Alapozás kedvezőtlen talajokon

Alapozás
kedvezőtlen talajokon

114478

Alapozás kedvezőtlen talajokon

Rétháti László

MTAK
0 00040 31200 2

Akadémiai Kiadó · Budapest

Sajtó alá rendezte
dr. Balázsy Béla

06707

MAGYAR TUDOMÁNYOS AKADÉMIA KÖNYVTÁRA

Megjelent a Magyar Tudományos Akadémia támogatásával

ISBN 963 05 6837 3

Kiadja az Akadémiai Kiadó
1117 Budapest, Prielle Kornélia u. 19—35.

Első kiadás: 1995

© *Rétháti László jogutódja, 1995*

Minden jog fenntartva, beleértve a sokszorosítás, a nyilvános előadás, a rádió- és televízióadás, valamint a fordítás jogát, az egyes fejezeteket illetően is.

Printed in Hungary

M. TUD. AKADÉMIA KÖNYVTÁRA
Könyvleltár 1893/19 96... sz.

ELŐSZÓ

A városiasodás (az urbanizáció) folyamata az iparosodással párhuzamosan a II. világháború utáni években látványosan felgyorsult. E folyamat elsősorban a történelmi városok nagy részének gyors területi növekedését eredményezte, de ezzel egyidejűleg új települések is születtek és indultak fejlődésnek. Ez a világszerte megfigyelhető jelenség azonban nem csak pozitív irányba hatott; a városok beépített területeinek növekedése az esetek igen nagy részében erőltetett volt, ahol a gazdasági ésszerűség törvényei nem érvényesülhettek. Az erőltetett építési tevékenység oda vezetett, hogy idővel elfogytak az alapozás szempontjából kedvező területek, és egyre nagyobb mértékben kellett igénybe venni a kedvezőtlen területeket is. Ezekre általában a térfogatváltozó talajok (pl. duzzadó agyagok), a roskadó (lösz) talajok, a szerves (erősen összenyomható) talajok és feltöltések előfordulása jellemző. Ezeknek alapos ismerete, viselkedésük feltárása alapvető fontosságú. Érthető tehát, hogy e talajok fizikai és mechanikai jellemzőinek laboratóriumi kutatása és viselkedésük helyszíni megfigyelése már több évtizeddel ezelőtt előtérbe került majdnem mindenütt a világon, elsősorban azokban az országokban, ahol az ilyen talajok előfordulása gyakori. Tekintettel arra, hogy e talajok mindegyike kisebb-nagyobb mértékben hazánkban is előfordul, kutatásuk már az 50-es évek elején megkezdődött. E munka fontosságának egyik legelső felismerője és a talajok viselkedésének jeles hazai kutatója e mű szerzője, dr. Rétháti László volt, előbb mint a Földmérő és Talajvizsgáló Iroda (FTI) talajmechanikusa és MEO vezetője, majd később a Földmérő és Talajvizsgáló Vállalat (FTV) szakági főmérnöke, végül a Budapesti Műszaki Egyetem professzora. E műben, amely az első átfogó jellegű hazai szakmunka e tárgykörben, a tragikusan korán elhunyt szerző több évtizedes, aprólékos kutatómunkájának eredményeit gyűjti össze, rendszerezi és tárja az olvasó elé. A szokottnál talán valamivel részletesebb adatgyűjtés és forrásfelsorolás a szerző alkatából adódik: nem csupán a figyelem felkeltését érezhette céljának, hanem az útmutatást is. Nemcsak az volt fontos számára, hogy az elmélet és a gyakorlat szakemberei egyaránt megtalálják, ami számukra fontos, de megszólal benne a pedagógus, és bőséges irodalmi adathalmazával segíteni kívánja a jövő kutatóit is.

Az elméleti kérdések világos rendszerezése e mű egyik nagy érdeme, de ugyanilyen logikus a gyakorlati kérdések bemutatása és tárgyalása is; az elméleti kutatások tapasztalatainak hasznosítása terén számos gyakorlati megoldást ad a kedvezőtlen talajokon történő alapozások tervezéséhez, de a veszélyek elhárítását célzó szerkezeti

megoldásokra is felhívja a figyelmet. A külföldi példák mellett bemutatja az épületkárok vizsgálatának módszereit, és ismerteti a legérdekesebb hazai alapmegerősítési megoldásokat, valamint a kedvezőtlen talajok veszélyes tulajdonságainak kiküszöbölését célzó megoldásokat. Bíráló lektorai negatívumként említik a túlzó részletességet, talán helyenként jogosan; de egyetlen szerző, így ő sem tudhatja, melyik részlet, kinek, milyen feladatában jelenti majd a kulcsot egy-egy probléma megoldásában. Lektorai kifogás tárgyává tették azt is, hogy páratlanul gazdag irodalmi felsorolásában túlteng a volt szovjet irodalom. Ebben is van igazság, de ne tévesszük szem elől a történelmi keretet, amelyben a szerző élt és alkotott, s amelynek kényszerei őreá is hatottak: a túlzott iparosítási és lakásépítési programokat hajszoló hatalmas kiterjedésű ország, már csak politikai ambícióból és bizonyítási kényszerből is, olyan területek beépítését is kikényszerítette, amelyeken csak gazdaságtalanul, sőt pazarló módon lehetett építeni ugyan, de a kedvezőtlen és veszélyes talajok kutatása vitathatatlanul fellendült. Nem csodálkozhatunk azon sem, hogy hazánkban hosszú ideig éppen ez az irodalom állt legkönnyebben rendelkezésre. Mindez természetesen nem jelenti más kontinensek és országok kutatási eredményeinek mellőzését; bőségesen találunk benne — az európai eredményeken kívül — amerikai, japán, kínai eredményeket is. És bizonyára a hazai kutatásoknak és eredményeknek is nagyobb terjedelmet szentelt volna, ha a befejezéshez is annyi energiája maradt volna, mint amennyivel évtizedeken át dolgozott. Mi sem jelzi jobban ezt, mint a 4. fejezet, amelynek ábráit már nem tudta elkészíteni és ezzel nyitva hagyta a kérdést a sajtó alá rendező és a szerkesztő számára: kimaradjon-e a teljes műből az egyik értékes fejezet csak azért, mert a magyarázó ábrák már nem készülhettek el? A döntés az volt, hogy jelenjen meg az anyag a maga egészében, a 4. fejezet ábrái nélkül is; azok, akiknek a könyv sajtó alá rendezésének és szerkesztésének feladata osztályrészül jutott, úgy látják, egy posztumusz mű így is teljes lehet, egyetértve ugyanakkor azzal a lektori véleménnyel, hogy e tárgykörben még egyéb, érdekes és újabb kérdéseket is érinteni lehetett volna, mint pl. az alábányászott területeken történő építkezések kérdéseit, a geotextíliák használatát stb. De ebben a látszólagos befejezetlenségben is megsejthető a szerző szándéka: a geotechnika mai és holnapi művelőire vár a kiegészítés és a folytatás feladata, akik e hatalmas adatmennyiség birtokában számos területen fejleszthetik tovább azt, amit a szerző előkészített.

A részleteken túlmenően, az általános szerzői filozófiai felfogásról már nem lehetett a szerzővel vitatkozni; de ismerve lelkiismeretességét, amellyel szakterületének kérdéseit kezelte, valamint közvetlen és megnyerő emberi tulajdonságait, bizonyára nem zárkózott volna el ezek elől sem.

Meggyőződésünk, hogy e könyv megjelenésével mind az elméleti, mind a gyakorlati szakemberek felbecsülhetetlen értékű ismeretanyaghoz jutnak; a gyakorlati megoldások és a konkrét alkalmazási példák hozzájárulnak majd ahhoz, hogy egyre kevesebb gazdaságtalan vagy hibás alapozás készüljön.

Budapest, 1994. november hó

dr. Balázsy Béla
okl. mérnök

Köszönet illeti meg a Magyar Tudományos Akadémia Műszaki Tudományok Osztályát, hogy felismerve e mű kimagasló jelentőségét és a benne felhalmozott óriási adathalmaz és ismeretanyag értékét, a mű kiadása mellett foglalt állást. Külön tragikuma a sorsnak, hogy e döntés órájában a szerző még köztünk volt, de a döntésről már nem értesülhetett.

Köszönet illeti meg a könyv két lektorát: dr. Gabos Györgyöt és dr. Scharle Pétert. Mindketten kiváló elméleti és gyakorlati szakemberek, akik rendkívül alapos és részletes bírálataikkal járultak hozzá ahhoz, hogy a hátrahagyott mű a felhasználók részére fontos ismeretek forrásává válhat.

Köszönet illeti meg az Akadémiai Kiadót azért a színvonalas munkáért és gondoskodásért, amellyel ezt a művet is a sok-sok korábbinál már megismert lelkiismeretességgel gondozta. Külön elismerés illeti meg a terjedelmes anyag részletes átnézéséért Nagy Tibor szerkesztőt, aki észrevételeivel a szöveg érthetőségét javította.

Végül, de nem utolsósorban, hálás köszönetet mond a család a szerző által elismert és nagyra becsült dr. Balázsy Béla mérnöknek, aki a könyv sajtó alá rendezését, az opponensi vélemények megválaszolását, a szerző műszaki véleményének megvédését és még sok, a könyv megjelenésével kapcsolatos munkát — rá oly jellemző alapossággal és szaktudással — elvégezte, s ezzel hozzájárult ahhoz, hogy a könyv a szakemberek kezébe kerülhessen.

dr. Rétháti Lászlóné

Tartalomjegyzék

1. Alapozás térfogatváltozó talajon 13
1.1. Bevezetés 13
1.1.1. Történeti visszapillantás 13
1.1.2. A térfogatváltozó talajok területi elterjedése 14
1.1.3. A károk nagyságrendje 15
1.1.4. A talajok vízfelvételét követő alakváltozások 16
1.2. A térfogatváltozás mechanizmusa 18
1.2.1. Az agyagásványok keletkezése és osztályozása 18
1.2.2. Az agyagásványok fizikai és kémiai tulajdonságai 22
1.2.3. A duzzadás folyamata 28
1.2.4. A zsugorodás folyamata 34
1.2.5. Gyakorlati következtetések 38
1.3. Térfogatváltozási jellemzők és meghatározásuk 39
1.3.1. A térfogatváltozási jellemzők definíciói 39
1.3.2. A térfogatváltozási jellemzők meghatározása 44
1.3.3. A térfogatváltozási jellemzők meghatározása tapasztalati összefüggésekből 72
1.4. A térfogatváltozó talajok viselkedése 75
1.4.1. Alakváltozási tartományok és fázisok 75
1.4.2. Az alakváltozások kialakulására ható tényezők 79
1.4.3. Váltakozó előjelű térfogatváltozás 90
1.4.4. Zsugorodás okozta károsodások 91
1.4.5. Lejtőn álló épületek viselkedése 98
1.4.6. A vegetáció hatása a talaj és az épület viselkedésére 101
1.5. A térfogatváltozó talajon álló épületek tervezése 114
1.5.1. A térfogatváltozás elleni védekezés lehetőségeinek vizsgálata 115
1.5.2. Síkalapozás térfogatváltozó talajon 122
1.5.3. Különleges megoldásokkal kombinált síkalapozás 131
1.5.4. Cölöpalapozás térfogatváltozó talajon 141
1.5.5. A szerkezeti és egyéb elemek kialakítása 152
1.5.6. Az altalaj víztartalmának szabályozása 158
1.6. Károsodott épületek vizsgálata és helyreállítása 159
1.6.1. Adatgyűjtés 160
1.6.2. Helyszíni vizsgálatok és értékelésük 161
1.6.3. A kárkép értékelése 162
1.6.4. Laboratóriumi vizsgálatok és értékelésük 163
1.6.5. A helyreállítás általános szempontjai 164

1.6.6. A szerkezet megerősítése 165
1.6.7. Az alapozási rendszer módosítása 166
1.6.8. Merev épületek visszabillentése 167
1.6.9. A vegetáció okozta károk helyreállítása 168
1.7. Esettanulmányok az 1. fejezethez 169
1.7.1. A víztartalom természetes változása okozta duzzadás 169
1.7.2. Mesterségesen elárasztott talajon álló épületek 169
1.7.3. Károsodások a víztartalom természetes csökkenésének hatására 170
1.7.4. Példák a vegetáció okozta károsodásra 173
1.7.5. Kémiai duzzadás 176
1.7.6. A mesterséges hőhatás okozta zsugorodás 177
Irodalom az 1. fejezethez 177

2. Alapozás roskadó talajon 186
2.1. Bevezetés 186
2.1.1. A roskadó talajok osztályozása 186
2.1.2. A lösz keletkezése 187
2.1.3. A lösz területi elterjedése 188
2.1.4. Történeti visszapillantás 189
2.2. A roskadás jelensége 190
2.2.1. A lösz általános jellemzői 190
2.2.2. A lösz fizikai tulajdonságai 192
2.2.3. A roskadás oka 195
2.2.4. Alakváltozási fázisok 197
2.2.5. A roskadás időbeli lefolyása 198
2.3. A roskadási jellemzők és meghatározásuk 202
2.3.1. A roskadási veszély előzetes becslése 202
2.3.2. A roskadás jellemzői 205
2.3.3. A roskadási jellemzők meghatározása ödométerrel 207
2.3.4. A roskadási jellemzők meghatározása helyszíni árasztással 225
2.3.5. Helyszíni vizsgálatok szondával 237
2.4. A roskadás előfordulása és viselkedése 240
2.4.1. A roskadás mélységi eloszlása 240
2.4.2. A talajvízszint emelkedése okozta roskadás 244
2.4.3. Vízfeldúsulás az épületek alatt 249
2.4.4. Alakváltozás a terület feltöltésének hatására 250
2.4.5. A lösz viselkedése szeizmikus hatásokra 251
2.5. A tervezés előkészítése 252
2.5.1. Az építési terület minősítése 252
2.5.2. A löszön álló épületek osztályozása 253
2.5.3. A vízbeszivárgás lehetőségeinek felmérése 255
2.5.4. A roskadási mozgáselemek számítása 256
2.5.5. A löszön való alapozás irányelvei 261
2.6. Védekezés a roskadás káros hatása ellen 266
2.6.1. A víz távol tartása 267
2.6.2. Védekezés a szerkezet oldaláról 269
2.6.3. A talaj tömörítése 273
2.6.4. Alapozás döngölt munkagödörben 289
2.6.5. A lösz előzetes elárasztása 297

2.6.6. Talajcölöpök 306
2.6.7. Cölöpalapok 314
2.6.8. A talaj vegyi szilárdítása 322
2.6.9. Termikus szilárdítás (égetés) 333
2.7. Meglévő épületek és környezetük vizsgálata 338
2.7.1. Helyszíni megfigyelések 338
2.7.2. Löszön álló épületek mozgásmérése 338
2.7.3. A mesterséges árasztás hatásának vizsgálata 340
2.8. Károsodott épületek helyreállítása 342
2.8.1. Helyreállítás szilárdítással 343
2.8.2. Az állékonyság folyamatos biztosítása sajtók segítségével 343
2.8.3. Helyreállítás utólagos árasztással 345
Irodalom a 2. fejezethez 348

3. Alapozás szerves talajon 356
3.1. A szerves talajok keletkezése és bomlása 358
3.1.1. A tőzegek területi elterjedése 358
3.1.2. Aerob bomlás 360
3.1.3. Anaerob bomlás 361
3.1.4. Váltakozó aerob és anaerob bomlás 364
3.2. A szerves talajok osztályozása 364
3.2.1. Az osztályozás szempontjai és módszerei 365
3.2.2. A tőzegek osztályozása 368
3.2.3. A szervesanyag-tartalom meghatározása 374
3.3. A szerves talajok fizikai és egyéb tulajdonságai 386
3.3.1. Talajfeltárás és mintavétel 386
3.3.2. Víztartalom 389
3.3.3. Anyagsűrűség 392
3.3.4. Hézagtényező, nedves és száraz térfogatsűrűség 394
3.3.5. Plasztikus és folyási határ 399
3.3.6. Nyírószilárdság 401
3.3.7. Áteresztőképesség 408
3.3.8. A szerves talajok egyéb jellemzői 411
3.4. A szerves talajok kompressziója és konszolidációja 412
3.4.1. A szerves talajok összenyomódása statikus teher hatására 412
3.4.2. A szerves talajok konszolidációja 426
3.5. Síkalapozás 447
3.5.1. Statisztikai adatok a szerves talajok okozta épületkárokra 448
3.5.2. Közvetlenül a szerves talajon álló síkalapok 448
3.5.3. Síkalapok mélyen fekvő szerves réteg felett 454
3.5.4. Síkalapozás részleges talajcserével 456
3.5.5. Alapozás közvetlenül a kivitelezés előtt felhordott feltöltésen 457
3.5.6. A szerves talaj harántolása síkalappal 458
3.5.7. A felszerkezet kialakítása 458
3.5.8. A melléépítés hatása 460
3.5.9. Példák 463
3.6. A fizikai tulajdonságok javítása előterheléssel és drénezéssel 465
3.6.1. A fizikai tulajdonságok javításának lehetőségei 465
3.6.2. Irányelvek az előterhelés tervezéséhez 466

3.6.3. Az előterheléssel kapcsolatos helyszíni mérések 469
3.6.4. A drének osztályozása 470
3.6.5. A drénezett előterhelés elméleti kérdései 472
3.6.6. A drénezett előterhelés hatékonysága 474
3.6.7. A drénezett előterhelés tervezése 475
3.6.8. Helyszíni mérések drénezett területen 476
3.6.9. Példák a drénezett előterhelésre 479
3.7. Egyéb alapozási megoldások 481
3.7.1. A szerves réteget harántoló hagyományos cölöpalapozás 481
3.7.2. Cölöpök kialakítása jet grouting módszerrel 482
3.8. A károsodott épületek helyreállítása 482
3.8.1. A konszolidációs görbe extrapolálása 483
3.8.2. A helyreállítás általános szempontjai 483
3.8.3. Szerves talajon álló épületek alápalazása 484
3.8.4. Vasbeton lemez utólagos beépítése 484
3.8.5. Helyreállítás a szerves réteget harántoló mélyalappal 485
Irodalom a 3. fejezethez 487

4. Alapozás feltöltésen 495
4.1. A feltöltés eredete és osztályozása 496
4.2. A károsodásra vonatkozó statisztikai adatok 499
4.3. A feltöltések fizikai és egyéb tulajdonságai 503
4.3.1. Helyszíni vizsgálatok és adatgyűjtés 503
4.3.2. Statikus kompresszió és konszolidáció 509
4.3.3. A tömörített talajok szerkezete 514
4.3.4. A tömörített talajok zsugorodása 515
4.3.5. A tömörített talajok duzzadása 516
4.3.6. A feltöltések roskadása 518
4.3.7. Égési termékekből készült feltöltések jellemzői 521
4.3.8. A szemétfeltöltések jellemzői 525
4.3.9. A feltöltés laboratóriumi vizsgálata és minősítése 528
4.4. Alapozásra alkalmas feltöltések készítése 537
4.4.1. A tervezés általános irányelvei 537
4.4.2. Az anyag beépíthetőségének megítélése 539
4.4.3 A beépítési víztartalom és az elérendő tömörség 541
4.4.4. Hidraulikus módszerrel készített feltöltések 543
4.4.5. Feltöltések készítése szemétből 544
4.4.6. Feltöltés készítése javított tulajdonságú talajokból 546
4.5. Síkalapozás feltöltésen 547
4.5.1. A síkalapozású épületeket fenyegető veszélyek 547
4.5.2. Alapozás cseretalajon 552
Irodalom a 4. fejezethez 553

1. Alapozás térfogatváltozó talajon

1.1. Bevezetés

1.1.1. Történeti visszapillantás

Az agyag térfogatváltozásra való hajlamát már az ókorban felismerték. VITRUVIUS — aki Augustus császár uralkodása idején tízkötetes művet írt az építészetről — a következőket írja az agyagról: „... télen a csapadékból felszívott víz hatására duzzad, aminek következtében súlya és expanziója által megrepeszti és kidönti a támfalakat". (A mediterrán éghajlatú Rómában a csapadék nagy része a téli félévben hull le.)

Egy-egy utalást az agyagok ezen tulajdonságára a későbbi szakirodalomban is találunk. BARTHOLOMEV pl. 1841-ben a következőket írja: „... de szabad területen, az aszály idején a nehéz agyag hajlamos repedezni és az épületeket károsítani, hacsak nem helyezik az alapozási síkot a repedések alá" (DRISCOLL, 1983).

A kérdés beható vizsgálata a XX. század 20-as éveiben indult meg. A TERZAGHI által készített ödométer (ami görögül „duzzadásmérőt" jelent) még elsődlegesen a kompresszió okozta összenyomódás és a tehermentesítést követő expanzió meghatározására szolgált, de alkalmas volt a vízfelvétel okozta duzzadás mérésére is.

A víztartalom változását követő térfogatváltozás veszélyét először az útépítésben ismerték fel; a védekezési metodika kidolgozásának nagy lendületet adott a 30-as években meginduló autópálya-építés (Európában a „Reichsautobahn"-hálózat kialakítása). Nem kellett azonban sok időnek eltelnie, hogy néhány szakember — talán az utakkal való analógia alapján — felismerje, hogy a talaj térfogatváltozása más, az útpályához hasonlóan kis merevségű szerkezeteket, így a „kis épületek" szerkezeti és nem szerkezeti elemeit is veszélyezteti. A szemlélet megváltozását találóan érzékelteti JENNINGS (1950); az épület sarkainak alakváltozását (és az abba az irányba emelkedő ferde repedéseket) sokáig úgy értékelték, hogy a sarok süllyed, holott az épület közepe emelkedett. (A sorozatos tévedésekhez nyilvánvalóan az is hozzájárult, hogy abban az időben ritkán mérték az épületek — főleg az egy-két szintes épületek — mozgását.)

A kérdés iránti érdeklődés annyira megnőtt, hogy a Dél-Afrikai Institution of Civil Engineers 1957-ben szimpóziumot rendezett a „duzzadó agyagok" témakörében. Ezt követően 20 év alatt hét konferenciát rendeztek (1959 — Colorado, 1965 és 1969 — Texas, 1973 — Haifa, 1980 — Denver, 1984 — Adelaide és 1987 — New Delhi). A konferenciák és az időközben megjelent publikációk anyaga azt bizonyítja, hogy a térfogatváltozás folyamatának és törvényszerűségeinek megismerése, a védekezés módozatainak kidolgozása kiterjedt kutatásokat, helyszíni megfigyeléseket, más tudományágak (elsősorban a kolloidkémia) ismeretanyagának a felhasználását

és az eddigiektől eltérő szemlélet kialakítását igényli. A „klasszikus" talajmechanika az első húsz évben a teherhordó szerkezetek teherbírásával, alakváltozásával és állékonyságával foglalkozott. A nagy létesítmények (silók, 10–15 szintes épületek, völgyzáró gátak stb.) geotechnikai problémáit igyekezett megoldani, a térfogatváltozás viszont az egy-kétszintes épületek teherhordó elemeit és a nem szerkezeti elemeket (a válaszfalakat, padozatokat, járdákat, térburkolatokat, teraszokat stb.) veszélyezteti.

1.1.2. A térfogatváltozó talajok területi elterjedése

Az irodalomban a következő országok szerepelnek a leggyakrabban: Dél-Afrikai Unió (JENNINGS, 1950), Egyesült Államok (DAWSON, 1953), Szovjetunió (SZOROCSAN, 1961), Ausztrália (AITCHISON és RICHARDS, 1965), Izrael (ZEITLEN és KOMORNIK, 1961) és Kanada (WARKENTIN és BOZOZUK, 1961). Egy-két közlemény a következő országokról jelent meg: India (PALIT, 1953), Anglia (COOLLING és WARD, 1948), Kína (SHITAO HOU, 1984), Spanyolország (SALAS, 1957), Kuba (TSHEBOTARIOFF, 1953), Portugália (NOVAIS-FERRERA et al., 1973), Törökország (ORDEMIR et al., 1977), Egyiptom (MOUSSO et al., 1985), NSZK (SCHULER és GÖDECKE, 1982), Románia (POPESCU, 1979). A felsoroltakon kívül DONALDSON (1969) a következő országokat említi még meg: Argentína, Burma, Etiópia, Ghána, Irán, Mexikó, Marokkó, Rhodesia és Venezuela.

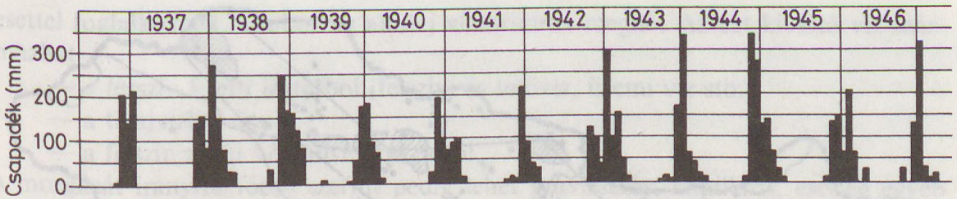
Közelebbi információkat az említett cikkekből szerezhet az olvasó. A zárójelben feltüntetett szerzők kiválasztása véletlenszerű volt, de közülük többen az elsők között voltak, akik országuk ilyen jellegű problémáiról a nemzetközi irodalomban publikáltak.

Az a körülmény, hogy egyre több országból jelentenek térfogatváltozásból származó károkat, nem csak a nemzetközi kommunikációs lehetőségek növekedésével magyarázható. Magyarországon pl. az 1949., 1950. és 1961. évi forró, száraz nyarakon, Spanyolországban az 1973–1975. évi aszályt követő tömeges károsodások irányították a szakemberek figyelmét erre a kérdésre. Az Egyesült Államokban a 30-as évektől a mozgásra érzékeny téglafalak, a 40-es évek elejétől pedig a talajra helyezett gerendák viselkedése már egyértelműen rámutatott a térfogatváltozás veszélyére (CHEN, 1975).

A területi eloszlás szempontjából két tényezőnek van döntő szerepe: a térfogatváltozó talaj jelenlétének és az éghajlatnak. A klimatikus viszonyokat illetően egyes szerzők a következőket tartják veszélyesnek:

— arid és szemiarid területek (NOBLE, 1966), ahol nagymértékű a víztartalom évi és sokévi ciklikus változása, mint pl. az Egyesült Államok egyes részein (HOLTZ, 1983), Izraelben (NEUMANN és POLONSKY, 1953; *1.1. ábra*), Görögországban (STAMATOPOULOS et al., 1989) és Törökország szemiarid területein (ORDEMIR et al., 1977);

— száraz éghajlatú területek, mint Spanyolország (SALAS, 1957) vagy Dél-Afrika, Izrael, Egyiptom és az Egyesült Államok egyes részei (LAMBE és WHITMAN, 1979), ahol az évi párolgás mennyisége egyes években meghaladja az évi csapadékot; így állandó vízhiány van, a talaj szorpciós indexe *(pF)* nagy (RUSSAM és COLEMAN, 1961);



1.1. ábra. A mediterrán éghajlatra jellemző csapadékeloszlás Izraelben (NEUMANN—POLONSKY, 1953)

— a mérsékelten száraz (mérsékelten nedves) területek, mint Kína területének egyes részei (SHITAO HOU, 1984);

— a trópusi és mérsékelt égövek szemiarid területei (CHEN, 1975).

Amint látjuk, az éghajlat szerepének megítélése nem teljesen egységes. Tovább növeli az ellentmondást, hogy térfogatváltozás okozta károkat nedves, óceáni éghajlati viszonyok között is észleltek, mint pl. Angliában (WARD, 1947; SALAS, 1957). Az ellentmondás egyik oka minden valószínűség szerint az, hogy a szerzők többsége a duzzadást tartja a leggyakoribb és legnagyobb veszélynek, gyakran indokolatlanul lebecsülve a zsugorodás okozta veszélyt.* Angliában pl. (az ország DK-i részén, ahol elterjedten találhatók térfogatváltozó talajok) — ha az óceáni éghajlatra jellemző egyenletes éven belüli csapadékeloszlástól eltérően szárazabb nyarak alakulnak ki — gyakran okoz a talaj zsugorodása súlyos károkat (lásd az 1.4.6.5. fejezetet). Gyakori a zsugorodásból eredő károsodás Magyarországon is (vö. az 1.4.4.1. fejezettel).

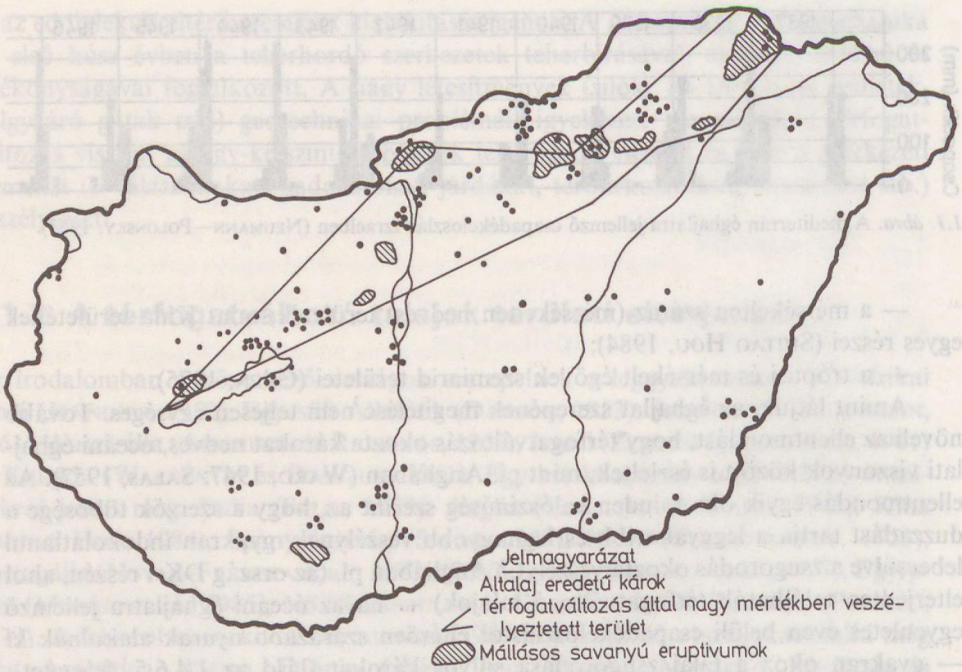
Visszatérve a területi elterjedés vizsgálatára: a térfogatváltozási veszély mértéke egy-egy országon, de még egy kisebb területen belül sem azonos. Ebben nemcsak az éghajlati és talajadottságok játszanak szerepet, hanem egyéb tényezők is; az a körülmény pl., hogy Magyarországon az északi vidékeket fenyegeti leginkább ez a veszély *(1.2. ábra)*, annak is következménye, hogy az országnak ezen dombos-hegyes vidékein a talajvíz általában mélyen mozog.

1.1.3. A károk nagyságrendje

JONES és HOLTZ (1973) adatai szerint az Egyesült Államokban e térfogatváltó talajok okozta kár évente 2255 millió dollár, több mint kétszer akkora, mint az árvizek, hurrikánok, tornádók és földrengések okozta kár együttesen. Legnagyobb arányszámmal az utak (51%), a kereskedelmi épületek (16%), az egycsaládos házak (13%), valamint a térburkolatok, járdák, parkolók stb. (5%) szerepelnek. RAO et al. (1988) a károkat 7 milliárd dollárra teszik.**

* Ebben lényegében nincs ellentmondás, a szembeállítás nem szerencsés. Érthetőbb lenne a szerző gondolatmenete, ha a jelenséget a kezdeti víztartalomból kiindulva vizsgálná. (A szerk.)

** Egy statisztikai összehasonlítást torzíthat az a körülmény, hogy a kisebb természeti csapások által okozott károk nem jelennek meg egy-egy nagyobb földrajzi egységre vonatkozó pusztítások felméréseiben. (A szerk.)



1.2. ábra. Az altalaj eredetű és ezen belül a térfogatváltozás okozta károk, valamint a mállásos savanyú eruptívumok területi eloszlása Magyarországon (RÉTHÁTI, 1977; RÉTHÁTI Zs., 1985)

A mintegy 800 károsodott épület vizsgálati anyaga alapján készített hazai statisztika szerint (RÉTHÁTI, 1977) az altalaj eredetű károk között a térfogatváltozás 8,2%-kal (a termett talajra alapozott épületekre vetítve 13,3%-kal) szerepel. Ha figyelembe vesszük, hogy a károsodás „klasszikus" esete, a statikus teherre bekövetkező egyenlőtlen süllyedés 14,2%-kal (termett talajra pedig csak 11,0%-kal) szerepel a statisztikában, a kérdés jelentőségét nem is szükséges tovább bizonyítanunk.

1.1.4. A talajok vízfelvételét követő alakváltozások

Az alapok alatt elhelyezkedő talajrétegek alakváltozása a szerkezetben többletfeszültséget és alakváltozásokat idéz elő. A szerkezetek méretezéséhez elsősorban a talaj alakváltozásának előjelét és mértékét kell ismernünk, de nem közömbös ezek sebessége sem, mert — a feszültségátrendeződés lehetősége miatt — a lassú alakváltozás kevésbé veszélyes, mint a gyors (SKEMPTON és MACDONALD, 1956).

A megfigyelések szerint a talaj káros alakváltozásait az esetek többségében a *víz* idézi elő; Magyarországon pl. az altalaj eredetű épületkárok 64%-át az alapok alá szivárgó víznek tulajdoníthatjuk (RÉTHÁTI, 1977).

Eltekintve egyéb hatásoktól (belső erózió, finom szemcsék kimosódása, az önsúlyfeszültségek változását követő alakváltozás stb.) a következőkben csak azzal az

esettel foglalkozunk, amikor az altalaj víztartalma megnő. Az ezt kiváltó víz származhat

— a térszín feletti légtérből (felszíni és tetővíz, üzemi víz stb.),

— a talajvízből és

— a felszín alatti közművezetékekből,

a mozgását irányító főerő szerint pedig lehet gravitációs, kapilláris, esetleg egyéb víztípus is. Ebben az esetben a víz három különböző jelenséget idézhet elő:

a) összenyomódást (az összenyomódási modulus és a nyírószilárdság csökkenése miatt),

b) duzzadást (a duzzadási nyomás aktivizálódása miatt) és

c) roskadást (a vázszerkezet meggyengülése, összeomlása következményeképpen).

Az alakváltozási jellemzők lényegesen eltérnek egymástól: az alakváltozás *előjele* az *a)* és *c)* esetben pozitív, a *b)* esetben negatív, *sebessége* az *a)* és *b)* esetben kicsi vagy közepes, a *c)* esetben nagy (az alakváltozások *mértéke* már sok egyéb tényezőtől is függ).

A három típus (jelenség) megkülönböztetésének, illetve a három különböző „kimenetel" előrejelzésének a gyakorlatban igen nagy jelentősége van, sajnálattal kell azonban megállapítanunk, hogy az irodalom ezzel a kérdéssel igen keveset foglalkozik. A kiindulási alapot KRUTOV et al. (1973) fogalmazták meg egyértelműen, akik szerint — a vizsgált szempontból — négyféle talajt különböztethetünk meg:

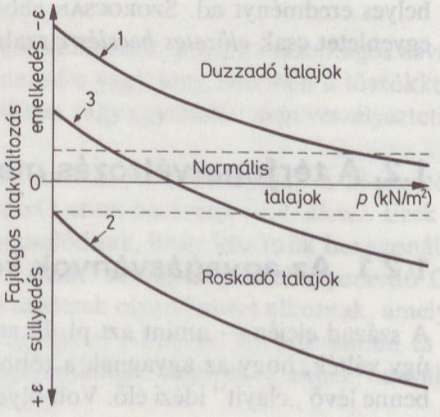
— duzzadó,

— roskadó,

— duzzadó és roskadó, valamint

— normális (szokványos)

talajokat. Az elkülönítés alapját a p, ε koordináta-rendszerben ábrázolt alakváltozási görbe képezi *(1.3. ábra)*. Egyes talajok a teljes p-tartományban duzzadnak vagy roskadnak, mások kis teherre duzzadnak, nagy teherre roskadnak; a „normális" talajok alakváltozása az előzőekhez képest kicsi, előjele pozitív és negatív egyaránt lehet.



1.3. ábra. A talajok osztályozása a víz hatására bekövetkező alakváltozásuk előjele szerint (KRUTOV et al., 1973); *1* duzzadó, *2* roskadó, *3* duzzadó és roskadó talajok

A mintára (rétegre) ható tehernek meghatározó szerepe van. SZOROCSAN (1974) pl. próbaterheléseket végezve azt tapasztalta, hogy a vizsgált makroporózus iszap $p = 200$ kN/m^2-rel terhelve roskadt, $p = 100$ kN/m^2-rel terhelve viszont duzzadt. Az általa vizsgált talajokra a következő *tájékoztató* táblázatot állította össze:

Talaj	Talpfeszültség (kN/m^2):		
	10–60	60–180	180–300
Sovány iszap	duzzadás	roskadás	roskadás
Iszap	duzzadás	duzzadás	roskadás
Agyag	duzzadás	duzzadás	duzzadás

DAVID et al. (1973) megfigyelték, hogy az ödométerbe helyezett tömör talaj emelkedik, a laza süllyed, de nem írnak arról, hogy az utóbbi gyorsan, roskadásszerűen következett-e be. Az ilyen jellegű kísérletekkel gyakorlatilag csak azt a „kritikus tömörséget" lehet meghatározni, amely *alatt* duzzadás nem következik be. Mivel van egy másik kritikus tömörség is, nevezetesen az, amely *fölött* roskadás nem következik be, az osztályozásba célszerűnek látszik a feszültségen kívül a hézagtényezőt (vagy a száraz térfogatsúlyt) is bevonni. A két kritikus érték nem szükségszerűen azonos, így a „normális" tartomány is jobban definiálható.

A szovjet gyakorlatban akkor tekintik a talajt roskadónak, ill. duzzadónak, ha az

$$\frac{e_0 - e_L}{1 + e_0} \tag{1.1}$$

hányados nagyobb $-0{,}1$-nél, ill. kisebb $-0{,}3$-nál. (A képletben e_0 a természetes hézagtényező, $e_L = w_L \cdot \varrho_s$ a folyási határhoz tartozó hézagtényező.) A kritériumok összhangban vannak MIHEEV (1962) azon megfigyelésével, hogy a „normális" agyagokra a medián $-0{,}22$.

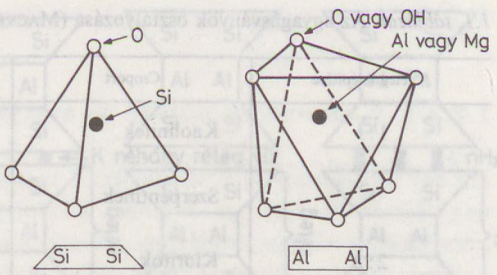
SZOROCSAN (1963) különböző területekről származó 138 mintára határozta meg az (1.1) egyenlettel definiált tört értékét és a lineáris fajlagos duzzadást. Ha utóbbira 4%-ban állapítjuk meg a kritikus értéket (amely felett már „duzzadó" minősítést adunk), akkor a mintáknak csak 78%-áról állapítható meg, hogy az (1.1) egyenlet helyes eredményt ad. SZOROCSAN ebből azt a következtetést vonja le, hogy az (1.1) egyenletet csak *előzetes becslésre* szabad felhasználni.

1.2. A térfogatváltozás mechanizmusa

1.2.1. Az agyagásványok keletkezése és osztályozása

A század elején — amint azt pl. EKBLAW és GRIM (1936) részletesen kifejtik — még úgy vélték, hogy az agyagnak a többi talajtól és kőzettől való eltérő viselkedését a benne lévő „clayit" idézi elő. Volt olyan felfogás is, hogy az agyagok lényegében véve

1.4. ábra. A Si-tetraéder és az Al- (Mg-) oktaéder



kaolinitből épülnek fel, és azért különböznek csak egymástól, mert eltérő mértékben tartalmaznak egyéb anyagokat (YONG és WARKENTIN, 1975).

A röntgendiffraktométeres eljárás bevezetése (1923) után bizonyosodott csak be, hogy az agyagok kristályos ásványokat is tartalmaznak. Vannak ugyan az agyagban amorf (nem kristályos) anyagok és elsődleges ásványok (kvarc, földpát stb.) is, de jellegzetes tulajdonságait a kristályos, ún. *agyagásványok* határozzák meg.

Az agyagásványok az ún. elsődleges ásványokból keletkeztek, dezintegráció, oxidáció, hidratáció, kilúgozás (esetleg ennek hiánya) vagy egyéb hatásokra. Az elsődleges ásványok átalakulásának mértéke elsősorban azok keménységétől és a kémiai stabilitás fokától függ (LEGGET, 1962), így pl. a kvarc ellenáll a bomlási folyamatnak, a csillámok és földpátok már sokkal kevésbé. Az alapkőzet eredete szerint DONALDSON (1969) kétféle keletkezési folyamatot különböztet meg:

1. a bázikus vulkáni kőzetek (bazalt — pl. India, dolerit — Dél-Afrika stb.) bomlása,

2. az üledékes kőzetek átalakulása (pl. a márgáé és a mészkőé Izraelben).

A számunkra legveszélyesebb agyagásvány, a montmorillonit képződésének alapfeltétele TOURTELOT (1973) szerint a rendkívüli mértékű dezintegráció, az erős hidratáció és a mérsékelt kimosódás, amely lehetővé teszi, hogy Mg-, Ca-, Na- és Fe-ionok épüljenek be. Ezek a feltételek főleg a szemiarid éghajlatú övezetekben vannak meg, ahol kevés a csapadék, vagy ennek lehullását fokozott párolgás követi. (Az eső itt elegendő az átalakítási folyamat fenntartásához, de a beépült kationok kimosásához nem.) Érdekes mindezt összevetni azzal a megfigyeléssel, hogy a térfogatváltozási folyamatnak is „kedvez" a szemiarid éghajlat.

A térfogatváltozási veszély szempontjából közömbös, hogy a másodlagos ásványokat tartalmazó talaj keletkezési helyén marad-e vagy sem, szemben a lösszökkel, amelyek másodlagos fekvésben csak kismértékben vagy egyáltalán nem veszélyeztetik az épületeket.

Az agyagásványok alumínium-szilikátok, azaz az Al és Si oxidjai. A Si-atomot négy, egy *tetraéder* sarokpontjain elhelyezkedő O-atom határolja *(1.4. ábra)*. Ezek a tetraéderek lemezt („sheet") képezve úgy kapcsolódnak, hogy közöttük hexagonális hasadék alakul ki. Az Al-atomot hat, egy *oktaéder* sarokpontjain elhelyezkedő O-atom határolja; az egymáshoz kapcsolódó oktaéderek olyan lemezt alkotnak, amelyben az oktaéderek 2/3-ának középpontját foglalja el Al-atom. Az alumínium és a szilícium egy részét más, olyan ionok helyettesíthetik, amelyek ezekhez hasonló nagyságúak, így izomorf helyettesítésről van szó.

1.1. táblázat. Az agyagásványok osztályozása (MACKENZIE, 1957)

A réteg felépítése	Csoport	Ásvány	Izomorf helyettesítés
1 : 1	Kaolinitek	kaolinit	–
		dickit	
	Szerpentinek	krisztolit	Al helyett Mg
		kronstedtit	Al helyett Fe
2 : 2	Kloritok	klorit	Si helyett Al
			Mg helyett Al
2 : 1	Csillámok	illit	Si helyett Al
		glaukonit	Si helyett Al
			Al helyett Fe és Mg
	Montmorillonitok	montmorillonit	Al helyett Mg
		beidellit	Si helyett Al
		nontronit	Al helyett Fe
		hektorit	Mg helyett Li
		szaponit	Si helyett Al
	Vermikulitok	vermikulit	Si helyett Al
1 : 1, 2 : 1 vagy kevert	Közberétegzett ásványok	bravaizit	

Az agyagásványok jelenleg használatos *osztályozási rendszere* az egyes ásványokat aszerint különbözteti meg, hogy hány Al- és Si-lemez alkot egy *réteget* („layer"). Egy-egy csoportba általában több ásvány sorolható be, aszerint, hogy az Al-ot, ill. a Si-ot milyen fémion helyettesítheti. Az *1.1. táblázat* szerint hat „tiszta" és egy „közberétegzett" ásványcsoportot különböztethetünk meg.* A táblázat első oszlopában feltüntetett arány a réteg felépítésében részt vevő Si- és Al-lemezek számára, ill. ezek arányára utal. A rétegek felépítését az *1.5. ábra* mutatja be.

Mérnöki szempontból az egyes ásványcsoportok és ásványok főbb jellemzői a következők.

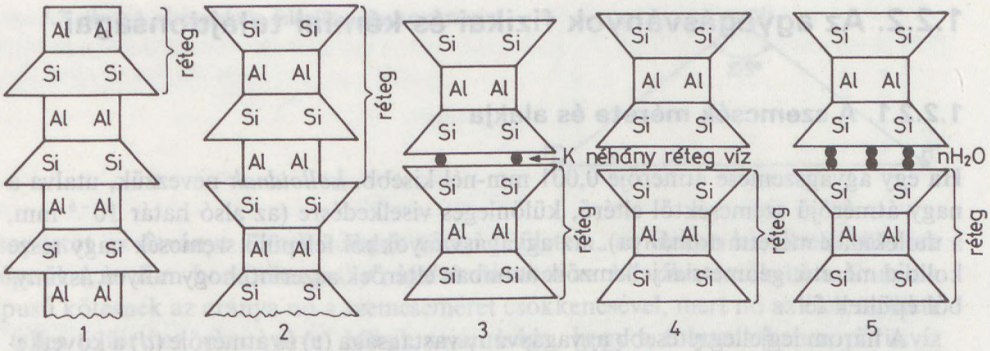
Kaolinitek. A rétegek között erős „hidrogénkötés" (vö. az 1.2.2.2. fejezettel) van, ami megnehezíti a hidratációt. A rétegek negatív töltése gyenge, a kationcsere-képesség kicsi. A halloinit abban különbözik a kaolinittől, hogy hidratált alakban is előfordulhat, egy réteg vízmolekulával a kristály rétegei között.

Szerpentinek. Nem szokványos agyagásványok (a szerpentinit dezintegrációja útján keletkeznek), és csak a teljesség kedvéért szerepelnek a táblázatban.

Kloritok. Mérnöki szempontból érdektelenek.

Csillámok. Fő jellegzetességük, hogy a rétegeket K-ionok kapcsolják össze (l. az 1.5. ábrát). Gyakran fordulnak elő a mérsékelt és a száraz égöv üledékes kőzeteiben. Aktivitásuk és térfogatváltozó hajlamuk a kaolinité és a montmorillonité közé esik.

* Az 1.1. táblázatban szereplő agyagásványok „csoport" megnevezései általában ismertek (a geológiából is); az egyes ásványokkal a gyakorló mérnök ugyan ritkán találkozik, a kutatók számára azonban hasznos lehet egy teljességre törekvő részletes bemutatás. (A szerk.)



1.5. ábra. Agyagásványok rétegeinek felépítése; *1* kaolinit, *2* klorit, *3* csillám, *4* montmorillonit, *5* vermikulit

Illitek. Kálium kötésű rétegekből állnak; az izomorf helyettesítés Mg- vagy Fe-lemezben fordul elő.

Montmorillonitok. Az illittől abban különböznek, hogy K helyett víz lehet a rétegek között (1.5. ábra), másrészt abban, hogy az izomorf helyettesítés (Mg vagy Fe) az Al-lemezben fordul elő. A nagy duzzadási potenciált a rétegek közé kerülő, adszorbeált víz feszítő ereje adja.

Vermikulit(ok). A montmorillonittól abban különböznek, hogy a rétegek között max. két molekula vastagságú vízréteg van, és ez is csak egy kis részét tölti ki a rétegek közötti térnek. A Si-lemezben Al-helyettesítés van, ami nagy negatív töltést eredményez.

Közberétegzett ásványok. A természetben előforduló agyagokban gyakran kerül „idegen" agyagásványréteg másik két, azonos felépítésű réteg közé. A táblázatban szereplő bravaisit például a montmorillonit és a csillám „keveréke"; ez a kombináció nem meglepő, hiszen az 1.5. ábra szerint a két ásvány rétegeinek felépítése hasonló (Yong és Warkentin, 1975).

Újabban az agyagásványokhoz szokás sorolni a röntgendiffraktométer szerint amorfnak minősülő allofánt és a láncszerű felépítésű poligorsztitot (attapulgitot) is. A vulkáni hamuból nagyfokú dréneződéssel keletkezett allofánnak nagy a kationcsere-képessége, az aktivitása és az érzékenysége.

Az agyagásványok tulajdonságainak kutatása jelenleg is folyik, az osztályozási rendszer felépítésében és egyes részleteiben is várhatók még változások. A *kolloidkémia* — amelynek ismeretanyagára több vonatkozásban is támaszkodik a geotechnikának a térfogatváltozó talajokkal foglalkozó fejezete — az agyagásványok igen sok lényeges tulajdonságát fedezte fel a mai napig is; a fejlődés figyelemmel kísérése elengedhetetlenül szükséges a geotechnika ezen ágának továbbfejlesztéséhez.

1.2.2. Az agyagásványok fizikai és kémiai tulajdonságai

1.2.2.1. A szemcsék mérete és alakja

Ha egy agyagszemcse átmérője 0,001 mm-nél kisebb, *kolloidnak* nevezzük, utalva a nagy átmérőjű szemcséktől eltérő, különleges viselkedésre (az alsó határ 10^{-6} mm, a molekulák mérettartománya). Az agyagásványokból felépülő szemcsék nagy része kolloid méretű, geometriai jellemzőik azonban eltérőek aszerint, hogy milyen ásványból épültek fel.

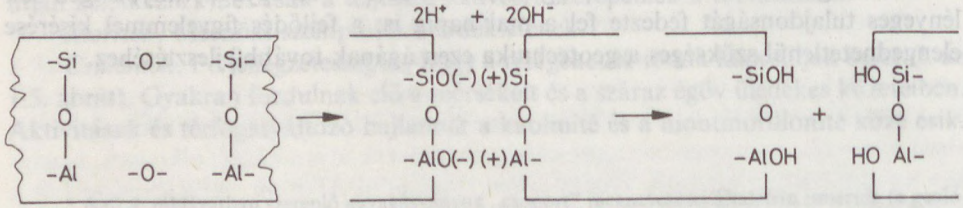
A három legjellegzetesebb agyagásvány vastagsága (v) és átmérője (d) a következő határok között változik (GRONKO, 1974; CHEN, 1975):

	kaolinit	illit	montmorillonit
v	0,5–2 μm	0,003–0,1 μm	< 9,5 Å
d	0,5–4 μm	0,5–10 μm	0,05(0,5)–10 μm
f	5–30	65–180	50 (600)–840

A táblázat harmadik sorában f a *fajlagos felület* jele; a hozzá tartozó számértékek azt jelzik, hogy egy gramm tömegű talajban a szemcsék összfelülete hány m^2. A kutatók egyértelműen megállapították, hogy a montmorillonit erős aktivitása és térfogatváltozási hajlama nem a szemcsék vastagságának vagy átmérőjének (ezek kis méretének), hanem a nagy fajlagos felületnek a következménye.

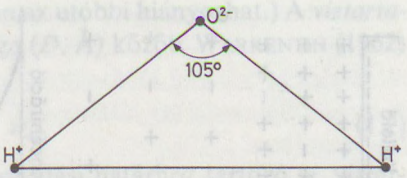
1.2.2.2. A víz adszorpciója

Az agyagásványok körül *elektromos mező* alakul ki. Az elektromos töltés egyik forrása az izomorf helyettesítés (l. az 1.2.1. fejezetben), amit LAMBE (1958a) következő példája világít meg. A pirofillit és a montmorillonit között az a különbség, hogy az utóbbiban a pirofillit átlagosan minden hatodik Al-atomját Mg helyettesíti. A pirofillit elektromos értelemben semleges; a +2 vegyértékű Mg belépése a +3 vegyértékű Al helyébe negatív eredő töltést ad a montmorillonitszemcsének. A másik nagy



1.6. ábra. Példa az ásványt alkotó rétegek törési felületein kialakuló töltésekre és az ezeken való megkötődésre (STEFANOVITS, 1981)

1.7. ábra. A vízmolekula felépítése PAULING szerint



csoportot az ásványt alkotó rétegek törési felületein, az éleken kialakuló töltések képezik („broken-bond charges")*; kialakulásukat az *1.6. ábra* érzékelteti. Ennek a típusú kötésnek az aránya nő a szemcseméret csökkenésével, mert nő az élek területe a teljes felülethez viszonyítva. Másik sajátossága, hogy a folyamatban a pórusvíz pH-ja is szerepet játszik (növelésével nő az aktív felületek száma, kis pH esetén viszont pozitív töltésű részek is kialakulhatnak).

A kolloidkémiai vizsgálatok azt bizonyítják, hogy a talajszemcsék többsége *negatív töltésű*, ami azt jelenti, hogy felületükön pozitív töltésű ionokat (kationokat) képesek lekötni. A szemcsékkel kapcsolatba kerülő víz *dipoláris* molekulákból áll, vagyis olyan molekulákból, amelyekben a pozitív és negatív töltések középpontjai jól elkülönülnek *(1.7. ábra)*. A víz így kétszeresen is kötődik a szemcse felületéhez: mind a negatív töltés, mind a felületi szabad O^{2-} vagy OH^--ionjai hidrogéniont kötnek le (YONG és WARKENTIN, 1975). Ez a jelenség a víz *adszorpciója* vagy — más néven — a *hidratáció*.

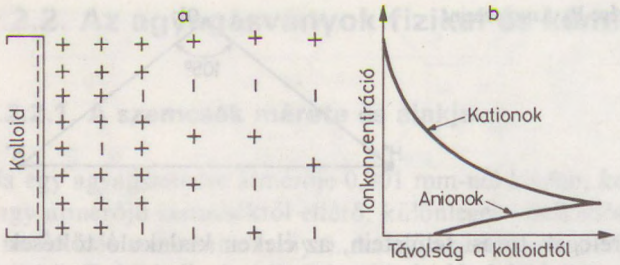
Az első vízmolekula-réteget erős, ún. H-kötés kapcsolja a szemcse felületéhez. Hasonló jellegű a második és a további rétegek kapcsolódása is, de a kötés ereje fokozatosan gyengül. A szemcse felületéhez tapadó víz fizikai tulajdonságai lényegesen eltérnek a normális (szabad) vízétől: sűrűsége elérheti az 1,4 g/cm^3-t is, viszkozitása 80–100-szorosa, dielektromos állandója pedig 1/10-e a normális vízének.

1.2.2.3. Ionok adszorpciója

A szemcsék körül kialakuló elektromos mező nemcsak a víz H^+-ionjait, hanem más ionokat (pozitív töltésű kationokat és negatív töltésű anionokat) is kötésben tarthat. Így az 1.2.2.2. fejezetben említett vízfilm körül hidratált kationokat és — kisebb mennyiségben (mert a szemcse felülete negatív töltésű) — anionokat tartalmazó réteg alakul ki. A kettőt együttesen *kettős rétegnek* (adszorpciós komplexumnak) nevezzük *(1.8/a ábra)*. Fizikai és kémiai tulajdonságaival az elmúlt évtizedekben számos kutató foglalkozott (pl. OVERBECK, 1948; BOLT, 1955), eredményeiket a talajmechanika területén is sok kutató (LAMBE, 1953 és 1958; SEED et al., 1960 stb.) hasznosította.

A hidratált ionokból felépülő réteg *diffúz* jellegű. A kationokat pozitív töltésük a szemcsékhez köti ugyan, de a Coulomb-féle elektromos vonzás és a termális diffúzió

* Rövid magyar megfelelője a szakirodalomban nem lelhető fel; értelemszerűen azokat az elektromos töltéseket jelenti, amelyek törési széleken lépnek fel. (A szerk.)



1.8. ábra. a) A kettős réteg felépítése, *b)* ionkoncentráció a kolloidtól való távolság függvényében (LAMBE, 1958)

a kationok olyan diffúz rétegét alakítja ki, amelyben a koncentráció a szemcse felületétől távolodva csökken (az anionok ettől eltérő viselkedésére az *1.8/b ábra* mutat rá). Az eloszlás elméleti kérdéseivel GOUY, majd CHAPMAN foglalkozott (l. pl. YONG és WARKENTIN, 1975).

A kationokat annál nagyobb erő köti a szemcséhez, minél nagyobb a vegyértékük, az azonos vegyértékű kationok közül pedig a kisebb szolvatálóképességűek adszorbeálódnak jobban. Ezt írja le a következő, ún. *liotrop sor:*

$$Li^+ < Na^+ < H^+ < K^+ < NH_4^+ \ll Mg^{2+} < Ca^{2+} \ll Al^{3+}.$$

A talajban leggyakrabban előforduló kationok: a Ca, Mg, H, K, NH_4 és a Na; savanyú talajokban az Al és a H van túlsúlyban. Az a körülmény, hogy a pórusvíz milyen kationt tartalmaz, döntően befolyásolja a talaj fizikai tulajdonságait; WHITE (1958) szerint pl. a folyási határ és a plasztikus index a kationok típusától függően az *1.2. táblázat* szerint változhat. (A táblázat egyik érdekessége: a Na-ion csak a montmorillonit plaszticitását növeli, a másik két agyagásványnál a hatás ellenkező.)

A diffúz ionrétegek vastagsága annál nagyobb, minél kisebb a kation vegyértéke és minél kisebb a koncentráció. BUZÁGH (1950) egyik kísérletsorozata azzal az eredménnyel zárult, hogy 1 g tömegű Na-montmorillonit 2,30 g vizet vett fel, a Ca-os változat csak 1,65 g-ot. Az adszorbeált víz mennyisége természetesen az agyagásvány típusától is függ: a montmorillonit által adszorbeált víz mennyisége pl. lényegesen nagyobb, mint a kaolinité. Az utóbbinak nagyobb ugyan a töltéssűrűsége, lényegesen kisebb viszont a fajlagos felülete, és mivel az elektromos erők a szemcsék felületén és a diszkontinuitásokban működnek, a fajlagos felület nagyságának van elsődleges szerepe (LAMBE, 1958a).

Az előzőek szerint a talajban lévő víznek három típusa van: a szemcse felszínén és annak közelében adszorbeált (1), a kationok (anionok) által adszorbeált (2) és a

1.2. táblázat. A folyási határ és a plasztikus index változása a kettős rétegben lévő kation típusától függően, WHITE (1958) példája nyomán

	Na^+		K^+		Ca^{2+}		Mg^{2+}	
	w_L	I_p	w_L	I_p	w_L	I_p	w_L	I_p
Kaolinit	29	1	35	7	34	8	39	11
Illit	61	27	81	38	90	50	83	44
Montmorillonit	344	251	161	104	166	101	158	99

szabad víz (3). (Nagy aktivitású, tömör talajokban az utóbbi hiányozhat.) A *víztartalom* számszerű értéke (%) és a szemcsék távolsága (D, Å) között WARKENTIN (1962) szerint a következő összefüggés áll fenn:

$$w = (fD/100) + w_0, \tag{1.2}$$

ahol f (m^2/g) a fajlagos felület, w_0 pedig a zsugorodási határhoz tartozó w_s víztartalommal vehető azonosnak. Az agyagásványok rétegei között elhelyezkedő adszorbeált víz mennyisége (víztartalom, w %) a rétegek távolságával (d_r) HOFMANN és BILKE (1936) szerint a következőképpen változik:

d_r (Å)	11,2	12,1	13,4	14,6	15,1	15,6	16,7	17,8
w %	10,0	13,9	19,5	24,2	29,5	36,3	41,8	59,0

1.2.2.4. Kationcsere

A pórusvízben a kationok „cserélhető állapotban" vannak. Ha pl. a kettős rétegében Na-ot tartalmazó agyaghoz kalcium-kloridot adunk, az agyag Ca-agyaggá alakul át:

$$Na_2\text{-agyag} + CaCl_2 = Ca\text{-agyag} + 2NaCl.$$

A kationcsere jelensége 1850 óta ismert. Az azóta feltárt — a térfogatváltozás szempontjából jelentős — néhány törvényszerűség a következőkben foglalható össze.

A kötés erőssége az 1.2.2.2. fejezetben említett liotrop sor szerint változik.

A kationcsere-kapacitás, vagyis a cserélhető kationok mennyisége a negatív töltések összegével azonos, és ásványonként változik (l. még az 1.3.2.1. fejezetet), ezért az agyagásvány-típusról is jó előzetes képet adhat.

A kicserélt kationok mennyisége a talajhoz adott oldat koncentrációjától is függ, de teljes cserét elérni nem lehetséges. A folyamat során egyensúly áll be. A cserélődő kationok és a teljes kationcsere-kapacitás arányának az oldat koncentrációjával való változását az ún. csereegyensúly-egyenletek írják le; ezek közül a legismertebb GAPON nevéhez fűződik (lásd pl. YONG és WARKENTIN, 1975).

Mivel az 1.2.2.3. fejezet és a később ismertetett példák szerint a lekötött kation típusának jelentős hatása van a talaj fizikai tulajdonságaira, a természetes vagy mesterséges kationcserének nagy jelentősége van a térfogatváltozás elleni védekezés szempontjából.

1.2.2.5. A szemcsék közötti taszítás és vonzás

YONG és WARKENTIN (1975) szerint a talaj szemcséi között *taszítóerő* akkor lép fel, ha

a) a rétegek közé diffúz ionrétegek hatolnak be, ill. a már ott lévők koncentrációja megnő, vagy

b) a rétegek között adszorbeált vízfilm alakul ki.

A taszítóerők hatása a talaj *duzzadásában* nyilvánul meg. A *b)* alatti jelenség w kis értékeire jellemző, ha viszont a szemcsék 15 Å-nél nagyobb távolságra vannak,

diffúz ionrétegek alakulnak ki, és a víz mozgását már az ionok ozmotikus aktivitása idézi elő (vö. az 1.2.3.2. fejezettel). A taszítóerő különösen akkor nagy, ha a kettős rétegben egyenértékű kationok vannak, és akkor, ha a külső folyadék desztillált víz. A *b)* alatti jelenség (az adszorpció) csak elhanyagolható szerepet játszik a duzzadás folyamatában.

A taszítóerő nő a pórusvíz dielektromos állandójának nagyságával, az elektrolit-koncentráció csökkenésével (mert ekkor nagy a gradiens a külső és belső folyadék között) és a hőmérséklet csökkenésével (LAMBE, 1953; SEED et al., 1960). A felsorolt tényezők közül — az előzőekben említett vegyértéket is beleértve — SRIDHARAN és RAO (1971) szerint a *dielektromos állandónak* van a legnagyobb szerepe.

Ugyanazon talaj esetén a *szemcsék távolságának* is döntő szerepe van. Mivel a távolság csökkenésével a taszítóerő nő, a duzzadási nyomás is nőni fog. A Poisson—Boltzman-egyenlet alapján levezetett összefüggést a talajok vonatkozásában számos szerző igazolta (pl. WARKENTIN et al., 1957; CHEN, 1975), bizonyítva ezzel, hogy a *hézagtényező csökkenésével* a duzzadási nyomásnak nőnie kell.

A van der Waals-elmélet szerint az egymáshoz közel elhelyezkedő szemcsék között *vonzás* lép fel. Mivel az ebből származó erő a távolság hetedik hatványával van fordított arányban, a szemcsék távolságával rohamosan csökken, így csak a kiszáradt vagy a nagy külső feszültséggel terhelt talajok esetében van jelentősége (YONG és WARKENTIN, 1975). Ha a szemcsék távolsága kisebb 15 Å-nél, a kettős rétegben ekkor még egyenletesen eloszló kationok is vonzóerőt ébresztenek a szemcsék között. A két típus között az az alapvető különbség, hogy az első független a kettős réteg fizikai és kémiai tulajdonságaitól, a második nem (HARDY, 1965).

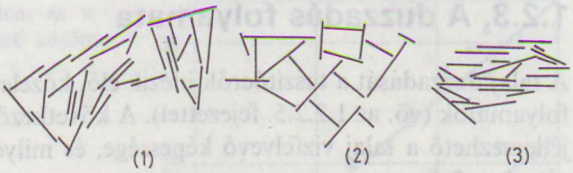
A szemcséket „idegen" szervetlen vagy szerves anyagok (vas-oxid, karbonátok, szerves savak stb.) is egymáshoz köthetik, részben kémiai, részben — gyengébb — intermolekuláris (van der Waals-féle) kötéssel. Ide sorolható a kapilláris feszültség is, ennek azonban az agyagok esetében kisebb a jelentősége.

1.2.2.6. Az agyagtalajok szerkezete

Az 1.2.1. fejezetben írottak szerint az ásványi szemcse két, három vagy négy lemezből álló rétegekből épül fel. Az egyes szemcsék egymáshoz viszonyított geometriai elrendeződésének módját szerkezetnek nevezzük. A szemcsék alkotta legkisebb egység (csoport), a *„domain"** csak elektronmikroszkóppal figyelhető meg; két vagy több, rendszerint párhuzamos elrendeződésű szemcséből áll. Az optikai mikroszkóppal megfigyelhető egység a *„cluster"*,* amelyekből a szabad szemmel is észlelhető *aggregátum („ped")** épül fel (YONG és WARKENTIN, 1975).

Ez a három típus a *szövetegységek* különböző megjelenési formája. Egymáshoz képest való elrendeződésük a szerkezet elsőrendű, a szemcséknek egy-egy szövetegységen belüli elrendeződése a szerkezet másodrendű jellemzője. A szövetegységek és a hézagok együttesen alkotják az agyagtalajok teljes szövetét.

* Kolloidkémiai fogalmak, érthetőségüket nem javítaná a kényszerű és erőltetett magyar fordítás. (A szerk.)



1.9. ábra. Üledékek szerkezete, *1* sós flokkuláció, *2* nem sós flokkuláció, *3* diszperzió hatására (LAMBE, 1958a)

A szemcséknek egy-egy szövetegységen belüli elrendeződése sokféle lehet, kialakulásában a kettős réteg kémiai jellemzőinek van döntő szerepe. A talajok térfogatváltozása szempontjából ezek között elsősorban az *orientáció mértéke* szerint kell különbséget tennünk. Az „orientált" szerkezetet általában párhuzamos szemcseelrendeződés jellemzi.

Az *1.9. ábra* három olyan talajszerkezetet mutat be, amelyek a sókoncentráció mértékétől függően alakultak ki. Az ábrán látható görbe szerint a legkisebb üledéktérfogat (a legtömörebb állapot) a sókoncentráció egy bizonyos értékénél alakult ki. Ez a jelenség a következőkben részletezett kolloidkémiai törvényszerűségekkel függ össze.

Ha a talajszuszpenzióhoz sót adagolunk, a taszítóerők csökkenése miatt a vonzóerők lépnek előtérbe, a szemcsék összetapadnak *(flokkuláció)*.* A sót kivonva (mennyiségét minimálisra csökkentve) az egyes szemcsék önállóan, egymástól függetlenül ülepednek *(diszperzió)*.** A kettős réteg Gouy—Chapman-elmélete szerint a flokkulációra való hajlam nő

— az elektrolitkoncentráció, a vegyérték és a hőmérséklet növelésével és

— a dielektromos állandó, a hidratált ionok nagysága, a pH és az anionadszorpció mennyiségének csökkenésével (l. pl. LAMBE, 1958a).

Ezek a tényezők nagy szerepet játszanak a talaj *keletkezésekor:* attól függően, hogy az ülepedés során mekkora volt a diszperzitás mértéke, lazább vagy tömörebb talaj alakul ki. Ennek a térfogatváltozás szempontjából azért van jelentősége, mert — amint azt később látni fogjuk — a tömörebb talaj nagymértékben duzzad és zsugorodik.*** Gyakorlati szempontból nagy jelentősége van annak a felismerésnek is, hogy a külső teher, a tömörítés és egyes kemikáliák jelentősen *megváltoztathatják* a talaj szerkezetét és ezzel alapvető fizikai tulajdonságait is.

A talajban nagyobb szerkezeti egységek is kialakulhatnak. Ismert típus a morzsalékos és a fényes felületű rögökből álló agyag, hosszú száraz időszakot követően pedig — bármelyik típusról legyen szó — a talajtömeget függőleges (és kisebb mértékben vízszintes) repedések szövik át. Jellegzetes jelenség a *„gilgai"*****-képződés is (LEE és KOCHERHANS, 1973; JOHNSON, 1979). Ezek az 5–20 m-enként váltakozó, max. 2 m mélységű képződmények szemiarid területeken alakulnak ki, a repedéshálózatba beszivárgó eső hatására. Jelenlétük a felszínközeli heterogenitás miatt veszélyes, a „dombok" ugyanis nagyobb mértékben duzzadnak, mint a „völgyek".

* Magyar megfelelője a pelyhesedés. (A szerk.)

** Magyar megfelelője a szemcsék szétválása és önálló mozgása. (A szerk.)

*** A lazább talajban ugyanis „van hely" olyan lokális duzzadásra, amely nem integrálódik általános makroduzzadássá. (A szerk.)

**** Megértéséhez a szövegben olvasható magyarázat elégséges. (A szerk.)

1.2.3. A duzzadás folyamata

A talaj duzzadását a taszítóerők idézik elő, közelebbről a kettős rétegben lejátszódó folyamatok (vö. az 1.2.2.5. fejezettel). A következőkben azt fogjuk vizsgálni, hogyan jellemezhető a talaj vízfelvevő képessége, és milyen jelenségek zajlanak le a kettős rétegben.*

1.2.3.1. Talajszívás (suction)

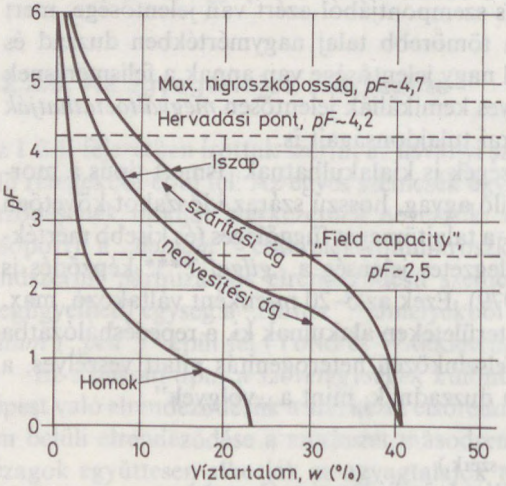
A felületi feszültség és az adszorpciós erők következményeképpen a *telítetlen* talajok pórusvizében az atmoszferikushoz képest nyomáshiány van. Ennek hidraulikus magasságban (cm) vagy feszültségben (MPa) kifejezett értéke a talajszívás (vagy világszerte elterjedt nevén a *suction*), jele s. A gyakorlatban ehelyett többnyire a pF szorpciós indexet használjuk:

$$pF = \log_{10} s. \tag{1.3}$$

A pF- *(s-)* érték a telítetlen talajok vízfelvevő tendenciájának a mértékét fejezi ki. Telített talajra $pF \sim 0$ ($h_v = 0$), kiszárított mintára $pF = 7$ is lehet.

A szívás koncepciójával Haines nyomán Keen (1931), talajmechanikai vonatkozásaival Schofield (1935) foglalkozott elsőként.

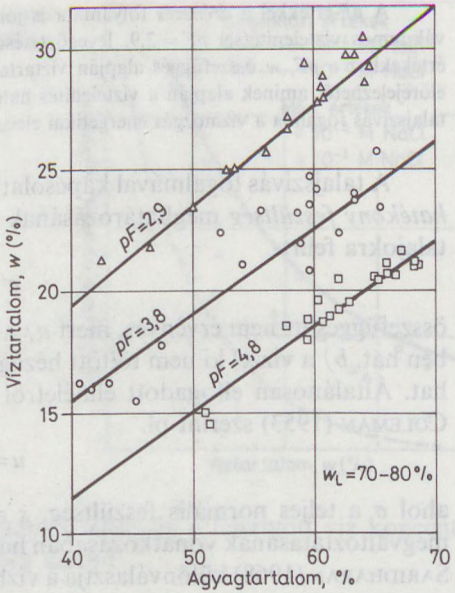
A térfogatváltozás jelenségének vizsgálata szempontjából alapvető jelentősége van annak a felismerésnek, hogy pF és w között egyértelmű összefüggés van, illetve hogy ez az összefüggés a talaj egyik fontos jellemzője. A példaként bemutatott *1.10. ábra* további két törvényszerűségre hívja fel a figyelmet:



1.10. ábra. pF, w görbék és a közelítő karakterisztikus pF-értékek

* Célszerűbb lett volna a jelenség leírásával és a közvetlen hatások ismertetésével kezdeni, és így felkelteni az olvasó érdeklődését. (A szerk.)

1.11. ábra. Összefüggés az agyagtartalom és a pF=const értékekhez tartozó víztartalmak között (AITCHISON és RICHARDS, 1965)



a) minél kisebb szemcsékből áll a talaj, ugyanazon w-hez annál nagyobb pF tartozik;

b) ugyanazon talaj esetén azonos w-hez kisebb pF tartozik, ha a száraz talajt fokozatosan nedvesítjük, mint fordított folyamat esetén (hiszterézis).

Az *a)* alatti jelenség a talaj *víztartó képességének* jellemzésére is alkalmas. Minél nagyobb egy talajnak ez a képessége, annál nagyobb víztartalom tartozik ugyanazon pF-értékhez. Ezt kívánja bizonyítani AITCHISON és RICHARDS (1965) egyik kísérletsorozatának az *1.11. ábrán* bemutatott eredménye: az azonos pF mellett kialakuló víztartalom — és ezzel a talaj víztartó képessége — a finom szemcsék arányának növekedésével folyamatosan nő. Ez a magyarázata annak is, hogy az aktív agyagásványok a duzzadási (vízfelvételi) folyamat végén nagy víztartalommal rendelkeznek, ugyanazon w mellett ugyanis nagyobb a vízfelvevő képességükre utaló s-értékük, mint a kevésbé aktív ásványoké.

A térfogatváltozás szempontjából nagy jelentősége van annak a törvényszerűségnek is, hogy az ún. *karakterisztikus víztartalmak* — a talajtól függetlenül — ugyanazon s-értékkel jellemezhetők. Így a gravitációsan visszatartott vízmennyiség felső határához („field capacity")* $pF = 2{,}5$, a hervadási ponthoz $pF = 4{,}2$, a Mitscherlich-féle maximális higroszkópossághoz $pF = 4{,}7$ tartozik (lásd az 1.10. ábrát).

Ha az anyag vizet vesz fel, térfogata nő (duzzadás), ugyanakkor a talajszívás *(s)* csökken. Az adott pF-hez tartozó w-érték az *egyensúlyi víztartalomnak* felel meg, a két jellemző egymástól függetlenül nem változhat, feltéve hogy a talaj tömörsége nem változik (a talajszívás ugyanis ennek is függvénye).

* A gravitációsan visszatartott vízmennyiség felső határa. (A szerk.)

A *pF*-értékkel a *drénezés* folyamata is jól jellemezhető. Így pl. gravitációs drénezéssel $pF = 2{,}5$, vákuumos víztelenítéssel $pF = 2{,}9$, levegőztetéssel $pF = 4{,}5$–$4{,}7$ érhető el (ANDREI, 1966). Ezekhez az értékekhez a *pF, w* összefüggés alapján víztartalmak rendelhetők, tehát a drénezést követő *w*-érték is előrejelezhető, aminek alapján a víztelenítés hatékonyságáról is képet kapunk. ANDREI (1971) szerint a talajszívás fogalma a vízmozgás energetikai elemzésére is alkalmas.

A talajszívás fogalmával kapcsolatban merül fel a telítetlen talajokban uralkodó *hatékony feszültség* meghatározásának a kérdése. A TERZAGHI (1923) által a telített talajokra felírt

$$\sigma' = \sigma - u \tag{1.4}$$

összefüggés itt nem érvényes, mert *a)* a pórusvíznyomás nem a teljes keresztmetszetben hat, *b)* a vízzel ki nem töltött hézagokban taszító- és vonzóerők, ill. ezek eredője hat. Általánosan elfogadott elméletről jelenleg még nem beszélhetünk. CRONEY és COLEMAN (1953) szerint pl.

$$u = \alpha\sigma - s, \tag{1.5}$$

ahol σ a teljes normális feszültség, s a talajszívás, α pedig σ azon része, amely s megváltoztatásának vonatkozásában hatékony (telített talajra $\alpha = 1$). LAMBE (1960) és SARIDHARAN (1968) különválasztja a vízben és a levegőben uralkodó hatékony feszültséget ($\bar{u}_w$ és $\bar{u}_a$), és figyelembe veszik a taszító- *(R)* és vonzóerőket *(A)* is; az utóbbi szerző szerint pl.

$$\bar{c} = \bar{\sigma}\, a_m = \sigma - \bar{u}_w - \bar{u}_a - (R - A), \tag{1.6}$$

ahol $\bar{c}$ a tényleges kontakt feszültség, $\bar{\sigma}$ a szemcséről szemcsére átadódó kontakt feszültség, a_m a szemcsék érintkezési felületeinek a teljes felülethez viszonyított hányada. JENNINGS (1961) szerint telítetlen talajokra a σ hatékony feszültség

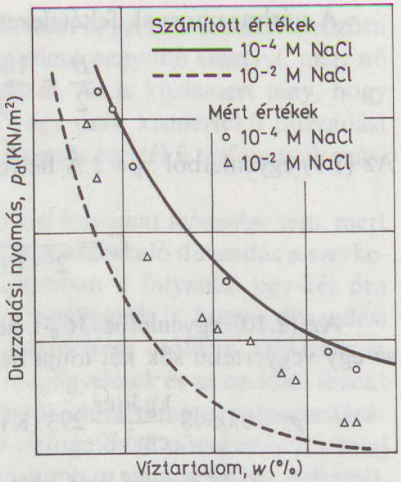
$$\sigma' = \sigma + \beta p'', \tag{1.7}$$

ahol σ a teljes feszültség, p'' a vízben uralkodó húzófeszültség (a kapilláris és adszorpciós feszültségek összege).

1.2.3.2. Ozmózis

A szemcsék elektromos töltése megakadályozza a kationokat abban, hogy távolabbra, a kisebb koncentrációjú terek felé mozduljanak el. A töltés membránként működik: áteresztő a víz számára és át nem eresztő a kationok számára; a két térrész közötti nyomáskülönbség az *ozmotikus nyomás*.

Az ozmózis szerepére a térfogatváltozás folyamatában elsőkként BOLT és MILLER (1955), valamint BOLT (1956) tanulmányai mutattak rá. Meggyőző kísérletsorozat eredményeiről számol be SZOROCSAN (1974). A szarmata agyagból vett mintából desztillált víz segítségével eltávolították a sókat, majd a mintát a NaCl különböző koncentrációjú oldatával telítették. Desztillált vizet szívatva fel, a 100 kN/m^2-rel terhelt minták fajlagos duzzadása desztillált víz hatására 4,8%-ról 6,2%-ra nőtt a koncentráció 0%-ról 30%-ra való növelésével, ami az ozmotikus nyomás fokozatos növekedésére utal.



1.12. ábra. A mért és az ozmotikus nyomásból számított értékek összehasonlítása (WARKENTIN és SCHOFIELD, 1962)

A p_o ozmotikus nyomás a pórusvíz (kettős réteg) és a felszívott víz koncentrációinak különbségével arányos; VAN'T HOFF szerint

$$p_o = RT(C_c - C_o), \tag{1.8}$$

ahol R a gázállandó, T az abszolút hőmérséklet (K°), C_c a mol/literben kifejezett koncentráció a szemcsék felezősíkjában, C_o a külső víz koncentrációja (ugyancsak mol/literben).

A kationok C_c koncentrációja a következő kifejezésből számítható (YONG és WARKENTIN, 1975):

$$C_c[\text{mol/l}] = \frac{\pi^2}{z^2 B(D/2+x_0)^2\, 10^{-16}}, \tag{1.9}$$

ahol z a cserélhető kationok vegyértéke, D a két szemcse közötti távolság (Å), x_0 a vegyértéktől és az agyag töltéssűrűségétől függő korrekciós tényező ($=1-4$ Å), $B \cong 10^{15}$ cm/mmol, a hőmérséklettől és a dielektromos állandótól függő állandó. A szemcsék D távolsága a víztartalomból az (1.2) kifejezés segítségével számítható, $w_0 = 0$ helyettesítésével.

A p_d *duzzadási nyomás* egy vegyértékű ionokra:

$$p_d = RT(C_c - 2C_0). \tag{1.10}$$

WARKENTIN és SCHOFIELD (1962) kísérletei szerint az (1.10) egyenletből számított duzzadási nyomás jól egyezik a mért értékekkel *(1.12. ábra)*, de csak viszonylag kis sókoncentráció esetében.

A számítás menete a következő számpéldán követhető (YONG és WARKENTIN, 1975). Legyenek adva a következő kiindulási értékek:

$$w = 50\%,$$
$$f = 150 \text{ m}^2/\text{g},$$
$$C_0 = 0{,}0006 \text{ M } CaCl_2,$$

a cserélhető kation pedig a két vegyértékű Ca.

A párhuzamosnak feltételezett két lemez alakú szemcse féltávolsága:

$$\frac{D}{2} = \frac{100w}{f} = \frac{100 \cdot 50}{150} = 33 \text{ Å} .$$

Az (1.9) egyenletből $x_0 = 2$ Å helyettesítéssel:

$$C_c = \frac{3{,}14^2}{2^2 \cdot 10^{15} \cdot 35^2 \cdot 10^{-16}} = 0{,}020 \text{ M} .$$

Az (1.10) egyenletbe $3C_0$-t helyettesítve (mert molekulánként három ion van az egy vegyértékű sók két ionja helyett), és 20 °C-t tételezve fel:

$$p_d = 0{,}0848 \frac{\text{kg liter}}{\text{cm}^2 \text{ K}} 293 \text{ (K)} [0{,}020 - 0{,}0018] = 0{,}0848 \cdot 293 \cdot 0{,}0018 =$$

$$= 0{,}45 \text{ kg/cm}^2 = 45 \text{ kN/m}^2 .$$

Ha a szemcsék véletlen elrendeződésűek, és nemcsak agyagásványokat tartalmaznak, egy inaktív „holt térfogattal" is számolnunk kell. Ezt Δw-ként kell értelmezni, tehát D számításakor w-ből le kell vonni (YONG és WARKENTIN, 1975).

1.2.3.3. A duzzadás mértéke és sebessége

A duzzadás lehetséges mértékét meghatározó tényezők egyik csoportja az agyagásvány (szemcse), másik csoportja a kettős réteg fizikai és kémiai jellemzőivel hozható kapcsolatba.

A gyakorlatban beszélhetünk egy harmadik, a „mérnöki tényezők" csoportjáról is. Ide tartozik a vizsgált rétegre ható teher, a víztartalom szélsőséges változását korlátozó tényezők stb. Ezek szerepével a könyv 1.3.–1.5. fejezetei foglalkoznak.

Az *agyagásvány* típusának a rétegek szerkezetében, az elektromos erőtér jellegében és erősségében, a szemcsék nagyságában (és ezzel a fajlagos felületben) mutatkozó különbségek miatt van meghatározó szerepe. Ezen ásványi tulajdonságok következménye, hogy a montmorillonit nagyobb mértékben duzzad, mint az illit, ez pedig nagyobb mértékben, mint a kaolinit. Az ásványtípustól függetlenül jelentős szerepe van a *szemcsék* távolságának és egymáshoz viszonyított geometriai elrendeződésének (a szerkezetnek), de ebben már a folyadékfázis és a külső teher jellemzői is szerephez jutnak. Csökkenti a térfogatváltozás mértékét, ha a szemcséket (vagy egy részüket) szerves vagy szervetlen anyagok kötik egymáshoz.

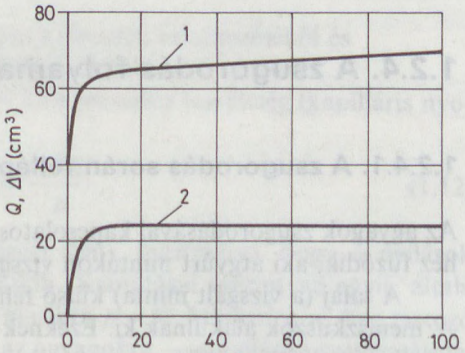
Ami a *kettős réteget* illeti, ennek jellemzőivel kapcsolatban megállapíthatjuk, hogy a duzzadás várható mértéke annál nagyobb,

— minél kisebb a hidratált kationok vegyértéke,
— minél kisebb a koncentrációjuk és
— minél nagyobb a dielektromos állandó.

Mindez a *felszívott vízre* is igaz (annál is inkább, mert ez jut be a szemcsék közötti kitöltetlen hézagokba). A kis koncentráció pl. azért jelent nagyobb veszélyt, mert nő a $C_c - C_0$ különbség, és ezzel az ozmotikus nyomás is. Az is közismert tény, hogy az apoláros folyadékok (mint pl. a benzol) nem vagy csak kismértékű duzzadást idéznek elő, ugyanakkor egyes savak felvétele igen jelentős mértékű térfogatváltozással jár (vö. az 1.4.2.4. fejezettel).

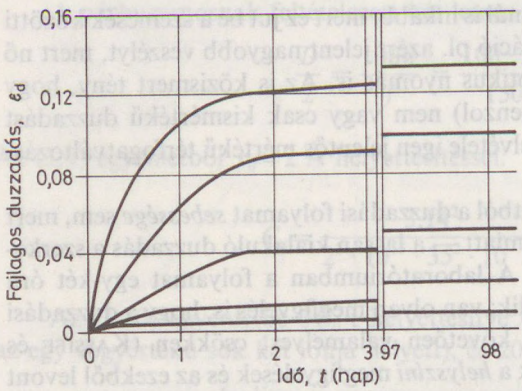
Nem közömbös mérnöki szempontból a duzzadási folyamat *sebessége* sem, mert — a feszültségátrendeződés lehetősége miatt — a lassan kialakuló duzzadás a szerkezet állékonyságára kevésbé veszélyes. A laboratóriumban a folyamat egy-két óra (vagy legfeljebb egy-két nap) alatt lezajlik; van olyan megfigyelés is, hogy a duzzadási nyomás egy maximális érték elérését követően valamelyest csökken (Kassiff és Baker, 1971). Lényegesen értékesebbek a *helyszíni* megfigyelések és az ezekből levont következtetések, mert ezek — a vízforrás geometriájától, időtartamától és intenzitásától függően — figyelembe veszik a nedvesített tömb térfogatának növekedését, a talaj szerkezetét és áteresztőképességét (amit a laboratóriumban nem lehet modellezni). Gyakorlati példákat az 1.4. fejezet tartalmaz, annyit azonban már itt megemlíthetünk, hogy a duzzadás 2–3 évig tartó folyamat, ebből a szempontból tehát lényegesen kisebb veszélyt jelent, mint a lösz hirtelen roskadása.

Egyes szerzők szerint (Musztafaev et al., 1974; Meszcojan és Malakjan, 1979; Musztafaev és El Hansy Roubi, 1985) a duzzadás is *reológiai* folyamat.* Ezt az elsőkként említett szerzők a következőkkel támasztják alá. A megfigyelések szerint a duzzadás nem mindig a vízfelvétel pillanatában indul meg, és — ami lényegesebb — folytatódik a vízadagolás megszüntetése után is. Az alakváltozás tehát úgy zajlik le, mintha a folyamatok a térfogaton belül késleltetve volnának. Figyelemre méltó az is, hogy a térfogati duzzadás 3–5-szöröse az adagolt víz mennyiségének *(1.13. ábra)*. Mindezek a megfigyelések azt bizonyítják, hogy a kristályon belül lezajló folyamatok eredményeképpen a duzzadás kúszásjellegű, tehát reológiai folyamat (plasztikus alakváltozás azonos p és w mellett).



1.13. ábra. Összefüggés a minta szabad térfogati duzzadása (ΔV) és a felszívott vízmennyiség (Q) között, az idő függvényében (Musztafaev et al., 1974)

* Nem feltétlenül szükséges hangsúlyozni, hogy reológiai folyamatról van szó, mert a talajban lezajló és feszültségátrendeződéssel járó jelenségek általában mind reológiai folyamatok. (A szerk.)



1.14. ábra. A duzzadás különböző terhelésekhez tartozó időgörbéi, a jellegzetes két reológiai szakasszal (MUSZTAFAEV et al., 1974)

Az *1.14. ábra* szerint a kúszási görbék két részből állnak: egy csökkenő sebességű és egy állandó, de kisebb intenzitású sebességgel jellemezhető szakaszból. (A kérdés részletes elméleti tárgyalását az említett cikkekben találja meg az olvasó.)

A laboratóriumi vizsgálatok és a helyszíni megfigyelések szerint az emelkedés ε_d, log$t$ koordináta-rendszerben ábrázolt időgörbéje egy — felülről — homorú ággal indul, amelyhez egy domború ág csatlakozik. Egyes kutatók szerint az első fázist a pórusvízben uralkodó negatív feszültség, a másodikat az agyagásványok fokozódó mértékű hidratációja idézi elő.

ALONSO és társai (1989) ezt az alapgondolatot elfogadva új modellt konstruálnak. Abból indulnak ki, hogy a mikroszkopikus felvételek szerint az agyagszemcsék rögöcskéket alkotnak, amelyek úgy viselkednek, mint a homok- vagy iszapszemcsék. A rögök közötti, viszonylag nagy (ún. másodlagos) pórusokban a víz szabadon mozog a kapilláris potenciál hatására, áramlása a Darcy-törvénnyel írható le. A rögökön belüli elsődleges pórusok az adszorpció révén vizet vonnak el a másodlagos pórusokból; egyensúly akkor áll be, amikor a rögök közötti vízben uralkodó szívás azonos lesz a hidratációs potenciállal. A rögök közötti tér azonnal reagál a *pF*-ben beállt változásokra, időfüggőséget csak a nem-stacionárius áramlás és a kerületi feltételek megváltozása okoz. A szerzők képletekben megfogalmazott fizikai modellt vázolnak fel, amely — többek között — a talajra ható feszültség hatását is figyelembe veszi.

1.2.4. A zsugorodás folyamata

1.2.4.1. A zsugorodás során fellépő erők és jelenségek

Az agyagok zsugorodásával kapcsolatos koncepciók nagy része HAINES (1923) nevéhez fűződik, aki átgyúrt mintákon vizsgálta a jelenség törvényszerűségeit.

A talaj (a vizsgált minta) külső felületén — a három fázis találkozási pontjain — meniszkuszok alakulnak ki. Ezeknek az a sajátosságuk, hogy a minta belseje felé eső (konvex) felületükön a nyomás kisebb, mint a külső, homorú felületen, ami a felületi feszültség következménye. Ha egy telített talajt lassan szárítunk, a felületén elpárolgó víz pótlására belsejéből víz szivárog a felület irányába, és ezzel egy időben — elsődlegesen a meniszkuszok által kifejtett erő (a kapilláris nyomás) hatására — a

minta térfogata csökken, a talaj zsugorodik. A víztartalomnak egy bizonyos — a talajra jellemző — értékénél a térfogatváltozás sebessége törtrészére esik vissza, S_r kisebb lesz az egységnél, majd a zsugorodási folyamat megáll.

Helyszíni körülmények között a *vízutánpótlódás* mértéke is szerepet játszhat. Ha a talajvíz a felszín közelében mozog, alsó (közel telített) vagy felső (felfelé haladva csökkenő telítettségű) kapilláris tartománya a térszínig érhet. Ebben az esetben zsugorodás csak akkor következik be, ha a

$$Q = S_r \cdot n \cdot v \tag{1.11}$$

kifejezéssel értelmezett, kapillárisan szállított fajlagos vízmennyiség kisebb a légtér jellemzői által meghatározott párolgási veszteségnél. (A képletben S_r a kapilláris tartománynak a térszínen kialakuló telítettségi foka, v a kapilláris áramlás sebessége, n a talaj hézagtérfogata.)

A zsugorodás folyamatában *két fázist* különböztethetünk meg (Terzaghi és Fröhlich, 1936; Warkentin és Bozozuk, 1961; Jumikis, 1962). Az elsőben a kapilláris nyomás — a meniszkuszok görbületének növekedésével — fokozatosan nő (maximuma az ún. zsugorodási nyomás), miközben a telítettségi fok mindvégig $S_r = 1$. A második fázisban a meniszkuszok a talaj belsejébe húzódnak, a kapilláris nyomás állandó marad, a telítettségi fok csökken, a térfogatváltozás igen kicsi, a talaj színe egyre világosabb árnyalatú lesz. A két szakasz között — az előzőekből következőleg — abban is különbség van, hogy az elsőben a térfogatváltozás és a víztartalom között egyenes, a másodikban görbe írja le az összefüggést.

Egyes szerzők (pl. Warkentin és Bozozuk, 1961) egy harmadik, kis terjedelmű fázist is feltételeznek, ahol w további csökkenése a legkisebb térfogatváltozást sem idézi elő. Haines (1923) és Stirk (1954) egy *negyedik fázisról* („szerkezeti zsugorodás") is említést tesznek, amely megelőzi a többit, és csak rögös szerkezetű, felszínközeli talajok esetében fordul elő. Ennek a fázisnak az a jellegzetessége, hogy a száradás kezdeti szakaszában néhány nagy pórus kiürül anélkül, hogy a talaj térfogata megváltozna (ebben a fázisban tehát a térfogatcsökkenés kisebb, mint a vízveszteség).

A zsugorodás jelenségét a víz *felületi feszültsége* idézi elő.* (Van egy alapfeltétel is: a légtér páranyomásának egy kritikus érték alatt kell maradnia, hogy a párolgás lehetséges legyen.) A térfogatváltozással szembeni *ellenállás* Yong és Warkentin (1975) szerint két részből tevődik össze:

a) a szemcsék (vagy a hidratált rétegek) közvetlen érintkezéséből és

b) a duzzadási tendenciát előidéző taszítóerőkből.

Terzaghi (1927) szerint a maximális p' kompressziós feszültség (kapilláris nyomás) a következő kifejezésből számítható:

$$p' \,[\mathrm{g/cm^2}] = \frac{0{,}306}{b}, \tag{1.12}$$

ahol b a kapilláris nyílás hosszabbik mérete (cm), feltételezve, hogy a nyílások négyszög alakúak és a teljes felületet kitöltik. Számításai szerint az egyik általa vizsgált agyagtípusra $p' = 19$ MN/m², egy másikra $p' = 38$ MN/m² a w_s-hez tartozó kapilláris nyomás. Tschebotarioff (1951) az agyagokra — a nyílást a szemcseátmérővel véve azonosnak — $p' = 60$ és 300 kN/m² közötti értékeket javasol felvenni.

* Az olvasóban felmerülhet a kérdés: a duzzadás kémiai, a zsugorodás mechanikai folyamat lenne? Valójában a duzzadás is mechanikai folyamat, de kémiai változások indítják el. (A szerk.)

Kézenfekvő a zsugorodás és a kompresszió között analógiát feltételezni (HAEFELI és AMBERG, 1948): mindkét esetben nyomófeszültség idézi elő az alakváltozást, a kezdeti víztartalomnak is hasonló szerepe van stb.

A száradási folyamat velejárói — az esetek többségében — a *zsugorodási repedések*. HVORSLEV (1938) megfigyelései szerint a repedésrajz a mintára ható erő irányába merőlegesen, vagyis a *szemcseorientációval* párhuzamosan alakul ki. HAGGARTY (1957) kísérletei szerint az orientált szerkezetű agyag legnagyobb zsugorodási elmozdulásai a lemezekre merőleges irányban (és legkevésbé a velük párhuzamos irányban) alakulnak ki, véletlen szemcseelrendeződés esetén a talaj minden irányban azonos mértékben zsugorodik (vö. az 1.2.4.2. fejezettel). YONG és WARKENTIN (1975) a repedésképződéssel kapcsolatban a következő törvényszerűségeket említik meg:

— a repedés általában ott keletkezik, ahol a kohézió a legkisebb;

— ha a száradás nem egyenletes, a repedés a nedvesebb talajban alakul ki;

— a repedés felszínén a szemcseorientáció megváltozik, ezért a nedvesedést követő újbóli száradás után a repedések ugyanott jelennek meg;

— a repedések fajlagos száma az ásványtípustól és a talaj szerkezetétől (a szemcseelrendeződéstől) függ: flokkulált agyagokban a repedések száma nagyobb;

— rögös szerkezetű agyagban a repedések nehezen különböztethetők meg a rögök közötti hézagoktól.

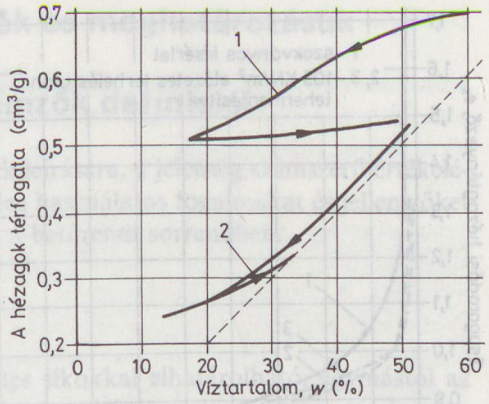
A repedések jelenléte igen lényeges tényező az infiltráció és az ezt követő duzzadás kialakulása szempontjából (vö. az 1.4. fejezettel).

1.2.4.2. A zsugorodás mértékét meghatározó tényezők

Mivel a zsugorodás a duzzadás ellenkező előjelű „párja", mértékét — első közelítésben — ugyanazok a kolloidkémiai és talajfizikai jellemzők határozzák meg: az agyagásvány típusa, a talaj szerkezete, a szemcsék távolsága stb. Ezenkívül van néhány egyéb tényező, ill. jelenség, amellyel a zsugorodást vizsgálva számolnunk kell. (Ez érthető, ha csupán arra gondolunk, hogy itt más az „erőjáték", más oka és korlátja van a maximális térfogatváltozásnak.)

A szemcsék *orientációjának* mértékére, ill. ennek szerepére a következő táblázat számértékei mutatnak rá (YONG és WARKENTIN, 1975):

Agyag	Orientáció jellege	w_s (%)	ϱ_d (g/cm^3)
Diszperz kaolinit (pH = 10)	félig orientált	19	1,70
Flokkulált kaolinit (pH = 4)	véletlen	26	1,52
Átgyúrt tengeri agyag	részben orientált	20	1,77
Zavartalan tengeri agyag	véletlen	30	1,64



1.15. ábra. Rögös szerkezetű talajok szárítási és újranedvesítési görbéi (CHANG és WARKENTIN, 1968); *1* 1–5 mm-es rögök, *2* 0,25 mm-nél kisebb rögök

A szerkezet hatására utal az a — már az előző fejezetben is említett — jelenség, hogy a *rögös felépítésű* talajok viselkedése eltér a szokványos talajokétól. Az *1.15. ábra* szerint *a)* a száradás kezdetén alig van térfogatváltozás, *b)* a zsugorodás jelentős mértékben függ a rögök méretétől is, *c)* a nagy rögökből álló talajok esetében hiszterézis alakul ki, *d)* a zsugorodási határ nem definiálható egyértelműen. Hasonló jelenséget figyelt meg POPESCU (1980) is.

A szerkezetnek az *anizotrópiára* gyakorolt hatására — a repedésrajzok vonatkozásában — már HVORSLEV (1938) és HAGGARTY (1957) megfigyelései is rámutattak. Ami a fajlagos zsugorodás mértékét illeti, hasonló megállapításokat tehetünk: a függőleges és vízszintes irányú zsugorodás arányát gyakorlatilag teljes mértékben a szemcseelrendeződés szabja meg (WARKENTIN és BOZOZUK, 1961; YONG és WARKENTIN, 1975).

Érdekes jelenségről számol be FOX (1964). Ha a talaj plasztikus, és a rétegre geosztatikai feszültség hat, nedves állapotban a talaj zsugorodása kezdetben egydimenziós (függőleges), és csak egy későbbi fázisban (egy bizonyos *w* elérése után) lesz háromdimenziós.

A zsugorodás mértékét meghatározó tényezők másik csoportja a *kettős réteg* jellemzőivel kapcsolatos, éspedig a következők szerint.

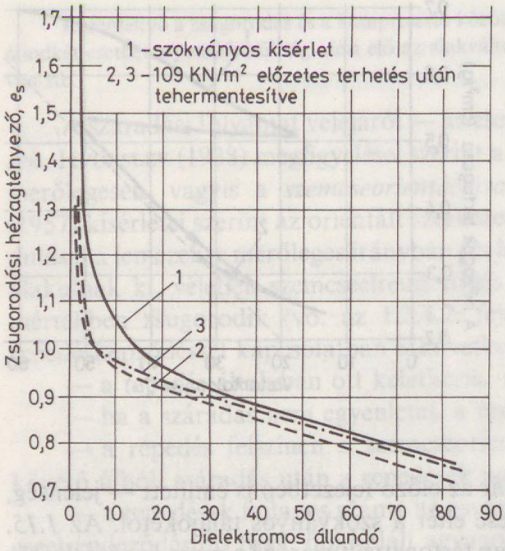
1. A duzzadáshoz hasonlóan a zsugorodás mértéke is csökken a kettős rétegben lévő kationok vegyértékének növekedésével.

2. Minél nagyobb a dielektromos állandó, annál nagyobb mértékben zsugorodik a talaj. Meggyőzően bizonyítják ezt SHRIDHARAN és RAO (1971) kísérletei *(1.16. ábra)*, akik kilenc különböző folyadék hatását vizsgálták a zsugorodási folyamat végén kialakuló hézagtényezőre.

3. Minél nagyobb a víz felületi feszültsége, annál nagyobb a zsugorodás mértéke, de az előzőekben említett szerzők kísérletei szerint a kapcsolat elég laza.

SZOROCSAN (1974) megfigyelései szerint a térfogati zsugorodás nő a hőmérséklet növelésével, különösen a 30 és 60 °C közötti tartományban.

A zsugorodás mértékét meghatározó tényezők harmadik, a *talajfizikai jellemzőkhöz* kapcsolódó csoportjával az 1.3.2.8. fejezetben foglalkozunk.



1.16. ábra. A zsugorodási hézagtényező a folyadék dielektromos állandójának függvényében (SHRIDHARAN és RAO, 1971)

1.2.5. Gyakorlati következtetések

Az 1.2. fejezetben írottak azt bizonyítják, hogy a térfogatváltozási jelenségek csak a kristály- és kolloidkémia törvényei és módszertana alapján vizsgálhatók eredményesen. Az ezektől elvonatkoztatott talajmechanikai vizsgálatokból könnyen vonhatnánk le téves következtetéseket, nem tudnánk megmagyarázni egyes jelenségeket (pl. az orientáció eltérő mértékét a PROCTOR-görbe száraz és nedves ágán), és figyelmen kívül hagyhatnánk a kolloidkémián alapuló eredményes megoldásokat (pl. a kationcserét).

A kristály- és kolloidkémia ismeretanyaga önmagában természetesen nem elegendő ahhoz, hogy segítségével a geotechnika területén felmerülő problémákat megoldjuk, részben azért, mert egyes kérdéseket (pl. a külső teher hatását) a kolloidika nem tárgyal, részben pedig azért, mert felhasználásának bizonyos korlátai vannak. Ezek közül egyik cikkében LAMBE (1958a) a következőket említi meg.

1. A természetes talajok nem azonos méretű és ásványi felépítésű szemcsékből állnak. Minden agyagban vannak pl. iszapszemcsék, amelyek módosítják a lemez alakú agyagszemcsék elrendeződését, és nem rendelkeznek kolloid tulajdonságokkal.

2. A talajban sokkal több az ásványi anyag, mint a víz, és nem két, hanem több szemcse kölcsönhatásáról van szó.

3. A szemcsék távolsága a kolloidelméletben tárgyalt távolságok alsó határa közelében van; ha a szemcsék majdnem érintkeznek (távolságuk kisebb 10 Å-nál), a Gouy–Chapman-elmélet nem érvényes.

4. A valóságban a talajtömegre olyan erők hatnak (a külső teherből, a víz áramlási nyomásából stb.), amelyek jelentősen befolyásolják a viselkedését.

1.3. Térfogatváltozási jellemzők és meghatározásuk

1.3.1. A térfogatváltozási jellemzők definíciói

Ez a fejezet a térfogatváltozás folyamatának leírására, a jelenség számszerű értékelésére és a veszély mértékének leírására jelenleg használatos fogalmakat és jellemzőket sorolja fel, a jobb áttekinthetőség érdekében betűrendi sorrendben.

Alakváltozási tartományok

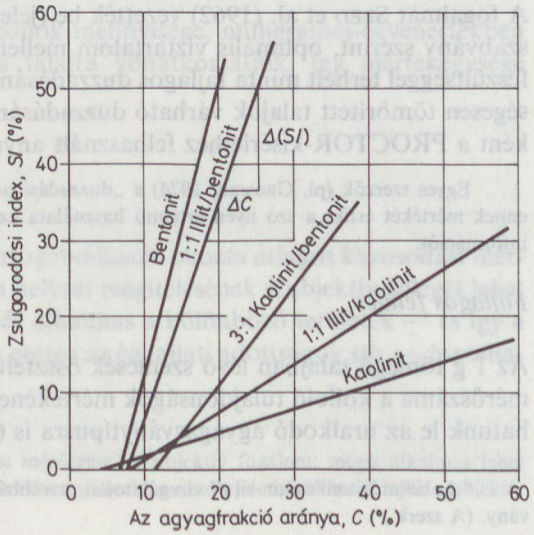
A terhelt talajtömegben kialakuló, vízszintes síkokkal elhatárolható, egymástól az alakváltozás *jellegében* eltérő tartományok. Az eltérő viselkedés oka az, hogy a duzzadási nyomás és a $\sigma_g + \sigma_z$ feszültségösszeg különbségének előjele a mélységgel változik (a különbség egy bizonyos mélységben előjelet vált). A fogalom gyakorlati felhasználására az 1.4.1. fejezet mutat be példákat. Hasonló tagozódásról beszélhetünk a lösz roskadásával kapcsolatban is (vö. a 2. fejezettel).

Duzzadási aktivitás

Mértékegység nélküli jellemző, jele *SA*. A fogalmat RANGANATHAM és SATYANARAYANA (1965) vezette be, a következő hányadossal jellemezve:

$$SA = \Delta(SI)/\Delta C, \tag{1.13}$$

ahol *SI* (%) a zsugorodási index (l. ott), *C* (%) pedig az agyagfrakció-tartalom. A különböző agyagásványok eltérő viselkedésére az *1.17. ábra* mutat be példát.



1.17. ábra. Az agyagfrakció tartalom (*C*) és a zsugorodási index (*SI*) közötti összefüggés és a duzzadási aktivitás értelmezése (RANGANATHAM és SATYANARAYANA, 1965)

Duzzadási határmélység

Annak a síknak a terepszint alatti mélysége, amely alatt duzzadásból származó alakváltozás nem következhet be (jele: H_d, mértékegysége: m). Ez a mélység azon síkok közül, amelyekre a

$$\sigma_g + \sigma_z > p_d \qquad (1.14)$$

egyenlőtlenség teljesül, a legmélyebben fekvő sík helyzetének felel meg (σ_g az önsúlyfeszültség, σ_z a külső teherből származó függőleges feszültség, p_d a duzzadási nyomás). A duzzadási határmélység az alakváltozási tartomány lehetséges legnagyobb mélységi kiterjedésének felel meg; ha a természetes vagy mesterséges eredetű vízfelvétel nem terjed eddig a mélységig, helyesebb *aktív tartományról* beszélni. A határmélység adott esetben igen nagy lehet: SZLAVIN (1980) mélységi bélyegek segítségével 12,1–12,4 m-t mutatott ki, O'NEILL és POURMOAYED (1980) membránnal lefedett területekre 9–15 m-ben állapítja meg a határmélységet.

Duzzadási nyomás

Az a nyomás, amelyet az oldalkitérésében megakadályozott talajtömeg nem korlátozott vízmennyiség felszívásának hatására függőleges irányban kifejt (jele: p_d, mértékegysége: kN/m^2). Az ödométerbe helyezett minta esetében a duzzadási nyomás azzal a teherrel (feszültséggel) azonos, amelyet a mintára adva, vízfelszívás hatására nem következik be alakváltozás. Vízszintes értelmű nyomásként is értelmezhető, elsősorban olyan esetekben, amikor a földtömeg — általában valamely megtámasztó szerkezet közbeiktatása következtében — vízszintes értelemben lehatárolt.

Duzzadási potenciál

A fogalmat SEED et al. (1962) vezették be (jele: S, mértékegysége: %). Az AASHO* szabvány szerint, optimális víztartalom mellett tömörített, majd 1 psi (=7 kN/m^2) feszültséggel terhelt minta fajlagos duzzadásának felel meg. Így elsősorban a mesterségesen tömörített talajok várható duzzadásának indexszáma, de tájékoztató értékként a PROCTOR-kísérlethez felhasznált anyag jellemzésére is alkalmas.

Egyes szerzők (pl. GROMKO, 1974) a „duzzadási potenciál" alatt az alakváltozási lehetőséget, ill. ennek mértékét értik, a szó ilyen értelmű használata azonban nem tartalmaz elegendő és egyértelmű információt.

Fajlagos felület

Az 1 g tömegű talajban lévő szemcsék összfelülete (jele: f, mértékegysége: m^2/g). Jó mérőszáma a kolloid tulajdonságok mértékének, és nagyságából következtetést vonhatunk le az uralkodó agyagásványtípusra is (vö. az 1.2.2.1. fejezettel).

* Laboratóriumi és „in-situ" vizsgálatokat, továbbá mintavételi eljárásokat szabályozó USA szabvány. (A szerk.)

Fajlagos lineáris duzzadás és zsugorodás

A terheletlen vagy P feszültséggel terhelt talaj egyetlen dimenzióra (rendszerint a függőleges irányra) értelmezett, az

$$\varepsilon_d\,(\%) = \frac{\Delta h}{h}\,100, \qquad \text{ill.} \qquad \varepsilon_{zs}\,(\%) = \frac{\Delta h}{h}\,100 \tag{1.15}$$

kifejezésekkel definiált alakváltozása, ahol h a minta (réteg) eredeti vastagsága, Δh a szóban forgó irányban mért abszolút alakváltozás. Ha duzzadásról van szó, a fogalomhoz az esetek többségében oldalirányú lehatárolást feltételezünk, tehát olyan állapotot, amikor az alakváltozás már eleve csak egydimenziós lehet.

Fajlagos vagy egységduzzadásnak *(unit heave)* hívja az irodalom a $\Delta h/\Delta z$ hányadost is, ahol Δh a Δz vastagságú réteg abszolút duzzadása.

Fajlagos térfogatváltozás

A

$$v\,(\%) = \frac{\Delta V}{V}\,100 \tag{1.16}$$

kifejezéssel definiált érték, ahol V az eredeti térfogat, ΔV ennek változása. Szokás térfogati duzzadásról és térfogati zsugorodásról is beszélni, az egydimenziós esettől, ill. a térfogatváltozás egyéb típusától való megkülönböztetés érdekében.

Kationcsere-kapacitás

A kettős rétegben lévő cserélhető kationok mennyisége, milligramm-egyenértékben kifejezve. Rendszerint 100 g tömegű talajra vonatkoztatjuk, így mértékegysége me/100 g.

*Károsodási mérőszám**

A vizsgált területen álló építmények térfogatváltozás okozta átlagos károsodási mértékének a mérőszáma. Használatával a helyzet megítélésének szubjektív jellegét lehet kisebb-nagyobb sikerrel csökkenteni, de alkalmas a különböző területek — és így a különböző talajtípusok, azonos talajok esetén az éghajlati adottságok stb. — összehasonlítására is.

* A szerző is említi, hogy a „károsodási mérőszám" szubjektív fogalom; mégis alkalmas lehet általános összehasonlításokra olyan esetekben, amikor az összehasonlított jelenségekben is rejlik szubjektív megítélés. (A szerk.)

O'NEILL és GHAZALLY (1977) öt kategóriát különböztet meg, éspedig a következők szerint.

— 0. fokozat. Nem látható talajmozgás okozta kár.

— 1. fokozat. A talpgerendán 1 mm-nél keskenyebb „esztétikai" repedések, a földszinti ajtók és a talpgerendán álló terheletlen falakon kismértékű károsodások.

— 2. fokozat. Lokális, nem feltétlenül az alapok mozgásából eredő károk: $\geqq$ 1 mm szélességű repedések a talpgerendán, ezek látható meghajlása, ferde repedések talajtól el nem választott talpgerendákon álló tégla- és blokkfalakon.

— 3. fokozat. Azonos a 2. fokozattal, azzal a különbséggel, hogy a károk az egész épületre kiterjednek.

— 4. fokozat. Az alapok helyi mozgásából eredő súlyos károsodások: a talajtól elválasztott talpgerendákon álló falakon ferde repedések, a teljes magasságra kiterjedő ferde repedések a közös oszlopokhoz csatlakozó falakon, sugárirányú repedések a talajra helyezett padozaton az oszlop körül.

— 5. fokozat. Azonos a 4. fokozattal, de azzal a különbséggel, hogy egy szerkezeti egységen belül több alap mozgása is feltételezhető.

Kolloidtartalom

A $d<0{,}001$ mm átmérőjű szemcsék aránya a halmazban, tömeg-%-ban kifejezve. Használják néha — helytelenül — az agyagfrakció, tehát a $d=0{,}002$ mm-nél kisebb átmérőjű szemcsék aránya (C, %) helyett is.

Kritikus tömörség

A száraz térfogatsűrűségnek (ϱ_d) az a határértéke (ϱ_{dkr}, g/cm^3), amely alatt vízfelvétel hatására sem következik be duzzadás.

Kritikus víztartalom

A víztartalomnak az a határértéke (w_{kr}, %), amelyet elérve a talaj duzzadási folyamata megáll, vagy másképpen fogalmazva: ha a szóban forgó talajra $w \geqq w_{kr}$, a talaj vízfelvétel hatására nem duzzad.

PVC-érték

A LAMBE által 1960-ban kidolgozott tömörítési kísérlettel meghatározható, mértékegység nélküli, a térfogatváltozási veszély mértékének megállapítására szolgáló jellemző (LADD és LAMBE, 1961).

Szabad duzzadás

A terheletlen vagy — a kísérlet pontosabb végrehajtása érdekében — néhány kN/m^2 feszültséggel terhelt minta egy- vagy háromdimenziós duzzadási folyamata, illetve az így kapott lineáris vagy térfogati duzzadás %-ban kifejezett értéke.

Talajszívás (suction)

A telítetlen talajok pórusvizében a külső légtér nyomásához viszonyított hiány. Jele s, mértékegysége cm; 10-es alapú logaritmusa a pF-érték (vö. az 1.2.3.1. fejezettel).

Telítési határ

A talajnak a szabad duzzadási folyamat során, fokozatos vízadagolás után kialakult azon víztartalma (w_T, %), amelyet növelve további duzzadás nem következik be. A 30-as években és ezt követően általánosan használt talajfizikai jellemző; ennek segítségével a

$$v_{max}\ (\%) = R(w_T - w_S) \qquad (1.17)$$

képlet alapján számították a lehetséges legnagyobb fajlagos térfogatváltozást (R a zsugorodási határon mért száraz térfogatsűrűség, g/cm^3-ben).

A telítési határ fogalmával az elmúlt 20–25 év irodalmában már nem találkozunk. Fizikai tartalmát a *kritikus víztartalom* (l. ott) helyettesíti; valószínűnek látszik, hogy w_T és w_{kr} számszerű értékei között nincs jelentős különbség.

Térfogati duzzadás és zsugorodás

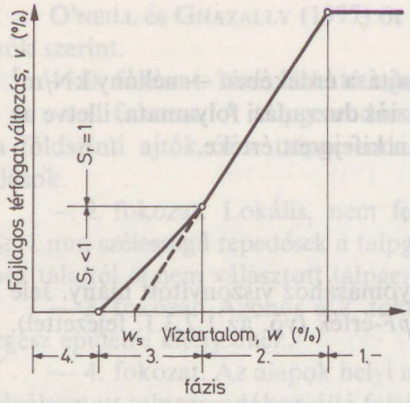
A szabad duzzadás (zsugorodás) háromdimenziós változata, ill. az ennek során mért fajlagos térfogatváltozás.

Zsugorodási határ

A telített minta zsugorodásának második fázisára jellemző v (w) egyenesnek a w tengellyel való metszéspontja; jele w_s, mértékegysége %. Amint az az *1.18. ábrán* is látható, a $w < w_s$ tartományban is van térfogatváltozás, ennek mértéke azonban elhanyagolhatóan kicsi (vö. még az 1.2.4. fejezettel).

Zsugorodási hézagtényező

A zsugorodási határon mérhető hézagtényező (jele e_s). Használatát (w_s helyett) egyes szerzők (pl. SHRIDHARAN és RAO, 1971) azért javasolják, mert független a kísérlet során felhasznált folyadék sűrűségétől.



1.18. ábra. A zsugorodás négy fázisa és a zsugorodási határ (w_s) definíciója

Zsugorodási index

A folyási és zsugorodási határ különbsége:

$$SI\ (\%) = w_L - w_S\ . \tag{1.18}$$

A térfogatváltozási veszély mértékének egyik — eléggé reális alapra támaszkodó — indexszáma (lásd pl. GROMKO, 1974).

1.3.2. A térfogatváltozási jellemzők meghatározása

1.3.2.1. Az agyagásvány típusának meghatározása

Az a felismerés, hogy a térfogatváltozás mértékét döntően az határozza meg, hogy a talaj milyen agyagásványokból épül fel, különös jelentőséget ad a kristály- és kolloidkémia kísérleti módszertanának. A jelenleg használatos kémiai (és részben fizikai) vizsgálati módszerek a következőkben foglalhatók össze.

Az 1923 óta használatos *röntgendiffraktométeres (X-ray)* eljárás azon alapul, hogy a röntgensugarak — az optikai rácsra eső fényhez hasonlóan — a kristályok síkhálóin interferencia hatására elhajlanak. Az agyagásványt felépítő kristályegységben az atomok egymással párhuzamos síkokban helyezkednek el. Az ezeket θ beesési szöggel keresztező röntgensugárnyaláb az atomokba ütközve szórt sugarakat indukál. Nagy intenzitású visszavert sugár csak akkor keletkezik, ha az egyes sugarak között nincs fáziskésés, ami az *1.19. ábra* szerint akkor következik be, ha

$$n\,\lambda = 2d \sin\theta\ , \tag{1.19}$$

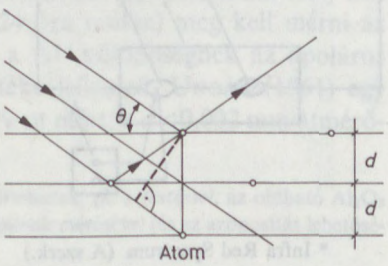
ahol λ a sugár hullámhossza (Å), d a síkok távolsága (Å), n pedig a reflexió nagyságrendje.

1.3. táblázat. Jellegzetes röntgendiffraktométer- és DTA-értékek (YONG és WARKENTIN, 1975)

	Legerősebb diffraktométeres csúcs d (Å)	Legerősebb DTA-csúcs	
		endoterm T °C	exoterm T °C
Kaolinit	7,15; 3,57; 2,33	550–600	950–980
Klorit	14; 7,1; 4,7	600–650	840–900
Agyagcsillám	10; 4,5; 3,3	550–600	~900
Montmorillonit			
légszáraz	14–15; 4,5	150–200	–
glicerinnel telített	17,7; 8,9		
Vermikulit	14–15; 3,5	150–200	
Allofán	–	~150	~950
Kvarc	3,55; 4,21	–	–
Földpát	3,2; 4,0; 1,8	–	–

A vizsgálatot úgy hajtják végre, hogy az anódból érkező sugarakat a vizsgált talajjal bekent üveglap 2θ szöggel való elfordításával eltérítik. A visszavert sugarak intenzitását Geiger—Müller-számlálóval mérik. (Régebben a sugarakat fényérzékeny filmen fogták fel, az intenzitás változását a sötétedés mértéke alapján azonosították.) A vizsgálat olyan koordináta-rendszerben értékelhető, amelynek abszcisszája a 2θ szög, ordinátája a visszavert sugárzás intenzitása. Az így ábrázolt folyamatos görbén határozottan kirajzolódó csúcsok figyelhetők meg; az ezekhez tartozó szögértékekből az (1.19) egyenlet alapján számítható a d távolság. Az egyes ásványtípusokra jellemző d-értékeket az *1.3. táblázat* tünteti fel. Az értékelést nehezíti, hogy az (1.19) egyenlet értelmében ugyanazon ásvány (ugyanazon d-érték) több csúcsot is kialakít a diagramban, így ezek azonosítása és más ásványok csúcsaitól való megkülönböztetése gyakran okoz nehézséget. Részben ez az oka, hogy egyes szerzők az eljárást nem tekintik eléggé megbízhatónak.

A *DTA*-vizsgálat („differential thermal analysis") azokat a hőmérsékleteket regisztrálja, amelyek mellett az ásványok bizonyos változásokat szenvednek. A hevítési folyamat során négy szakasz különböztethető meg: 235 °C-ig megy végbe a tapadóvíz és a kationok hidratált vizének a leadása, 235 és 470 °C között bomlanak el a szerves anyagok, 470 és 650 °C között súlycsökkenés következik be az agyagásvány rácsbomlásából, 650 és 1000 °C között bomlanak el a karbonátok. A folyamatok egy része (pl. a víz eltávozása) hőfelvétellel járó *endoterm*, más része (pl. az ásvány szerkezetének változása) hőleadással járó *exoterm* reakció.



1.19. ábra. Röntgensugarak törése a síkhálókon és az interferencia feltétele (röntgendiffraktométeres eljárás)

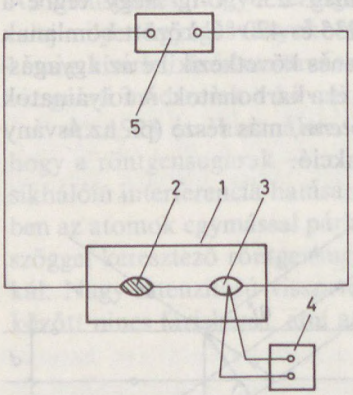
A derivatográf segítségével ezt a jelenséget használhatjuk fel az ásványok azonosítására. Az izzítókemencében lévő egyik tégelybe a vizsgálandó légszáraz anyagot, a másikba hőre nem reagáló inert anyagot (rendszerint alumínium-oxidot) helyezünk, és ezeket hőelempárral kötjük össze *(1.20. ábra)*. Ha a hőmérsékletet fokozatosan (általában 10 °C/min sebességgel) növeljük, a hőreakció ideje alatt a hőmérséklet-különbség hatására áram keletkezik, amit egy érzékeny galvanométerrel regisztrálunk. A műszer fotopapíron automatikusan jegyzi a súlycsökkenést, ennek változását, a hőmérséklet-különbség változását és ennek sebességét. Az agyagásvány típusára az exoterm és endoterm csúcsok helyéből (1.3. táblázat), mennyiségére a súlyveszteségekből következtethetünk. Jellegzetes DTA-görbéket mutat be az *1.21. ábra.*

Az ásványi összetétel, a talaj szövete és szerkezete *optikai* és *elektronmikroszkóppal* is vizsgálható (vö. az 1.2.2.6. fejezettel).

Egyre gyakrabban használják fel az agyagásványok vizsgálatához az *infravörös spektrumokat* is. A frekvencia (cm^{-1}) függvényében ábrázolt ún. IRS*-görbék alakja, csúcsainak váltakozása a DTA-görbékre emlékeztet, és ugyanúgy jellemző az egyes ásványokra, mint ezek.

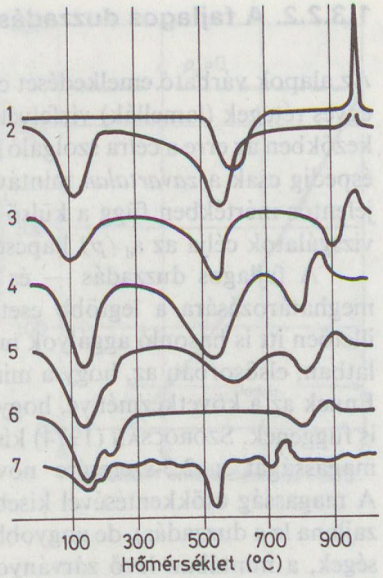
Mivel az 1.2.2.4. fejezetben írottak szerint a *kationcsere-kapacitás* ásványonként más és más, számszerű értékéből eléggé megbízhatóan tudunk következtetni a talajt felépítő agyagásvány típusára, illetve ennek százalékos arányára. Meghatározására több eljárást is kidolgoztak; mivel ezek nem adnak azonos eredményt, csak az ugyanazon módszerrel meghatározott értékek hasonlíthatók össze (Stefanovits, 1981). Minden eljárásnak az a lényege, hogy a mintát cserélőoldattal mossák át, és az adszorbeált kation mennyiségét az eredeti és végső koncentráció különbségéből számítják. A cserélőoldat lehet pl. NH_4Cl (az adszorbeált kation ekkor az NH_4) vagy — mint a Mehlich-eljárásnál — pH = 8,15-re beállított és trietanolaminnal tompított $BaCl_2$-oldat. Az egyes agyagásványok kationcsere-kapacitása a következő határok között változik (me/100 g-ban):

kaolinit	3–15
illit	10–40



1.20. ábra. DTA-vizsgálat; *1* elektromos kemence, *2* a vizsgált minta, *3* inert anyag, *4* hőmérsékletmérő, *5* a hőmérséklet-különbséget értékelő műszer

* Infra Red Spectrum. (A szerk.)



1.21. ábra. Néhány agyagásvány jellegzetes DTA-görbéje (STEFANOVITS, 1981); *1* a kaolinit, *2* halloysit, *3* illit, *4* illit-montmorillonit, *5* montmorillonit, *6* vermikulit, *7* klorit

montmorillonit	80–120
vermikulit	100–150
klorit	10–40

A gyakorlatban előfordul, hogy a montmorillonit annyira aktív, és olyan nagy %-ban alkotja a $d<0{,}002$ mm átmérőjű szemcsék anyagát, hogy a talaj kationcsere-képessége a 130 me/100 g értéket is elérheti (KATTI et al., 1985).

Az agyagásványok mennyiségére jól következtethetünk a *kolloidtartalomból* (a $d<0{,}002$ vagy 0,001 mm átmérőjű szemcsék arányából), típusukra pedig a *fajlagos felület* nagyságából (vö. az 1.2.2.1. fejezettel). A szemeloszlási görbe meghatározása előtt el kell távolítanunk a cementáló hatású oxidokat és karbonátokat (pl. sav és hidrogén-peroxid segítségével), és diszperz (peptizált) szuszpenziót kell készítenünk. A fajlagos felületet a szemcsék felületének befedéséhez szükséges gáz (pl. N, vízgőz) vagy folyadék (pl. etilénglikol) mennyiségének mérésével határozzák meg (YONG és WARKENTIN, 1975).

Az Anderson—Mattson-eljárás azon alapul, hogy duzzadást csak a poláros folyadékok idéznek elő, az apolárosak nem. A vizsgált talajból 5-5 g-ot 15 ml vízzel, illetve valamely apoláros folyadékkal (benzollal, benzinnel, petróleummal stb.) kell összekeverni. Bizonyos idő elteltével (célszerűen 24 óra múlva) meg kell mérni az üledékek térfogatát. A talaj duzzadóképességére a ΔV különbségnek az apoláros folyadék térfogatához viszonyított százalékos értéke jellemző. UNGÁR (1961) egy $w_L > 100\%$ folyási határral rendelkező agyagra 24%-ot mért; a $d<0{,}002$ mm átmérőjű szemcséket vizsgálva ez az érték 35%-ra nőtt.

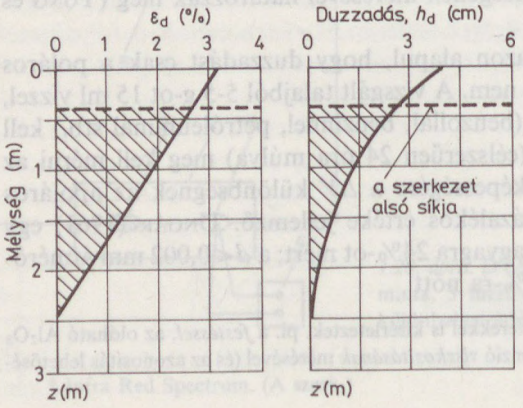
A felsoroltakon kívül egyéb kémiai módszerekkel is kísérleteztek, pl. a *festéssel*, az oldható Al_2O_3 mennyiségének meghatározásával, a talajszuszpenzió *viszkozitásának* mérésével (és az azonosítás lehetőségével).

1.3.2.2. A fajlagos duzzadás laboratóriumi meghatározása

Az alapok várható emelkedését csak akkor tudjuk meghatározni, ha tudjuk, hogy az egyes rétegek (lamellák) vízfelvétel hatására milyen mértékben duzzadnak. A következőkben az erre a célra szolgáló laboratóriumi műszerekről és módszerekről lesz szó, éspedig csak a *zavartalan* mintával végzett kísérletekről. Mivel a duzzadás mértéke jelentős mértékben függ a külső teher (önsúly és hasznos feszültség) nagyságától, a vizsgálatok célja az $\varepsilon_d\,(p)$ kapcsolat meghatározása.

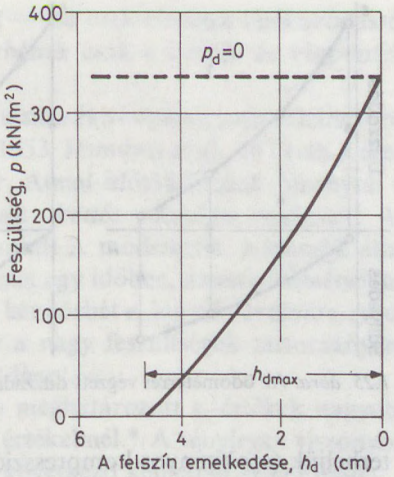
A fajlagos duzzadás — és az 1.3.2.3. fejezet szerint a duzzadási nyomás — meghatározására a legtöbb esetben ma is az *ödométer* szolgál. Megbízhatóságát illetően itt is hasonló aggályok merülnek fel, mint a kompressziós kísérlettel kapcsolatban, elsősorban az, hogy a minta és a gyűrű belső felülete között *súrlódás* lép fel. Ennek az a következménye, hogy a mért értékek az átmérő és a magasság arányától is függenek. Szorocsan (1974) kísérletei szerint pl. egy szarmata agyagból vett minta magasságát a 2,5-szeresére növelve ε_d az eredeti érték 60–70%-ára csökkent. A magasság csökkentésével kisebb lenne ugyan a fajlagos súrlódás (és gyorsabban zajlana le a duzzadás), de nagyobb mértékben jutnának érvényre a felületi egyenetlenségek, a mintában lévő zárványok stb. Helyesen jegyzi meg Chen (1975), hogy az eredmények összehasonlíthatósága érdekében célszerű lenne a minta méreteit szabványosítani.

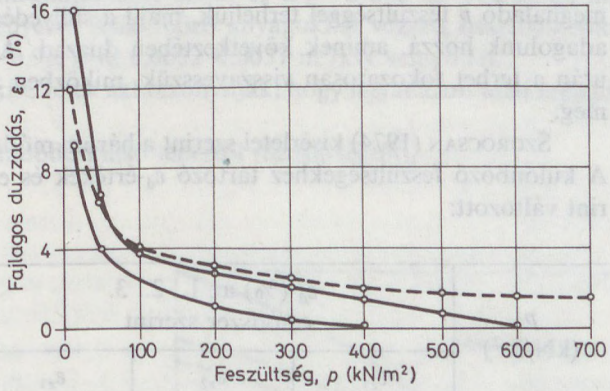
Az ödométerrel való vizsgálatot különbözőképpen lehet végrehajtani. Az Egyesült Államokban kiadott *Engineer Manual* (1961) szerint úgy célszerű eljárnunk, hogy a mintára $\sigma_g+\sigma_z$ feszültséget adunk, majd vizet szívatunk fel vele; a kísérlet eredménye az $\varepsilon_d\,(z)$ és a $h_d\,(z)$ görbe *(1.22. ábra)*. A Johnson et al. (1973) által leírt USAWES-módszert követve a $\sigma_g+\sigma_z$ feszültséggel terhelt mintával vizet szívatunk fel, a teher fokozatos növelésével megakadályozva a duzzadást; a teljes duzzadási nyomás kialakulása után a mintát fokozatosan tehermentesítjük, lehetővé téve ezzel egy $h_d\,(p)$ görbe meghatározását *(1.23. ábra)*. Az *1.24. ábrán* látható görbéket Szorocsan (1974) úgy kapta, hogy az adott p feszültségre bekövetkező süllyedés konszolidációját kivárva a mintához vizet adott, és mérte az ennek hatására bekö-



1.22. ábra. A $\sigma_g+\sigma_z$ terheléssel meghatározott $\varepsilon_d\,(z)$ és $h_d\,(z)$ kapcsolatok (Gromko, 1974)

1.23. ábra. A h_d (p) görbe meghatározása az USAWES-módszer szerint (JOHNSON et al., 1973)





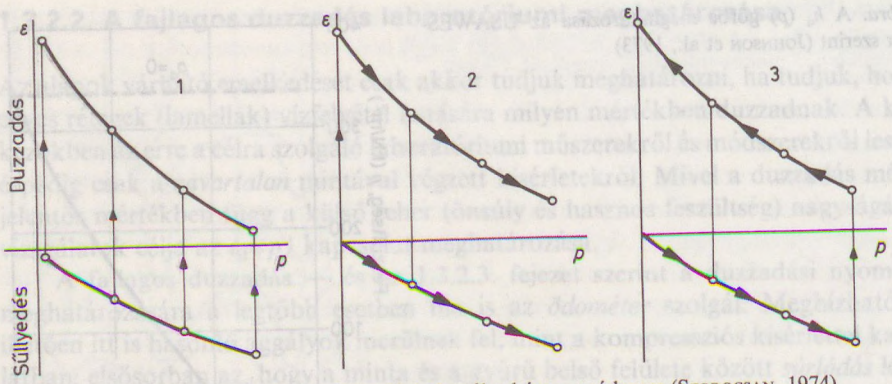
1.24. ábra. Az ε_d (p) összefüggés meghatározása ödométerben, terhelési lépcsőnként végzett vízfelszívási kísérlettel (SZOROCSAN, 1974)

vetkező fajlagos duzzadást, majd a kísérletet különböző feszültségekkel megismételte.

SZOROCSAN (1974) az ödométerrel végzett vizsgálatok metodikáját három csoportba sorolja *(1.25. ábra)*. Az *1. módszert* követve a mintát p feszültséggel terheljük, majd a konszolidáció kivárása után vizet adunk hozzá. A fajlagos duzzadást az

$$\varepsilon_{dp} = \frac{h_1 - h}{h} \tag{1.20}$$

kifejezésből számíthatjuk, ahol h a minta vízadagolás előtti, h_1 a vízadagolás utáni térfogata. A kísérletet különböző p-vel megismételve kapjuk meg az ε_d (p) összefüggést (vö. az 1.24. ábrával). A *2. módszer* lényege az, hogy a mintát terheletlen állapotban vízzel telítjük, majd a teljes szabad duzzadás kialakulása után lépcsősen



1.25. ábra. Az ödométerrel végzett duzzadási vizsgálat három módszere (SZOROCSAN, 1974)

terheljük (szokványos kompressziós kísérletnek vetjük alá). Ugyanazon talajból egy másik mintát is veszünk, amelyet ugyancsak lépcsősen terhelünk. A fajlagos duzzadás most is az (1.20) kifejezésből számítható, de h_1 itt az első minta p feszültségnél mért magassága. A kísérletet a *3. módszerrel* végezve a mintát a talpfeszültséget meghaladó p feszültséggel terheljük, majd a süllyedés stabilizációját követően vizet adagolunk hozzá, aminek következtében duzzad. A szabad duzzadás kialakulása után a terhet fokozatosan visszavesszük, miközben a vízadagolást nem szüntetjük meg.

SZOROCSAN (1974) kísérletei szerint a három módszer nem ad azonos eredményt. A különböző feszültségekhez tartozó ε_d-értékek és ezek aránya a következők szerint változott:

p (kN/m^2)	ε_d (%) az 1., 2., 3. módszer szerint			$\frac{\varepsilon_{z2}}{\varepsilon_{z1}}$	$\frac{\varepsilon_{z3}}{\varepsilon_{z1}}$
	ε_{z1}	ε_{z2}	ε_{z3}		
0	20,0	20,0	13,6	1,0	0,68
50	9,6	15,2	5,9	1,6	0,62
100	7,2	14,0	5,0	1,9	0,70
200	4,8	11,8	4,6	2,5	0,96
300	4,5	10,2	4,5	2,3	1,00

(Egy másik kísérletsorozat szerint az $\varepsilon_{z2}/\varepsilon_{z1}$ arány 9 is lehet!)

Szem előtt tartva, hogy a vizsgálatot mindig azzal a módszerrel kell végezni, amelyik a talaj tényleges alakváltozási folyamatának legjobban megfelel, SZOROCSAN (1974) az 1. módszert részesítette előnyben, mert az alapokról átadódó feszültség hatására a talaj először összenyomódik, és csak később kezd el duzzadni (pl. a sérült csatornákból elfolyó víz hatására). Az 1. módszer hátránya, hogy sok mintára van

szükség, a vizsgálat idő- és munkaigényes, ezért — ha csak előzetes tájékozódásról van szó — megelégedhetünk azzal, hogy a görbének csak a kezdő- és végpontját határozzuk meg.

Az ödométer módosítására, új típus kialakítására és vizsgálati metodikára több szerző is tett javaslatot (RENGMARK és ERIKSSON, 1953; JENNINGS et al., 1973 stb.), ezek általános használatára azonban nem került sor. Annál időtállóbbnak bizonyult a JENNINGS és KNIGHT által még 1957-ben javasolt *„kettős ödométer módszer"*. Az eljárás lényegében véve azonos a SZOROCSAN szerinti 2. módszerrel, a szerzők által hangsúlyozott azon kikötéssel, hogy a két kísérletet egy időben, azonos hőmérsékleten és azonos terhelési lépcsőkkel kell végezni. A két görbét e, log p koordináta-rendszerben kell ábrázolni, és úgy korrigálni, hogy a nagy feszültségek tartományára jellemző egyenes szakaszok egybeessenek *(1.26. ábra)*.

A megfigyelések szerint a laboratóriumban meghatározott ε_d-értékek nagyobbak a *természetes körülmények között* mérhető értékeknél.* A tényleges viszonyok között kialakuló ε_{dt} SZOROCSAN (1974) szerint a következő képletből számítható:

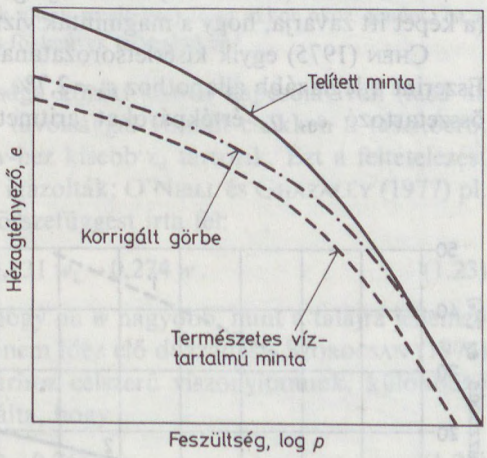
$$\varepsilon_{dt} = \varepsilon_{dl}\,(c_o - kp)\,, \qquad (1.21)$$

ahol ε_{dl} a laboratóriumban meghatározott érték, c_o a $p=0$-hoz tartozó $\varepsilon_{dt}/\varepsilon_{dl}$ hányados, k egy arányossági tényező. Különböző anyagokkal végzett összehasonlító vizsgálatok szerint c_o-ra 0,87–0,91, k-ra 0,0032–0,0037 m²/kN vehető fel.

Az ödométerrel végzett kísérletek azt bizonyítják, hogy ugyanazon talaj fajlagos lineáris duzzadása függ:

— a mintára (rétegre) átadódó külső tehertől (feszültségtől),

— a talaj tömörségétől,



1.26. ábra. A „kettős ödométer módszer" (JENNINGS és KNIGHT, 1957)

* Ennek nagy valószínűséggel az a magyarázata, hogy a laboratóriumi minta magassága 2-3 cm, míg a természetes körülmények között végzett kísérletben ennél lényegesen vastagabb összenyomódó réteg szerepel. A laboratóriumi eredmény továbbá függ a minta átmérő/magasság arányától, ami értelemszerűen javítja ε_d értékét (lásd 64. oldal, SZOROCSAN kísérletét megnövelt magasságú mintával). (A szerk.)

— víztartalmától és
— telítettségi fokától,
— a felszívott folyadék kémiai és fizikai jellemzőitől.

A felsorolt tényezők hatásának jellegéről és mértékéről a következőket állapíthatjuk meg.

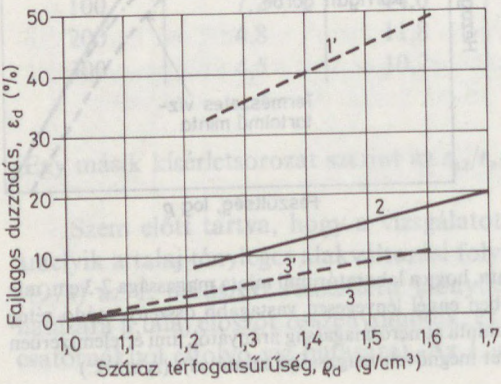
Mivel a duzzadást a talajtömeg belsejében fellépő taszítóerők idézik elő (vö. az 1.2.2.5. fejezettel), és ezek felfelé irányuló nyomást fejtenek ki a talaj (minta) felszínére helyezett testre, ennek elmozdulását csak ellentétes irányú nyomással *(feszültséggel)* lehet csökkenteni. Ezt mi sem bizonyítja jobban, mint az a megfigyelés, hogy egy bizonyos p_{kr} feszültséggel terhelve a mintát, ε_d zérus lesz (p_{kr} azonos az 1.3.2.3. fejezetben tárgyalt duzzadási nyomással). Az 1.22.–1.24. ábrák szerint p növelésével ε_d eleinte rohamosan, később mérsékeltebben csökken. Az ε_d (p) görbék alakjából azt a következtetést is levonhatjuk, hogy — homogén rétegződés esetén — a terheletlen felszín alatt a felső rétegek intenzívebben vesznek részt a térszín emelkedésében. A terhelt felszín alatt különböző feszültségi (és alakváltozási) tartományok alakulnak ki, így ebben az esetben ott lesz legnagyobb a fajlagos duzzadás, ahol a $\sigma_g + \sigma_z$ feszültségösszeg a legkisebb.

Elméleti úton és kísérletekkel egyaránt bizonyítható, hogy a *tömörség* növelésével nő a duzzadási nyomás (1.2.2.5. fejezet), tehát az ε_d (p) görbe is magasabb pozíciót foglal el. Különböző talajokkal, ezek zavart és zavartalan változatával végzett kísérletsorozat eredményeit tünteti fel az *1.27. ábra*. Ebből a következőket állapíthatjuk meg:

— a tömörség (a ϱ_d száraz térfogatsűrűség) növelésével ε_d rohamosan nő (pl. az 1. jelű talaj esetében $\varrho_d = 1{,}3$ g/cm³-hez $\varepsilon_d = 37\%$, $\varrho_d = 1{,}6$ g/cm³-hez $\varepsilon_d = 49\%$ tartozik);

— a zavart (tömörített) minta fajlagos duzzadása nagyobb, mint a zavartalané (a képet itt zavarja, hogy a magminták víztartalma nagyobb volt, mint a zavartaké).

Chen (1975) egyik kísérletsorozatának eredményeit tünteti fel az *1.4. táblázat*. Eszerint a leglazább állapothoz $\varepsilon_d = 2{,}7\%$, a legtömörebbhez $\varepsilon_d = 8{,}6\%$ tartozik. Az összetartozó ε_d, ϱ_d értékpárokat aritmetikus koordináta-rendszerben ábrázolva,



1.27. ábra. Fajlagos duzzadás a tömörség (száraz térfogatsűrűség) függvényében (Szorocsan, 1974); *1'* és *3'* zavart szerkezetű minták, *2* és *3* zavartalan minták

1.4. táblázat. Összefüggés a kezdeti tömörség és a fajlagos duzzadás, ill. a duzzadási nyomás között (CHEN, 1975)

Kezdeti tömörség ϱ_0 (g/cm³)	Kezdeti víztartalom (%)	Végső víztartalom (%)	Kezdeti S_r	ε_d (%)	p_d (kN/m²)
1,51	12,93	21,27	0,450	2,7	125
1,59	12,20	24,92	0,481	3,8	220
1,60	12,93	19,93	0,521	4,2	240
1,65	12,93	20,51	0,563	5,1	335
1,75	12,93	20,56	0,654	6,7	623
1,77	12,20	19,03	0,647	7,3	671
1,83	12,20	19,17	0,716	8,2	1006
1,90	12,20	17,08	0,812	8,6	1676

ezek is *egyenessel* egyenlíthetők ki, tehát a kapcsolat

$$\varepsilon_d = a\,\varrho_d - b \tag{1.22}$$

alakban írható fel, ahol a és b a talajra jellemző állandók.

A (1.22) kifejezés szerint — ha a linearitás ϱ_d kisebb tartományaiban is érvényes — van egy $\varrho_d = a/b$ érték, amely mellett $\varepsilon_d = 0$. Ez az ún. *kritikus tömörség* (ϱ_{dkr}) a kísérletek szerint valóban létezik, tehát minden talajhoz olyan ϱ_d érték rendelhető, amely alatt vízfelvétel hatására duzzadás nem következik be. Különböző talajokkal végzett kísérletei során SZOROCSAN (1974) 0,85 és 1,05 g/cm³ közötti értékeket kapott ϱ_{dkr}-ra.

A talajoknak ez a viselkedése módosítja azt a tételt, hogy a tömörebb talaj (vagy ugyanazon talajnak a tömörebb változata) előnyösebb alapozás szempontjából, mint a laza. Ez — a csak a vízfelvétel esetére érvényes — ellentmondás (a talaj tulajdonságainak eltérő megítélése) főleg akkor okoz gondot, ha a tömörséget mi választjuk meg, tehát a feltöltések és földművek tervezésekor.*

Mivel a *víztartalom* és a szemcsék távolsága között szoros kapcsolat van (lásd az 1.2.2.3. fejezetet és az (1.2) kifejezést), a távolsággal viszont csökken a taszítóerő, jogosan feltételezhetjük, hogy nagyobb w-hez kisebb ε_d tartozik. Ezt a feltételezést az ödométerrel végzett kísérletek valóban igazolták; O'NEILL és GHAZALLY (1977) pl. 370 talaj vizsgálata alapján a következő összefüggést írta fel:

$$\varepsilon_d\,(\%) = 2{,}27 + 0{,}131\,w_L - 0{,}274\,w\,. \tag{1.23}$$

A kísérletek azt is bebizonyították, hogy ha w nagyobb, mint a talajra jellemző *kritikus víztartalom*, további vízadagolás nem idéz elő duzzadást. SZOROCSAN (1974) szerint w_{kr}-t a folyási és plasztikus határhoz célszerű viszonyítanunk; különböző talajokkal végzett kísérletei során azt találta, hogy

$$w_{kr} = (0{,}62 - 0{,}76)\,w_L\,, \tag{1.24}$$

* A lektori vélemény szerint a helyes szemlélet az lenne, hogy „a tervezett tömörséget a lehetséges vízfelvételre is tekintettel kellene megválasztani". A gyakorlatban azonban a minimális tömörséget szabvány írja elő a földmű rendeltetésének függvényében, s a víztartalmat úgy kell megválasztani, hogy optimális tömörséget kapjunk. (A szerk.)

illetve

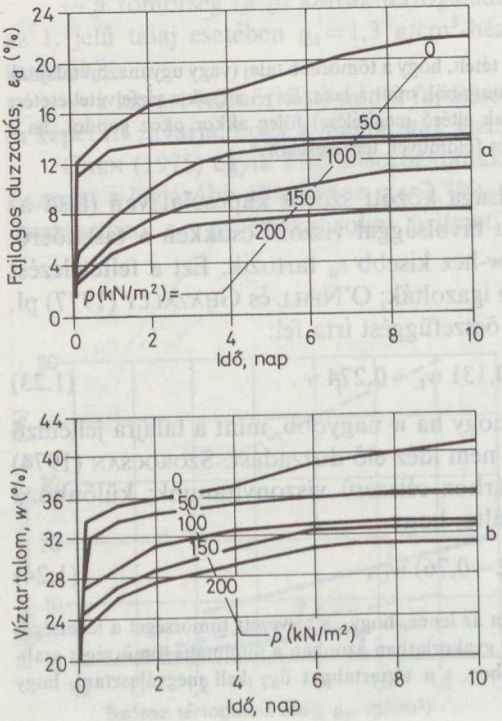
$$w_{kr} = (1{,}10 - 1{,}47)\, w_p \,. \qquad (1.25)$$

A *telítettségi fokot* illetően olyan megfigyelések vannak (pl. CHEN, 1975), hogy a fajlagos duzzadás annál nagyobb, minél nagyobb a kísérlet végén mért S_r-érték.

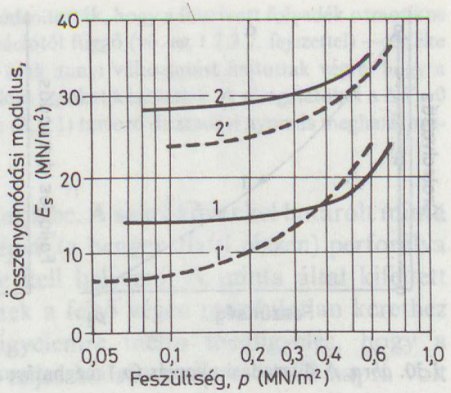
A felszívott folyadék *kémiai* és *fizikai* jellemzőinek szerepére az 1.2.2. és 1.2.3. fejezetek mutattak rá, de számos példát említ meg az 1.4. fejezet is.

A duzzadási folyamat *sebességéből* következtetni lehet a helyszíni viszonyokra érvényes stabilizációs időre (ha nincs is olyan átszámítási lehetőségünk, mint a konszolidációra), valamint a laboratóriumi kísérletek időigényére. A megfigyelések szerint a duzzadási sebesség elsősorban a talajra ható tehertől (feszültségtől) és a telítettségi foktól függ. SZOROCSAN (1974) kísérletei szerint a stabilizációhoz szükséges idő — a vízfelvétel folyamatával összhangban — annál kisebb, minél nagyobb a mintára ható feszültség *(1.28. ábra)*. Ami S_r szerepét illeti, $S_r = 0{,}2$ esetén 24 h alatt a teljes ε_d alakváltozás 90%-a, $S_r = 0{,}8$ esetén csak a 60%-a következett be.

Térfogatváltozó talajokat vizsgálva az ödométert eredeti rendeltetése szerint is fel tudjuk használni, nevezetesen az *összenyomódási modulus* meghatározására. A tervezés során ugyanis arra is gondolnunk kell, hogy vízfelvétel hatására E_s csökken (pl. a túlzott mértékű előzetes elárasztás jelentős süllyedéseket idézhet elő). Ilyen jellegű kísérletekre az *1.29. ábra* mutat be példát. SZOROCSAN (1974) megfigyelései szerint a nedvesítés előtti és utáni E_s-értékek aránya 1,5–2,7, de nagy szerkezeti szilárdsággal rendelkező agyagoknál a 3,0–3,3-at is elérheti.



1.28. ábra. A fajlagos duzzadás (*a*) és a víztartalom (*b*) időbeli kialakulása ödométerrel végzett vizsgálatok során (SZOROCSAN, 1974)



1.29. ábra. A természetes víztartalmú (*1, 2*) és a telített (*1', 2'*) mintákkal kapott E_s-értékek összehasonlítása (SCHULER és GÖDECKE, 1982)

1.3.2.3. A duzzadási nyomás meghatározása

A duzzadási nyomást az esetek többségében ödométerrel határozzák meg, de készítettek kimondottan erre a célra szolgáló készülékeket is (PALIT, 1953; ALPAN, 1957; DIDLER et al., 1973).

Az *ödométerrel* végzett vizsgálatokat a következő három csoportba sorolhatjuk.

1. módszer. Valamely kis névleges (néhány kN/m²) feszültség mellett a talajt konszolidáltatjuk, majd a mérőórát zérusra állítjuk. Ezt követően a mintával vizet szívatunk fel. A teljes szabad duzzadás kialakulása után a mintát fokozatosan terheljük, míg az óra eredeti állásához nem ér vissza. Az ehhez a teherhez tartozó feszültség a duzzadási nyomás *(1.30/a ábra)*.*

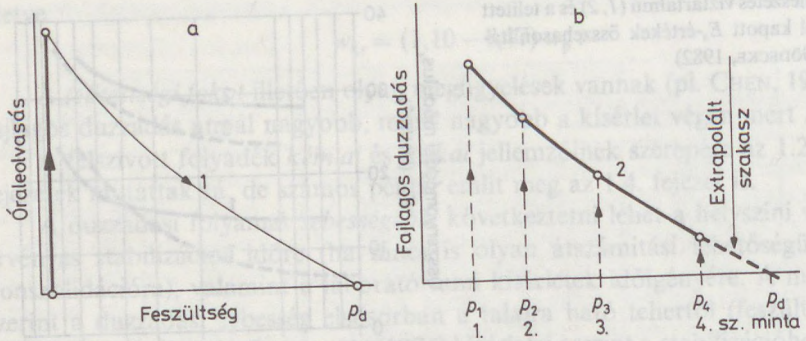
2. módszer. A talajból több mintát veszünk és ezeket különböző p_i feszültséggel terheljük. A konszolidációt követő vízfelszívás hatására a minták különböző mértékben duzzadnak. Az így kapott ε_d, p görbét extrapolálva az abszcisszatengelyen a keresett p_d érték olvasható le (1.30/a ábra, 1. jelű görbe). Az eljárás pontosságát fokozni lehet azzal, hogy különböző függvénytípusokkal regresszióanalízist végzünk, azt a típust fogadva el, amelyre a reziduális szórás a legkisebb.**

A módszer egyik változatának kidolgozása CHEN (1975) nevéhez fűződik. Eszerint eljárva a szabad duzzadást $p_o = 7$ kN/m² feszültség mellett kell mérni, a terheket pedig úgy kell növelni, hogy az utolsó p feszültségre — a bekészítési térfogathoz viszonyítva — már süllyedés következzék be. Az így meghatározott kompressziós görbének a p tengellyel való metszéspontja adja a duzzadási nyomást *(1.30/b ábra*, 2. jelű görbe).

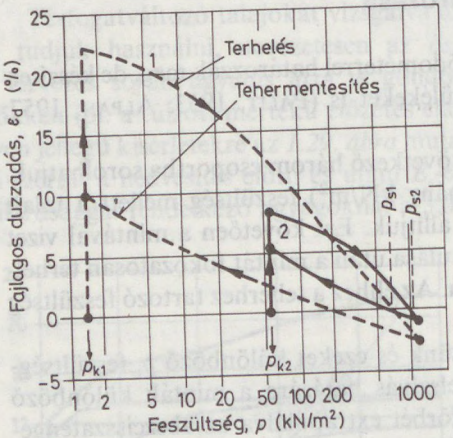
SCHULER és GÖDECKE (1982) azt tapasztalták, hogy a kezdeti feszültség változtatásával a kísérlettel kapott duzzadási nyomás is jelentős mértékben változik. Az egyik talajra pl. $p_d = 750$ és 1050 kN/m²-t kaptak, attól függően, hogy a kezdeti p_o feszültség 1,6 kN/m² vagy 54 kN/m² volt *(1.31. ábra)*. A szerzők ennek okát nem

* A 65. oldalon ismertetett 2. módszerről van szó, amely egyszerűen mintaszámkérdéssé válik. (A szerk.)

** Ezzel minden módszer pontosságát (megbízhatóságát) fokozni lehet. (A szerk.)



1.30. ábra. A duzzadási nyomás (p_d) meghatározása egy (*a*) és több (*b*) mintával



1.31. ábra. A duzzadási nyomás (p_d) mint a szabad duzzadás kialakításához alkalmazott p_k feszültség függvénye (SCHULER és GÖDECKE, 1982)

kutatták; valószínűnek látszik, hogy a duzzadási nyomás nagyobb értéke a nagyobb kezdeti feszültséghez tartozó kisebb hézagtényező következménye.

3. módszer. A duzzadási nyomást — definíciójából kiindulva — úgy is meghatározhatjuk, hogy megakadályozzuk a minta térfogatváltozását, tehát biztosítjuk a $\Delta V = 0$ feltételt. A vízfelszívási folyamat végén mérhető maximális leterhelő feszültség a duzzadási nyomással azonos. A mérést kétféleképpen végezhetjük el:

— a térfogatváltozást a teher fokozatos növelésével akadályozzuk meg, vagy

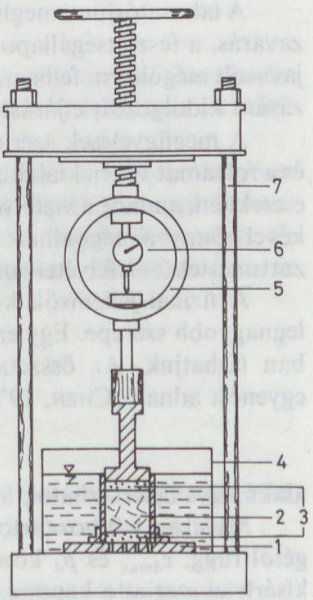
— dinamométerrel mérjük a minta által kifejtett nyomást.

Az utóbbi esetben nem közömbös a dinamométer érzékenysége, elsősorban nem is a leolvasás (a mért érték) megkívánt pontosságának biztosítása érdekében, hanem azért, mert alakváltozása a duzzadási nyomás csökkenését idézi elő. (Gondoljunk az ε_d, p görbére: egy viszonylag kis elmozduláshoz p_d-nél lényegesen kisebb feszültség tartozik.) Ha nyúlásmérő bélyegeket használunk, célszerű ezeket a minta felső terhelő lemeze és a rögzített terhelőkeret közé elhelyezett acélhengerekbe beépíteni (VARGA és ELBERT, 1986).

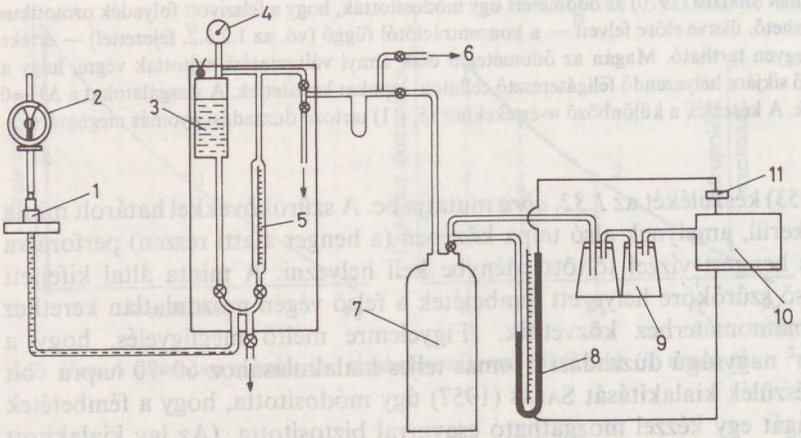
KASSIFF és BEN SHALOM (1970) az ödométert úgy módosították, hogy a felszívott folyadék ozmotikus nyomása ellenőrizhető, illetve előre felvett — a koncentrációtól függő (vö. az 1.2.3.2. fejezettel) — értéke állandó szinten legyen tartható. Magán az ödométeren csak annyi változtatást hajtottak végre, hogy a minta alsó és felső síkjára helyezendő féligáteresztő celluloid lapokat készítettek. A vizsgálatokat a $\Delta V = 0$ feltétellel végezték. A készülék a különböző w-értékekhez ($S_r < 1$) tartozó duzzadási nyomás meghatározására is alkalmas.

PALIT (1953) készülékét az *1.32. ábra* mutatja be. A szűrőkövekkel határolt minta fémhengerbe kerül, amelynek alsó talpa középen (a henger alatti részen) perforálva van. A talpas hengert vízzel töltött edénybe kell helyezni. A minta által kifejtett nyomást a felső szűrőkőre helyezett fémbetétek a felső végén mozdulatlan kerethez támasztott dinamométerhez közvetítik. (Figyelemre méltó megfigyelés, hogy a $p_d = 300$ kN/m^2 nagyságú duzzadási nyomás teljes kialakulásához 60–70 napra volt szükség.) A készülék kialakítását SALAS (1957) úgy módosította, hogy a fémbetétek mozdulatlanságát egy kézzel mozgatható csavarral biztosította. (Az így kialakított munkaasztal hasonló az elmozdulás szabályozásával végzett triaxiális vizsgálatok munkaasztalához.) Ezzel az elrendezéssel sikerült bebizonyítania, hogy — PALIT (1953) megállapításával ellentétben — a duzzadási nyomás független a minta magasságától. Ezt a megfigyelést később CHEN (1975) is igazolta.

ALPAN (1957) készülékét az *1.33. ábra* tünteti fel. A talajt tartalmazó fémhenger egy alapgyűrűbe csavarozható be úgy, hogy az utóbbi vízszintes ága és a szűrőkő közé elhelyezett gumigyűrűk összenyomásával a vízzárás biztosítható legyen. A mintáról átadódó nyomást a ráhelyezett fémlemezre állított rúd közvetíti a dinamométerhez. A szűrőkő („suction plate") áteresztőképessége $4{,}9 \cdot 10^{-7}$ cm/s. A cellához csatlakozó triaxiális készülékkel manométerrel ellenőrzött vákuum állítható elő, ez szabá-



1.32. ábra. PALIT (1953) készüléke a duzzadási nyomás meghatározására; *1* perforált alaplemez, *2* minta, *3* szűrőkövek, *4* vízzel megtöltött üvegedény, *5* dinamométer, *6* indikátor óra, *7* terhelőkeret



1.33. ábra. ALPAN (1957) készüléke a duzzadási nyomás mérésére; *1* cella a mintával, *2* dinamométer, *3* víz, *4* vákuummérő, *5* büretta, *6* tank (zárva), *7* vákuumtartály, *8* higanymanométer, *9* exszikkátor, *10* vákuumszivattyú, *11* relé

lyozza a bürettából a cellához folyó víz feszültségállapotát és ezzel a minta víztartalmát, ill. telítettségi fokát. (Minél nagyobb húzófeszültséget adunk a víznek, annál kisebb lesz S_r.) A cikk arra is példát hoz fel, hogy kisebb merevségű dinamométert használva p_d jelentősen csökken: az ugyanazon jellemzőkkel leírható talaj duzzadási nyomása 100, ill. 279 kN/m^2 volt aszerint, hogy a kisebb vagy az ennél 40-szer merevebb gyűrűt használták. (Az első esetben a fajlagos duzzadás 3,9%, a másik esetben mindössze 0,3% volt.)

A laboratóriumi meghatározás pontosságának korlátot szab a mintavétel okozta zavarás, a feszültségállapot megváltozása. Ennek kiküszöbölésére FREDLUND (1983) javasolt megoldást, felhasználva a CASAGRANDE (1936) által az előterhelés meghatározására kidolgozott eljárást.

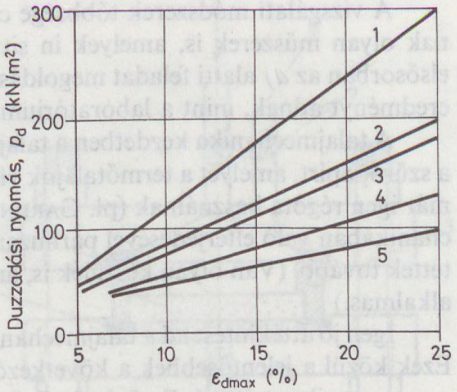
A megfigyelések szerint a duzzadási nyomás független a kezdeti víztartalomtól és a folyamat végén kialakuló telítettségi foktól (CHEN, 1975). Más kérdés, hogy olyan esetekben, amikor a vízfelvétel mértékét korlátozzuk — ami pl. ALPAN (1957) készülékével könnyen megoldható —, a mért duzzadási nyomás attól is függ, hogy a korlátozott mértékű vízfelvétel során milyen víztartalom (telítettségi fok) alakul ki.

A fizikai jellemzők közül — ugyanazon talaj esetén — a *tömörségnek* van a legnagyobb szerepe. Egy erre vonatkozó kísérletsorozat eredményét az 1.4. táblázatban láthatjuk. Az összetartozó értékpárok a ϱ_d, log p_d koordináta-rendszerben egyenest adnak (CHEN, 1975), tehát egy

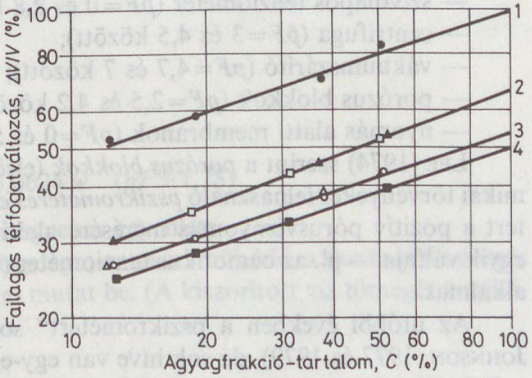
$$\log p_d = a \cdot \varrho_d - b \tag{1.26}$$

alakú egyenlettel írhatók le, ahol a és b a talajra jellemző állandók.

Mivel a $p = 0$-hoz tartozó fajlagos lineáris duzzadás is elsősorban a talaj tömörségétől függ, ε_{dmax} és p_d között szoros összefüggésnek kell lennie. SZOROCSAN (1974) kísérletei szerint a kapcsolat lineárisnak vehető *(1.34. ábra)*.



1.34. ábra. Összefüggés a maximális lineáris szabad duzzadás és a duzzadási nyomás között (SZOROCSAN, 1974); *1* és *3* az 1. módszerrel, *2* a 2. módszerrel meghatározott p_d-re, *4* és *5* két különböző típusú dinamométerrel mérve



1.35. ábra. Összefüggés a $\Delta V/V$ fajlagos térfogatváltozás, a $d<0{,}002$ mm átmérőjű szemcsék részaránya (C) és a felszívott víz kémiai jellemzői között (DIDIER et al., 1973); *1* NaCl (0,3 N), *2* NaCl (1 N), $CaCl_2 \cdot MgCl_2$ (1 N), *3* NaCl (0,2 N), *4* NaCl (0,5 N)

Ha a felszívott víz *kationokat* is tartalmaz, a duzzadási nyomás jelentős mértékben függ ezek kémiai jellemzőitől és az oldat koncentrációjától. Példaként az *1.35. ábra* mutatja be e két tényező számszerű hatását.

Alapozási szempontból lényegesen kisebb jelentősége van a *vízszintes irányban* kialakuló duzzadási nyomásnak.* A kérdéssel több szerző is foglalkozott (pl. SZOROCSAN, 1974; KATTI et al., 1985). Laboratóriumi vizsgálatok céljára KOMORNIK és ZEITLEN (1965) alakítottak ki műszert, de többféle használatos a Szovjetunióban is (SZOROCSAN, 1974).

1.3.2.4. A talajszívás vizsgálata

A talajszívás (suction) vizsgálatának két célja van:

a) az adott talajállapothoz (víztartalomhoz) tartozó *pF*- (*s*-) érték meghatározása,

b) a víztartalom és *pF* közötti kapcsolat meghatározása az adott talajra.

* Mechanikai értelemben triviális utalás; feszültségállapot szintjén leírható kérdés. (A szerk.)

A vizsgálati módszerek többsége csak a laboratóriumban használható, de vannak olyan műszerek is, amelyek in situ vizsgálatot tesznek lehetővé. Az utóbbiak elsősorban az *a)* alatti feladat megoldására szolgálnak, és gondos munka esetén jobb eredményt adnak, mint a laboratóriumi vizsgálatok.

A talajmechanika kezdetben a talajtan vizsgálati módszereit használta fel, így pl. a szűrőpapírt, amelyet a termőtalajok vízgazdálkodási jellemzőinek meghatározására már igen régóta használnak (pl. GARDNER, 1937). A *pF*-érték fogalmának a talajmechanikában való elterjedésével párhuzamosan egyre több eljárást vettek át és fejlesztettek tovább. (Van olyan készülék is, amely a duzzadási nyomás meghatározására is alkalmas.)

Igen jó áttekintést ad a talajmechanikában használatos módszerekről LEE (1974). Ezek közül a jelentősebbek a következők:

— pszikrométer ($pF=0$ és 5 között, esetleg 5 felett is);
— ozmotikus tenziométer ($pF=0$ és 4,3 között, esetleg 4,3 felett is);
— szívólapos tenziométer ($pF=0$ és 2,8 között);
— centrifuga ($pF=3$ és 4,5 között);
— vákuumszárító ($pF=4{,}7$ és 7 között);
— porózus blokkok ($pF=2{,}5$ és 4,2 között);
— nyomás alatti membránok ($pF=0$ és 5 között).

LEE (1974) szerint a *porózus blokkok* (elsősorban a gipszblokk) és a termodinamikai törvényeket felhasználó *pszikrométeres eljárás* a legmegbízhatóbb. A tenziométert a pozitív pórusvíznyomás mérésére alakították ki, ezért a talajszívás mérésére egyik válfaja — pl. az ozmotikus tenziométer (PECK és RABBAGE, 1966) — sem igazán alkalmas.

Az utóbbi években a pszikrométert* sokan javasolják (DANIEL et al., 1979; JOHNSON, 1977 és 1979), de sok híve van egy-egy régebbi eljárásnak is. Elsősorban a *szűrőpapírral* végzett vizsgálatokról mondhatjuk el, hogy reneszánszukat élik, amiben valószínűleg szerepet játszik a módszer egyszerűsége is.

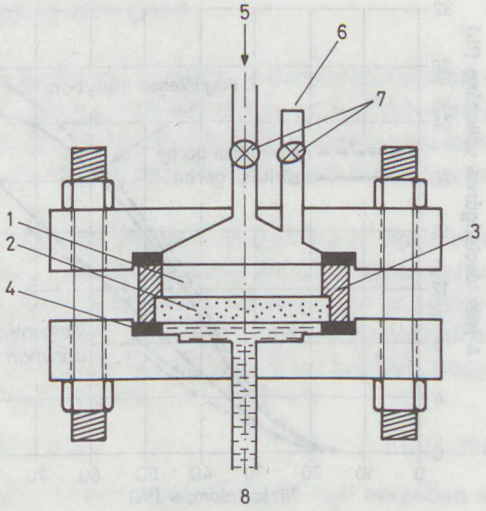
Az általuk javasolt eljárást CHANDLER és GUTIERREZ (1986) a következőképpen írják le. A mintákat különböző feszültség mellett 3 napig konszolidáltatni kell. Az ödométerből a gyűrűvel együtt kivett minta alsó és felső felületére — lazán rájuk helyezett — szűrőpapírok kerülnek, majd a mintát légmentesített állapotban (viaszt is használva) 5 napra 21 ± 2 °C hőmérsékletű helyiségben tárolják. Ezt követően a légmentesítő burkot eltávolítják, majd megmérik a szűrőpapír víztartalmát. Utóbbiból egy kalibrációs egyenes segítségével számítható a *pF*-érték; az általuk használt, és $pF=4{,}3$-ig megfelelő eredményt adó szűrőpapírra pl. a

$$pF=5{,}850-0{,}0622\,w \qquad (1.27)$$

egyenletből számítható a keresett érték. A szűrőpapír típusának megválasztása és a kalibrációs egyenes minél pontosabb meghatározása a mérés megbízhatóságának egyik előfeltétele. A módszer korlátaira is következtethetünk abból, hogy egy másik szűrőpapírra MCQEEN és MILLER (1968) szerint

$$pF=0{,}6246-0{,}0723\,w \quad (2{,}3<pF<5{,}9)\,,$$

* Légnedvességmérő. (A szerk.)



1.36. ábra. Légnyomással működő készülék a duzzadási nyomás meghatározására (CHANG, 1969); *1* talajminta, *2* szűrőkő, *3* gyűrű, *4* gumitömítés, *5* sűrített levegő, *6* nyílás a víz betöltéséhez, *7* szelepek, *8* csatlakozás a mérőcsőben lévő vízhez

McKEEN (1980) szerint viszont

$$pF = 5{,}90 - 0{,}0624\, w \quad (pF > 1{,}78)$$

az értékelés alapját képező kalibrációs egyenes egyenlete.

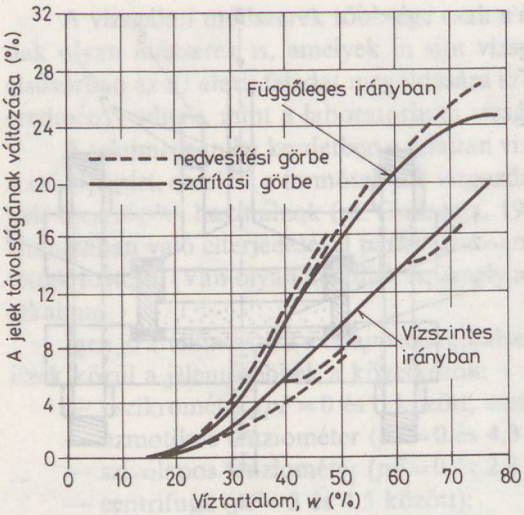
A teljesség kedvéért az *1.36. ábra* egy légnyomással működő, a duzzadási nyomás meghatározására is alkalmas készüléket mutat be. (A kiszorított víz tömegét kapilláris csővel mérik.)

1.3.2.5. Ciklikus nedvesítés és szárítás

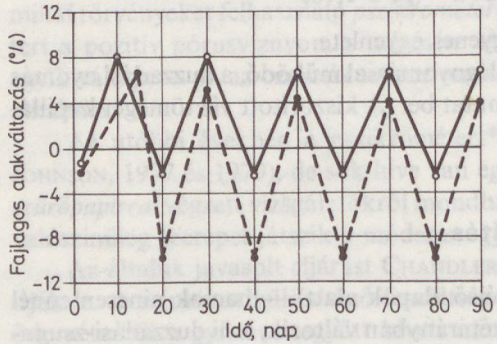
Az épületek alapjai alatt (különösen a szélső alapok alatt) — hacsak nincsen ennél erősebb hatás — a talaj víztartalma mindkét irányban változik, ami duzzadási-zsugorodási ciklus kialakulásához vezet (vö. az 1.4. fejezettel). Nem közömbös e folyamat jellege az agyagot határoló támfalak esetében sem: a fent támadó (tehát az állékonyságot veszélyeztető) duzzadási nyomás állandóan változik, a talaj száradásakor pl. jelentősen csökken.

Az 1.2.3.1. fejezetben ismertetett azon jelenség, hogy a pF, w görbének hiszterézise van, arra utal, hogy a szárítási folyamat során megváltozik a talaj *szerkezete*. Erre a következtetésre jutott WARKENTIN és BOZOZUK (1961) is az 1.3.2.8. fejezetben leírt zsugorodási kísérletek értékelése során: a kiszáradt mintát újranedvesítve ugyanazon víztartalomhoz más alakváltozás tartozott *(1.37. ábra)*. Az ábra szerint az eltérés előjele attól függ, hogy a függőleges vagy a vízszintes irányú alakváltozást vizsgáljuk, ami szintén összhangban van a szerkezet szerepéről kialakított felfogással.

A ciklikus víztartalom-változás hatását vizsgáló laboratóriumi eljárást ír le CHEN et al. (1985). A $w \sim w_p$ víztartalmú mintát különböző terheléseknek tették ki, majd egy 30 °C hőmérsékletet biztosító hősugárzóval kiszárították. Ezt követően a



1.37. ábra. Egydimenzionális alakváltozás szárításra és az ezt követő nedvesítésre (WARKENTIN és BOZOZUK, 1961)



1.38. ábra. Ciklikus szárítási és nedvesítési folyamat (CHEN et al., 1985)

mintával vizet szívattak fel, és a teljes duzzadás kivárása után az eljárást többször megismételték. Egyik kísérletük eredményét az *1.38. ábra* tünteti fel; eszerint a fajlagos alakváltozás a ciklusok számával kismértékben csökken. A szerzők a ciklikus hatás jellemzésére egy C_{ps} alakváltozási tényező bevezetését javasolják, amely a következő kifejezésből számítható:

$$C_{ps} = \frac{S_e + S_s}{(w_e - w_s)\,h}, \tag{1.28}$$

ahol w_e az S_e duzzadási alakváltozáshoz tartozó, w_s az S_s zsugorodási alakváltozáshoz tartozó víztartalom, h (cm) a minta magassága. A kísérletek szerint C_{ps} a mintára adott feszültség függvénye.

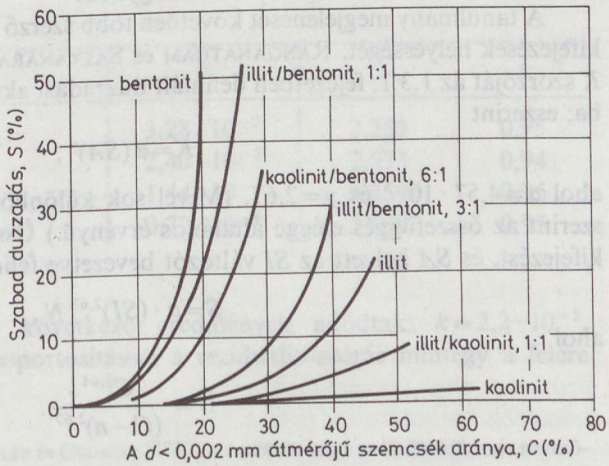
1.3.2.6. Kísérletek átgyúrt (tömörített) mintával

Zavart minták viselkedésének megfigyelésére elvileg bármely, a duzzadási folyamat vizsgálatára kialakított készülék alkalmas, sőt egyik-másikat (pl. az ALPAN-félét) kimondottan erre a célra készítették. Így itt két olyan, a szerzők által szabatosan leírt és ma is általánosan használt eljárásról lesz szó, amelyeket a talajok minősítéséhez és a tervezéshez is felhasználnak.

Az első eljárás SEED és mtsai (1962) nevéhez fűződik, célja az 1.3.1. fejezetben definiált *duzzadási potenciál* („swell potential") meghatározása. Az ezzel kapcsolatos kísérletsorozat értékelése azt bizonyította, hogy a duzzadási potenciál (S) az agyagfrakció részarányával (C, %) és a Skempton-féle aktivitással (A) is kapcsolatba hozható. Különböző agyagásványokat és ezek keverékeit vizsgálva azt találták, hogy S és C között a következő kapcsolat áll fenn (lásd az *1.39. ábrát* is):

$$S = K \cdot C^x, \tag{1.29}$$

ahol x minden talajra és ezek keverékére kb. 3,44-dal egyenlő, így K rejti magában a duzzadási potenciált (a K-ra kapott értékeket az *1.5. táblázat* tünteti fel).



1.39. ábra. Összefüggés a $d<0{,}002$ mm átmérőjű szemcsék részaránya (C) és a duzzadási potenciál (S) között (SEED et al., 1962)

1.5. táblázat. Az (1.29) kifejezésben szereplő K állandó értékei és az A aktivitás különböző agyagkeverékekre (SEED et al., 1962)

Az agyag típusa	K	A
bentonit	$152 \cdot 10^{-5}$	5,2
1 : 1 illit/bentonit	$78 \cdot 10^{-5}$	3,3
6 : 1 kaolinit/bentonit	$31{,}6 \cdot 10^{-5}$	2,21
3 : 1 illit/bentonit	$5{,}5 \cdot 10^{-5}$	1,25
illit	$3{,}47 \cdot 10^{-5}$	0,95
1 : 1 illit/kaolinit	$1{,}12 \cdot 10^{-5}$	0,57
kaolinit	$0{,}28 \cdot 10^{-5}$	0,40

A Skempton-féle aktivitást vizsgálva azt tapasztalták, hogy az I_p, C egyenesek nem mennek át az origón, amit annak tulajdonítanak, hogy az Egyesült Államokban és az Angliában használt CASAGRANDE-készülékek alátéte nem azonos keménységű. Így az előbbi országban végzett kísérletekre A az egyenes $\Delta I_p/\Delta C$ iránytangenseként értelmezhető és általában az

$$A = \frac{I_p}{C-10} \tag{1.30}$$

kifejezésből számítható (természetes állapotú talajokra a nevezőben álló 10 helyett 5 veendő).

Kísérleteik szerint a K, A kapcsolat igen szoros, és a

$$K = kA^y = 3{,}6 \cdot 10^{-5} A^{2{,}44}$$

egyenlettel írható le; ezt az (1.29) kifejezésbe helyettesítve:

$$S = 3{,}6 \cdot 10^{-5} \cdot A^{2{,}44} \cdot C^{3{,}44}. \tag{1.31}$$

A duzzadás mértéke akkor kicsi, közepes, nagy vagy igen nagy, ha S 0 és 1,5, 1,5 és 5, 5 és 25 közé esik, ill. ha 25-nél nagyobb.

A tanulmány megjelenését követően több szerző is megvizsgálta az (1.29)–(1.31) kifejezések helyességét. RANGANATHAM és SATYANARAYANA (1965) az (1.29) kifejezés K szorzóját az 1.3.1. fejezetben definiált duzzadási aktivitással (SA) hozta kapcsolatba; eszerint

$$K = \alpha (SA)^y, \tag{1.32}$$

ahol $\alpha = 4{,}57 \cdot 10^{-5}$ és $y = 2{,}67$. (Mivel sok különböző talajt vizsgáltak, a szerzők szerint az összefüggés eléggé általános érvényű.) Összevonva az (1.29) és az (1.32) kifejezést, és SA helyett az SI változót bevezetve felírható, hogy

$$S = \alpha \cdot (SI)^{2{,}67} N, \tag{1.33}$$

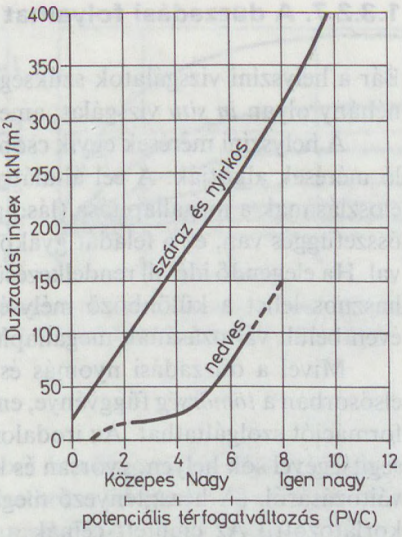
ahol

$$N = \frac{C^{3{,}44}}{(C-n)^{2{,}67}}.$$

A szerzők által vizsgált talajokra n 4 és 22 között változott. A különböző C-n-N kapcsolatokat értékelve a szerzők arra a következtetésre jutottak, hogy tömörített talajra $N = 57{,}5$, termett talajra $N = 9$ felvétele látszik a legjobbnak.

SEED et al. (1962) módszerét BANDYOPADHYAY (1981) csak annyiban módosította, hogy a mintákat kisebb T_{rQ}-értékre (92%-ra) tömörítette. A Kansas állam (USA) különböző vidékeiről származó 259 minta vizsgálati eredménye azt bizonyította, hogy az (1.31) kifejezés megbízhatósága növelhető, ha a vizsgálatokat I_p szerint csoportosítjuk. Regresszióanalízist végezve az egyes I_p-kategóriákra érvényes állandók és a korrelációs együtthatók a következőképpen alakultak:

1.40. ábra. A duzzadási index átszámítása PVC-értékre



	k	y	r
$I_p < 20\%$	$3{,}28 \cdot 10^{-5}$	2,259	0,95
$20\% < I_p \leq 30\%$	$2{,}40 \cdot 10^{-5}$	2,573	0,94
$30\% < I_p \leq 40\%$	$1{,}44 \cdot 10^{-5}$	2,559	0,95
$40\% < I_p \leq 60\%$	$0{,}72 \cdot 10^{-5}$	2,669	0,95

(Összevonva a 259 mintát a következő eredmények adódtak: $k = 2{,}2 \cdot 10^{-5}$, $y = 2{,}437$ és $r = 0{,}78$, tehát a csoportosítással a reziduális szórás mintegy a felére csökkent.)

Szudáni agyagokat vizsgálva SCHULER és GÖDECKE (1982) azt találta, hogy az (1.30) kifejezés nevezőjében aszerint helyettesítendő 5 vagy 10, hogy $A \geq 1$ vagy $A < 1$.

A másik eljárás LAMBE nevéhez fűződik, és célja a PVC-érték *(potential volume change*)* meghatározása. A mintát fix gyűrűs ödométerbe kell bedöngölni (38,4 kN · m/m³ tömörítő munkával), majd 14 kN/m²-rel terhelni. Ezt követően a talajjal vizet szívatunk fel, és 2 óra elteltével a dinamométeren leolvassuk a duzzadási nyomást *(swell index)*, amit egy grafikon segítségével *(1.40. ábra)* PVC-értékben fejezünk ki. (Az ábra a térfogatváltozási veszély megítélésére szolgáló kategóriákat is feltünteti.)

* Potenciális térfogatváltozás. (A szerk.)

1.3.2.7. A duzzadási folyamat helyszíni vizsgálata

Bár a helyszíni vizsgálatok szükségességét mindenki hangsúlyozza, jelenleg alig van néhány olyan *in situ* vizsgálat, amely általánosan elterjedt.

A helyszíni mérések egyik csoportját a *pórusvíznyomás* meghatározására irányuló mérések alkotják. A cél általában a talajszívás mértékének, a *pF*-értékek térbeli eloszlásának a megállapítása (lásd az 1.3.2.4. fejezetben). Mivel *s* és *w* között szoros összefüggés van, ez a feladat gyakorlatilag egyenértékű a *w-profilok* meghatározásával. Ha elegendő idő áll rendelkezésünkre, a szezonális változások előrejelzése céljából hasznos lehet a különböző mélységekre (rétegekre) jellemző víztartalmak egy-egy éven belüli változásának megállapítása is (ZEITLEN és KOMORNIK, 1961).

Mivel a duzzadási nyomás és a fajlagos lineáris duzzadás ugyanazon talajra elsősorban a *tömörség* függvénye, ennek helyszíni meghatározása is jelentős többletinformációt szolgáltathat. Az irodalom erre a célra a *szondázást* javasolja, mert ennek segítségével sok helyen, gyorsan és kis költséggel tájékozódhatunk a tömörség térbeli változásáról. (A hézagtényező meghatározására szolgáló magminták száma mindig korlátozott.) Az említett célnak a verőszondázás, kitüntetetten az SPT (standard penetration test) felel meg legjobban, tekintettel arra, hogy erre a típusra 5-6 évtizedes vizsgálati anyag, számos tapasztalati összefüggés stb. áll rendelkezésünkre. A térfogatváltozási veszély a 30 cm behatoláshoz szükséges ütésszám alapján ítélhető meg. GROMKO (1974) szerint a következő kategóriák állíthatók fel:

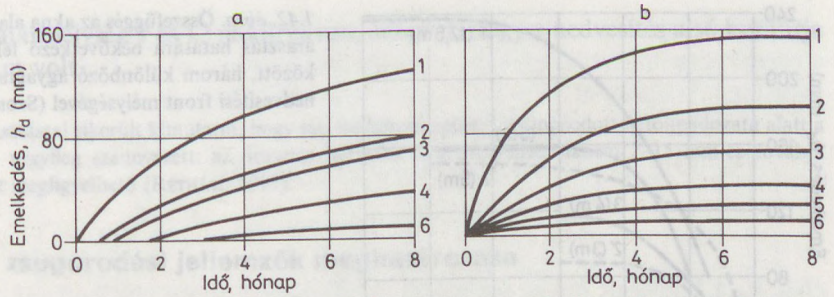
$N=$	Duzzadás mértéke
>30	igen nagy
20 – 30	nagy
10 – 20	közepes
<10	kicsi

Lényegesen több információt szolgáltat a talajok viselkedéséről a — főleg a Szovjetunióban elterjedten használt — *helyszíni elárasztás*. Segítségével a következő jellemzők határozhatók meg:

— az ε_d (p) összefüggés;
— a felszín emelkedése (a $p=0$-hoz tartozó $\sum \varepsilon_{di} h_i$ szabad duzzadás);
— a duzzadás időbeli lefolyása és sebessége;
— az elárasztás távolsági hatása;
— a duzzadás határmélysége.

Az elárasztásra két lehetőségünk van: aknából és kaviccsal kitöltött nagy átmérőjű fúrásból. A vizsgálati metodikát illetően különbséget kell tennünk aszerint, hogy csak az összegzett duzzadást mérjük, vagy lamellánként (rétegenként) határozzuk meg a duzzadás mértékét és sebességét (a határmélység pl. csak így határozható meg). Célját illetően az árasztás lehet helyszíni vizsgálati módszer, de felhasználható a térfogatváltozás elleni védekezésre is (vö. az 1.5.3.3. fejezettel).

A helyszíni elárasztással kapcsolatban szerzett lényegesebb tapasztalatok a következőkben foglalhatók össze.



1.41. ábra. Az aknából (*a*) és a fúrásokból (*b*) végzett helyszíni elárasztás időgörbéi (SZOROCSAN, 1974), $d=0$ (*1*), 0,7 m (*2*), 1,25 m (*3*), 1,7 m (*4*), 2,2 m (*5*), 2,8 m (*6*) mélységben

Az *1.41. ábra* szerint a közvetlenül az aknából és a fúrásokból végzett elárasztás hatása között az a különbség, hogy az utóbbi esetben a felszín emelkedésének mind a mértéke, mind a sebessége nagyobb. Az *a* ábrarészből az is megállapítható, hogy az egyes rétegek (lamellák) késleltetve kapcsolódnak be: a felszín emelkedése pl. már kb. 25 mm volt, amikor a −0,75 m-en elhelyezett bélyeg elmozdult. (A *b* ábrarész szerint nincs késleltetés, ha a vizet fúrásokon keresztül juttatjuk le.) Könnyen bebizonyítható, hogy a nedvesedési front előrehaladási sebessége közel állandó (SZOROCSAN, 1974).

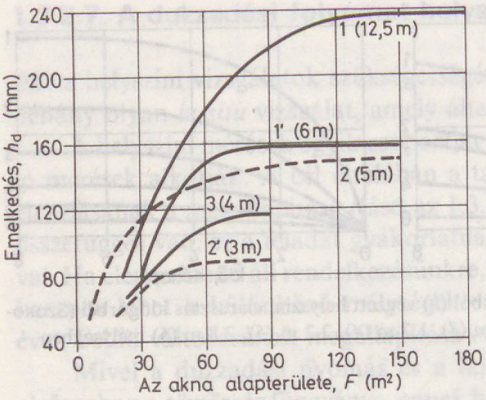
Ha a vizet fúrásokon keresztül juttatjuk a talajba, minden réteg azonos időpontban lép be a duzzadási folyamatba, így a stabilizáció időpontja csak a lamella mélységétől függ. A mélyebben fekvő lamellára nagyobb önsúlyfeszültség jut, ezért az 1.3.2.2. fejezetben írottak szerint a duzzadás gyorsabban lezajlik. Ebből az következik, hogy a duzzadási folyamat időtartamát a felső rétegek határozzák meg, ami egyben azt is jelenti, hogy a folyamat időtartama független a réteg vastagságától (SZOROCSAN, 1974). Más a helyzet, ha a vizet aknán keresztül juttatjuk a talajba, mert ebben az esetben a mélyebb rétegek késleltetve kapcsolódnak be (vö. az 1.15/*a* ábrával). A stabilizációs idő természetesen a talaj jellemzőitől is függ (a *k* tényezőtől, homoklencsék jelenlététől stb.).

Az emelkedés mértéke az *akna méretével* is változik *(1.42. ábra)*. Ebből SZOROCSAN (1974) azt a következtetést vonja le, hogy az akna szélességét legalább 6 m-re kell vennünk, ha a nedvesítés mélységi határát 3 m-re tervezzük, és 12 m-re, ha a mélységi határ 12,5 m.*

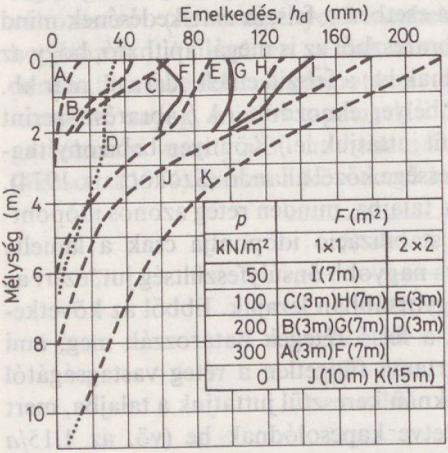
Az alapozási rendszer tervezésekor nemegyszer azt is tudnunk kell, hogy a duzzadás mértéke hogyan változik a vízforrástól való távolsággal. A helyszíni elárasztás erre is választ ad, ha az aknától (fúrásoktól) mért különböző távolságokban meghatározzuk a felszín emelkedését. Feltehető — az üregek okozta felszínsüllyedés analógiájára —, hogy a felszín alakja a normális eloszlás sűrűségfüggvényének alakjához lesz hasonló.

A talajra jutó *hasznos teher* hatását olyan próbaterhelések segítségével vizsgálhatjuk, amelyek során a talajt — a konszolidáció lezajlását követően — vízzel

* Ilyen aknaméretek kísérleti célokra hazai gyakorlatunkban elképzelhetetlenek. (A szerk.)



1.42. ábra. Összefüggés az akna alapterülete és az árasztás hatására bekövetkező felszínemelkedés között, három különböző agyagra, zárójelben a nedvesítési front mélységével (SZOROCSAN, 1974)



p	F(m²)	
kN/m²	1×1	2×2
50	I(7m)	
100	C(3m)H(7m)	E(3m)
200	B(3m)G(7m)	D(3m)
300	A(3m)F(7m)	
0	J(10m) K(15m)	

1.43. ábra. A talaj emelkedésének a mélységgel való változása különböző feszültséggel igénybe vett próbaterhelő lapok és modellapok alatt (BUROV et al., 1966) (zárójelben a nedvesedési front mélysége)

elárasztjuk. Erre a célra felhasználhatunk próbaterhelő lapokat (célszerűen $1 \cdot 1$ m² alapterülettel), de modell-alapokat is (1,5–2 m-es oldalhosszal). Célszerű három-négy, különböző talpfeszültséget átadó alapot vizsgálni. Az akna alapterülete $8 \cdot 8$ m², de legalább $6 \cdot 6$ m² legyen. A helyszíni vizsgálat értékét nagymértékben emeli, ha különböző mélységekben mérőbélyegeket helyezünk el. Egy ilyen kísérletsorozat eredménye látható az *1.43. ábrán.** Az 1,5–2 m mély aknákban próbaterhelő lapokat és modell-alapokat helyeztek el, és ennek megfelelően 7 és 3 m mély fúrásokat készítettek a víz bejuttatására. (Egyik akna csak a határmélység meghatározására szolgált.) Az ábrából a következőket állapíthatjuk meg:

— a duzzadás mértéke a talpfeszültség növelésével csökken, és

— egy kritikus talpfeszültség felett a felső rétegek duzzadás helyett összenyomódnak;

* Forrásmegjelölés hiányában feltételezhetően SZOROCSAN kísérleteiről van szó. (A szerk.)

— a határmélység 9 és 12 m körül van, aszerint, hogy a nedvesítés alsó kontúrja 10 vagy 15 m volt.

Vízelárasztással sikerült kimutatni, hogy egy budapesti épület felpúposodott betonpadozata alatt a belső feltöltés vegyileg szennyezett: az árasztás hatására nem süllyedés, hanem 2–15 mm-es további emelkedés volt megfigyelhető (RÉTHÁTI, 1977).

1.3.2.8. A zsugorodási jellemzők meghatározása

Annak ellenére, hogy a zsugorodás fordított előjelű duzzadásnak tekinthető, a két folyamat között jelentős különbségek vannak, így a vizsgálati módszerek is alapvetően különböznek egymástól.

A leggyakrabban használt jellemző az 1.18. ábrán definiált *zsugorodási határ* (w_s). A térfogatváltozási veszélynek egyik indexszáma, hiszen minél nagyobb, annál hamarabb (nagyobb víztartalomnál) szűnik meg a zsugorodás, ill. indul meg a duzzadás. Ezt fejezi ki egy másik indexszám, a $w_L - w_s$ különbség, a *zsugorodási index* (1.3.1. és 1.3.2.6. fejezet), és a korábban a maximális térfogatváltozás számítására használt $w_T - w_s$ különbség is (vö. az 1.3.1. fejezettel). Mivel w_s a térfogatváltozási folyamat egyik küszöbértéke, célszerű a talajszívás fogalmával is kapcsolatba hozni: az erre vonatkozó mérések szerint a zsugorodási határon $pF \cong 4$ (YONG és WARKENTIN, 1975).

A v, w térfogatváltozási egyenes és a zsugorodási határ henger alakú, telített minták lassú szárításával, a kezdeti és végső állapothoz tartozó tömeg és térfogat mérésével határozható meg. Érdekesen oldotta meg az egydimenziós fajlagos zsugorodás mérését WARKENTIN és BOZOZUK (1961). A vizsgálatokat két különböző alakú mintával (4 cm átmérőjű és 6 cm magas hengerrel, ill. $4 \times 30 \times 30$ mm térfogatú hasábbal) végezték, párhuzamos jeleket vésve ezek határoló felületeire. A vízszintes és függőleges irányú lineáris zsugorodást a 0,003 cm mérési pontosságú mikroszkóppal meghatározott rövidülésekből számították.

A zsugorodási jellemzők függenek a talaj ásványi összetételétől, a szemcsék nagyságától és orientációjuk jellegétől, a kettős réteg kémiai jellemzőitől, a talaj telítettségi fokától, tömörségétől és víztartalmától.

A talaj *ásványi összetétele* — akárcsak a duzzadás esetében — az egyik legjelentősebb tényező. Az előző fejezetekben írottak után elegendő arra utalni, hogy az egyes agyagásványok zsugorodási határai jelentősen eltérnek egymástól, így — a cserélhető kation típusától függően — a montmorillonité 9,3–14,7%, az illité 14,7–16,8%, a kaolinité 24,5–29,2% (LAMBE és WHITMAN, 1979). Az idézett számsorok a *kettős réteg* kémiai jellemzőinek szerepére is rámutatnak (vö. az 1.2.4.2. fejezettel). Részben az agyagásvány típusával van összefüggésben a *szemcseméret* is; szerepére csak egyetlen példa álljon itt: VASZILJEV (1953) szerint a térfogati zsugorodás fordított arányban nő a 0,00054 mm-nél kisebb szemcsék részarányával.

A szemcsék *orientációjának* jelentős szerepére az 1.2.4.2. fejezet mutatott rá. Zsugorodási kísérleteket tervezve és értékelve mindig szem előtt kell tartanunk, hogy az átgyúrás, a terhelés (és az ehhez hasonló jellegű zsugorodás) és tömörítés alapvetően megváltoztathatja a szemcsék orientációjának mértékét. Ez nemcsak a zsugorodás

mértékének, az anizotrópia fokának stb. a változását vonja maga után, de módosítja a zsugorodási határt is: WARKENTIN és BOZOZUK (1961) pl. az általuk vizsgált talajra zavartalan állapotban 27%-ot, átgyúrt állapotban 20%-ot mértek.

A kezdeti *víztartalom* szerepe HAEFELI és AMBERG (1948) szerint a következőképpen vizsgálható. A térfogatváltozási egyenes egyenlete:

$$v = \frac{\Delta V}{V_d} = \frac{\varrho_d}{\varrho_v}(w - w_s)\,, \tag{1.34}$$

ahol V_d a kiszáradt minta térfogata, ΔV a szárítás során bekövetkező térfogatváltozás, ϱ_d a kiszáradt minta térfogatsűrűsége, ϱ_v a víz sűrűsége, w_s a zsugorodási határ. Ha a kísérletet különböző w_k kezdeti víztartalommal végezzük el, egymástól eltérő w_s és $\operatorname{tg}\alpha = \varrho_d/\varrho_v$ értékeket kapunk *(1.44. ábra)*. A két különböző w_k-val meghatározott egyenes közötti kapcsolatot vizsgálva a szerzők bebizonyítják, hogy *a zsugorodási határ nő a bekészítési víztartalommal.* A két egyenes S metszéspontjának (a „zsugorodási centrumnak") a koordinátái (lásd az 1.44. ábrát):

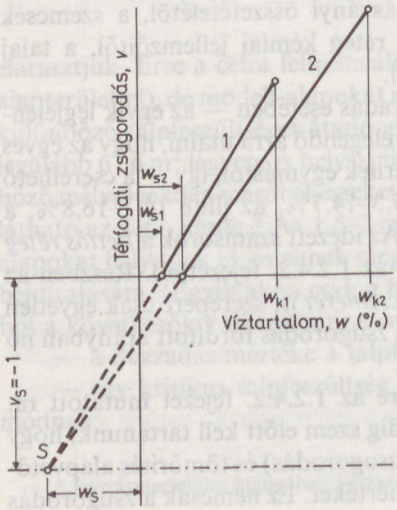
$$w_S = w_s - \frac{\varrho_v}{\varrho_d}\,; \quad v_S = -1\,. \tag{1.35}$$

Levezetésükből következik, hogy

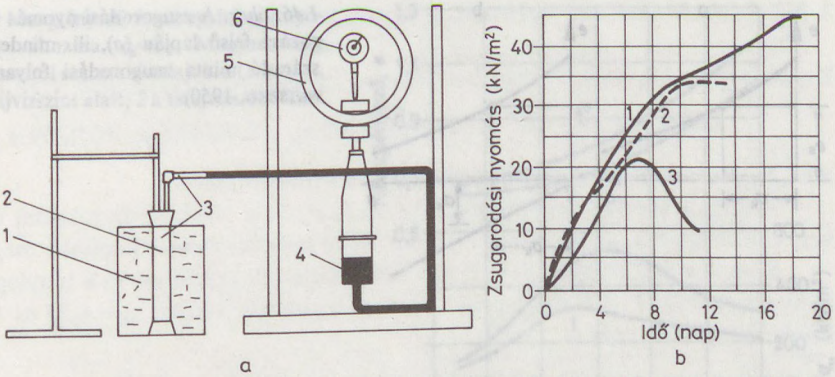
a) az ugyanazon talaj különböző kezdeti (bekészítési) víztartalmaihoz tartozó egyenesek mind átmennek az S ponton;

b) a talajok zsugorodási centrumai a $v_S = -1$ egyenlettel jellemzett vízszintes egyenesen fekszenek, a vizsgált talajra csak a w_S abszcissza a jellemző.

A zsugorodás mértékét még egy fizikai jellemző, nevezetesen a *telítettségi fok* is meghatározza. Mivel a zsugorodást kapilláris erők idézik elő, és ezek összege a talaj telített állapotában a legnagyobb, az adott talaj fajlagos zsugorodása annál nagyobb, minél nagyobb S_r. SZOROCSAN (1974) példája szerint az általa vizsgált talajra



1.44. ábra. Különböző bekészítési víztartalomhoz tartozó térfogatváltozási egyenesek és a „zsugorodási centrum" (HAEFELI és AMBERG, 1948)



1.45. ábra. A zsugorodási nyomás mérésére szolgáló készülék (*a*) és a kísérletek értékelése (*b*) (PALIT és JOSHI, 1957); *1* talajminta, *2* gumimembrán, *3* víz, *4* higany, *5* dinamométer, *6* indikátor óra

$\varrho_d = \text{const} = 1{,}0$ g/cm³ száraz térfogatsűrűség esetén az ε_{zs}, S_r kapcsolat a következőképpen alakult:

S_r	0,4	0,8	>0,95
ε_{zs} (%)	3,5	4,5	7,0

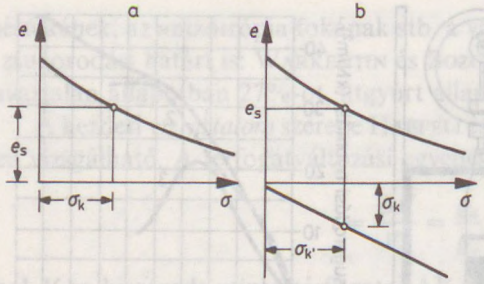
Az 1.2.4.1. fejezetben már tárgyalt *zsugorodási (kapilláris) nyomás* meghatározására PALIT és JOSHI (1957) az *1.45./a ábrán* látható készüléket javasolták. A fémhengerben elhelyezett minta függőleges tengelyében egy kb. 4 cm átmérőjű, vízzel töltött, alul-felül lezárt gumimembránt helyeznek el. Ennek felső végéhez higannyal megtöltött üvegcső csatlakozik. Amikor a talaj zsugorodik, a minta közepe felé irányuló nyomást fejt ki, amit a víz és a higany egy dinamométerhez közvetít. Egyik kísérletük eredményét az 1.45/*b* ábra mutatja be (a 3. jelű minta megrepedt, az eredmény nem értékelhető). A szerzők megállapítják, hogy a kapilláris nyomás nagy része a minta tömörítésére fordítódik, így a szerkezetet — a duzzadási nyomással ellentétben — csak *jelentéktelen nagyságú nyomás terheli.*

ORNATSZKIJ (1950) a zsugorodási folyamat során működő σ_k kapilláris nyomást a kompressziós kísérlet alapján javasolja meghatározni, a következő két esetet különböztetve meg *(1.46. ábra)*.

a) Ha a száradás egyetlen felület mentén megy végbe, akkor a folyamat végén mérhető e_s hézagtényezőhöz a kompressziós görbén leolvasott feszültség éppen σ_k-val egyenlő.

b) Szabad oldalfelület esetén — a HOOKE-törvény érvényességét feltételezve — a következőképpen kell eljárnunk. A kompressziós görbén leolvassuk az e_s hézagtényezőhöz tartozó $\sigma_{k'}$ feszültséget; a keresett kapilláris nyomófeszültség az oldalnyomás tényezője (ξ) segítségével számítható:

$$\sigma_k = \sigma_{k'} \frac{1+2\xi}{3}. \qquad (1.36)$$



1.46. ábra. A zsugorodási nyomás (σ_k) meghatározása felső lapján (*a*), ill. minden oldalán (*b*) száradó minta zsugorodási folyamatából (ORNATSZKIJ, 1950)

1.3.3. A térfogatváltozási jellemzők meghatározása tapasztalati összefüggésekből

A tapasztalati összefüggések meghatározásának célja általában az, hogy az időigényes és kényes vizsgálatokat követelő fizikai jellemzők más, könnyen és egyértelműen meghatározható jellemzők segítségével becsülhetők legyenek. A mi esetünkben a megismerni kívánt jellemzők csoportjába tartozik a duzzadási nyomás és a fajlagos duzzadás, de ide sorolható a fajlagos felület, a *pF, w* összefüggés és a kapilláris (zsugorodási) nyomás is.

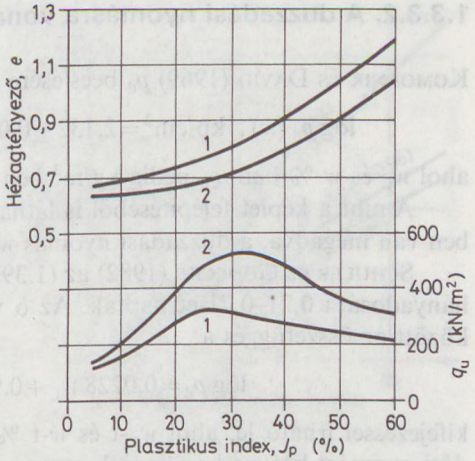
A szerzők többsége megjegyzi, hogy az általuk felállított összefüggések megbízhatósága eléggé korlátozott. Ezen nem csodálkozhatunk, ha meggondoljuk, milyen sok tényezőtől függ a meghatározni kívánt jellemző, pl. a duzzadási nyomás. Olyan képletet egyetlen szerző sem mutatott be, amelyik minden fizikai és kémiai hatást figyelembe venne (legfeltűnőbb az, hogy a kettős réteg jellemzői egyetlen képletben sem szerepelnek).

A képletek nagy része a térfogatváltozási jellemzőket az ATTERBERG-határokkal (w_p-, w_L-, I_p-vel) hozza kapcsolatba. Ezektől az összefüggésektől már azért sem várhatunk jó eredményt, mert I_p növekedésével — a statisztikai átlagokat tekintve — a hézagtényező is nő, így két ellentétes hatás érvényesül: a kolloidtartalom fokozódó aránya növeli a térfogatváltozási hajlamot, de *e* növekedésével nő a víztartalom és a szemcsék távolsága. Az *1.47. ábra* a Magyarország különböző területeiről vett 3258, ill. 2014 minta I_p, *e* és I_p, q_u összefüggéseit mutatja be. Az előzőekben említett ellentétes két hatás itt abban nyilvánul meg, hogy q_u-t nem monoton növekvő, hanem felülről konvex görbe írja le.

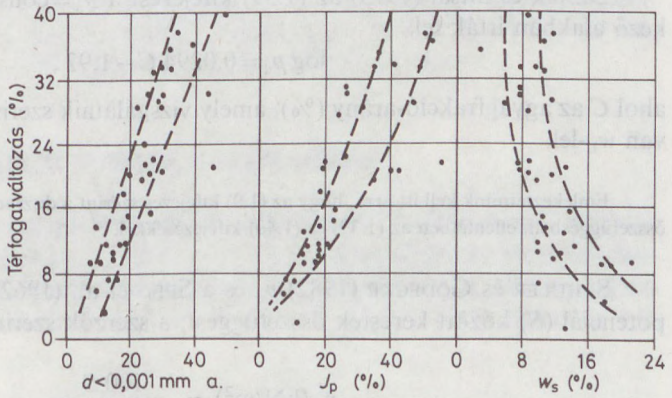
Ha a vizsgált terület kicsi, és a rétegek genetikailag azonosíthatók, az empirikus összefüggések megbízhatósága elérheti a kívánt mértéket, és ezzel az erre irányuló vizsgálatok célját is.

1.3.3.1. A maximális szabad duzzadásra vonatkozó összefüggések

Az 1.3.2.2. fejezetben szereplő (1.23) képlet ε_d-t *w* és w_L függvényében adja meg. Ha ebből ε_{dmax}-ot kívánjuk meghatározni, ismernünk kell azt a víztartalmat, amely



1.47. ábra. A hézagtényező és az egyirányú nyomószilárdság változása I_p-vel, Magyarország különböző részeiről származó talajokra (RÉTHÁTI, 1973); *1* a talajvízszint alatt, *2* a talajvízszint felett



1.48. ábra. A fajlagos térfogatváltozás a $d<0{,}001$ mm átmérőjű szemcsék részaránya, a plasztikus index és a zsugorodási határ függvényében, a Bureau of reclamation kísérletei szerint (SEED et al., 1962)

mellett a duzzadási folyamat megindul; MCDOWELL (1956) szerint ez az érték

$$w_{\min}(\%) = 0{,}2 w_L + 9\,, \tag{1.37}$$

amit az (1.23) képletbe helyettesítve ε_{dmax}-ra a következő kifejezést kapjuk:

$$\varepsilon_{dmax} = 0{,}076 w_L - 0{,}02\,. \tag{1.38}$$

(A megfigyelések szerint az ebből számított érték alábecsüli a tényleges ε_{dmax}-ot.)

Az *1.48. ábra* a *Bureau of reclamation* (USA) által végzett kísérletek eredményét tünteti fel, nevezetesen ε_{dmax}-ot a kolloidtartalom, a plasztikus index és a zsugorodási határ függvényében. Itt is jól megfigyelhető az egyes értékpárokat ábrázoló pontok jelentős szórása. (A maximális fajlagos szabad duzzadás itt a légszáraz és a telített állapot között végbemenő folyamatnak felel meg.)

SZOROCSAN (1974) megállapítja, hogy ε_{dmax}-nak az Atterberg-határokkal való kapcsolata ugyanazon geológiai korból származó agyagokra is laza, ő azonban az összefüggést a víztartalom — mint változó — bevonása nélkül vizsgálta.

1.3.3.2. A duzzadási nyomásra vonatkozó összefüggések

KOMORNIK és DAVID (1969) p_d becslésére a következő összefüggést írták fel:

$$\log p_d\,(w),\ \mathrm{kp/cm^2} = 2{,}132 - 0{,}0208\, w_L + 0{,}000665\, \varrho_d - 0{,}0269\, w\,, \qquad (1.39)$$

ahol w_L és w %-ban, ϱ_d pedig kg/m^3-ben helyettesítendő.

Amint a képlet felépítéséből is látható, p_d itt a kezdeti víztartalom függvényében van megadva, a duzzadási nyomás $w=0$ helyettesítéssel kapható meg.

SCHULER és GÖDECKE (1982) az (1.39) képletből számított és a tényleges értékek hányadosára 0,21–0,71-et kaptak. Az ő vizsgálataik szerint $\varrho_d = 1{,}50$ és 1,85 g/cm^3 között az összefüggés a

$$\log p_d = 0{,}0228\, w_L + 0{,}9\, \varrho_d - 0{,}0224\, w - 0{,}0507 \qquad (1.40)$$

kifejezéssel írható le, ahol w_L-t és w-t %-ban, ϱ_d-t t/m^3-ben helyettesítve a duzzadási nyomást kN/m^2-ben kapjuk meg.

DIDIER és mtsai (1973) az (1.39) kifejezést a $\varrho_d = \mathrm{const}$ és $w=0$ esetre a következő alakban írták fel:

$$\log p_d = 0{,}0294\, C - 1{,}92\,, \qquad (1.41)$$

ahol C az agyagfrakció-arány (%), amely vizsgálataik szerint lineáris összefüggésben van w_L-lel.

Emlékeztetnünk kell itt arra, hogy az (1.9) kifejezés szerint a duzzadási nyomás $1/w^2$-tel van lineáris összefüggésben, ellentétben az (1.39) és (1.40) kifejezésekkel.

SCHULER és GÖDECKE (1982) p_d és a SEED et al. (1962) által definiált duzzadási potenciál (S) között kerestek összefüggést; a szerzők szerint

$$p_d\,(\mathrm{kN/m^2}) = \frac{100\, S}{3{,}75 \pm 1{,}25}\,. \qquad (1.42)$$

1.3.3.3. Egyéb összefüggések

A *fajlagos felület* (f) FARRAR és COLEMAN (1967) szerint a következő kifejezésből számítható:

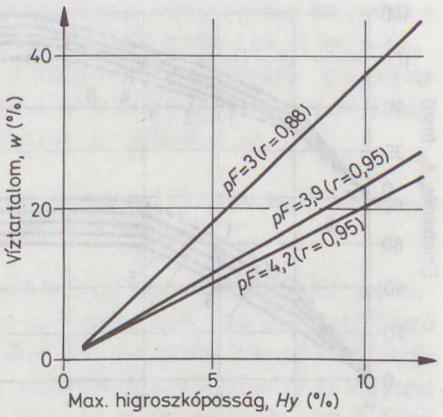
$$f(\mathrm{m^2/g}) = \frac{w_L - 0{,}93}{0{,}67}\,. \qquad (1.43)$$

A *kapilláris nyomás* CHANDLER és GUTIERREZ (1986) szerint a víztartalommal a következőképpen változik:

$$\sigma_k = \varrho_v\, 10^{5{,}85 - 0{,}062\, w}\,, \qquad (1.44)$$

ahol w az általuk használt szűrőpapír víztartalma.

A *pF, w* görbék meghatározásának megkönnyítésére ANDREI (1971) az *1.49. ábrán* látható regressziós kapcsolatokat határozta meg. Meghatározva a Mitscher-



1.49. ábra. Összefüggés a Mitscherlich-féle maximális higroszkóposság (*Hy*), a víztartalom (*w*) és a *pF*-érték között (ANDREI, 1971)

lich-féle maximális higroszkóposságot (*Hy*, %), ennek függvényében az ábráról leolvasható a $pF=3$-, 3,9- és 4,2-hez tartozó víztartalom. (Mivel $S_r=1$-hez $pF=0$, $w=0$-hoz $pF\cong 7$ tartozik, ezzel a görbe öt pontja válik ismeretessé.)

1.4. A térfogatváltozó talajok viselkedése

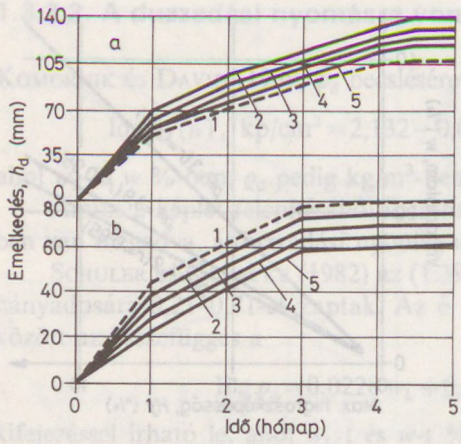
Ez a fejezet azoknak a megfigyeléseknek az eredményeit foglalja össze, amelyek ismerete új épületek tervezéséhez (1.5. fejezet) és a károsodott épületek helyreállításának a megtervezéséhez (1.6. fejezet) elengedhetetlenül szükségesek. A jelenségek jobb megértéséhez néhány esettanulmánnyal is találkozunk majd, a továbbiakat az 1.7. fejezet tartalmazza.

1.4.1. Alakváltozási tartományok és fázisok

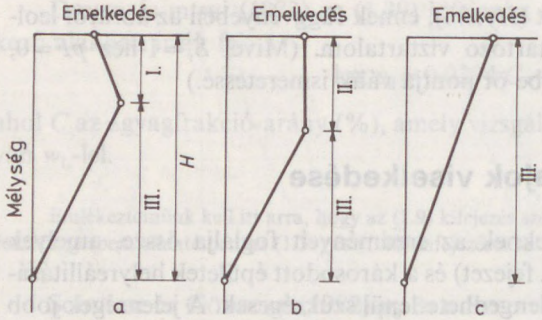
Az *1.50. ábrán* egy próbaterhelés során mért alakváltozások idősorai láthatók. Az ugyanazon aknában elhelyezett 1×1 m^2 alapterületű modell alapokat különböző mértékben terhelték, majd a konszolidáció lezajlása után a talajt — fúrások segítségével — 8 m mélységig elárasztották. Az ábra a különböző mélységekben mért alakváltozások idősorát tünteti fel, éspedig a $p=300$ kN/m^2 terheléshez (*a* ábrarész) és a $p=50$ kN/m^2 terheléshez (*b* ábrarész) tartozó görbéket. Ezekből a következőket állapíthatjuk meg.

a) A különböző mélységekben kialakuló alakváltozások idősora hasonló. (Az alakváltozás minden mélységben egyszerre indul meg, ami — ahogyan azt az 1.41. ábráról is láthattuk — a fúrással való elárasztás egyik jellegzetessége.)

b) Míg a terheletlen alap alatt minden réteg duzzadt, a $p=300$ kN/m^2-rel igénybe vett alap esetében ez csak a $-0{,}25$ m alatti rétegekről mondható el. Itt az 1. jelű görbe végpontja kb. 30 mm-rel van a 2. jelű görbe megfelelő pontja alatt, ami azt jelenti, hogy a felső réteg ebben az esetben összenyomódást szenvedett.



1.50. ábra. A különböző mélységekben mért emelkedések egy próbaterhelés során (SZOROCSAN, 1974); *a)* $p = 300$ kN/m², *b)* $p = 50$ kN/m², *1* az alap emelkedése, *2* a 0,25 m, *3* a 0,50 m, *4* az 1,0 m, *5* az 1,5 m mélységben mért emelkedések



1.51. ábra. A talaj duzzadása során kialakult alakváltozási tartományok

Térjünk most vissza az 1.43. ábrára! Ezzel kapcsolatban az 1.3.2.7. fejezetben megállapítottuk, hogy egy kritikus talpfeszültség felett a felső rétegek — duzzadás helyett — összenyomódnak. Figyelembe véve, hogy az *A—E* görbéket az ugyanazon talaj $w = 38\%$-os, az *F—I* jelű görbéket $w = 43\%$-os víztartalmú változatára kapták, az említett fejezetben írottakat a következőkkel egészíthetjük ki (SZOROCSAN, 1974):

— $w = 38\%$ esetében a nagy teherrel (300 kN/m²-rel) igénybe vett alapok alatt a felső rétegek is duzzadnak,

— $w = 43\%$ esetében ez csak az 50 és 100 kN/m²-rel terhelt alapokról mondható el, ennél nagyobb teher esetén az 1.50. ábrán látható jelenség alakul ki;

— az *A—C* jelű görbék −3 m-en már igen közel vannak egymáshoz, ami annak a következménye, hogy az alapok terhéből ide alig jut feszültség.

A különböző víztartalmú változatok eltérő viselkedésének az 1.3.2.2. fejezetben írottak szerint az az oka, hogy ε_d a víztartalom növekedésével csökken.

Az 1.43. és 1.50. ábrákból azt a következtetést vonhatjuk le, hogy a térfogatváltozó talajban eltérő viselkedésű *alakváltozási tartományok* alakulnak ki (KRUTOV et al., 1973; SZOROCSAN, 1974). Az *1.51. ábra* szerint összenyomódási (I.), semleges (II.) és duzzadási (III.) tartományt különböztethetünk meg. Az ábrán látható három

kombináció közül az *a* jelű akkor következik be, ha a p talpfeszültség nagyobb a p_d duzzadási nyomásnál, a *b* jelű akkor, ha $p=p_d$, a *c* jelű pedig akkor, ha $p<p_d$. A tartományok mélységi kiterjedése nemcsak a külső teher nagyságától, hanem az alap alakjától és alapterületétől (A) is függ: p és A növelésével az I. és II. tartomány mérete is nő. Ha nincs külső teher, csak a *c* jelű eset következhet be.

Az 1.51. ábrából azt a következtetést is levonhatjuk, hogy ha csak az I. és II. tartomány víztartalmának utólagos növekedésével kell számolnunk, az alaptest nem fog emelkedni.

Más a helyzet, ha az altalaj *különböző tulajdonságú rétegekből* épül fel. Szorocsan (1974) pl. olyan esetről számol be, amikor az alapozási sík és a térfogatváltozó talaj felszíne között 1 m vastag makroporózus lösz volt. Az építést követő vízelfolyás a lösz roskadását vonta maga után, a folyamat stabilizációja után viszont az alaptest emelkedni kezdett. Elképzelhető olyan eset is, amikor az altalaj (vagy annak felső rétege) kis teher alatt duzzad, nagy teher alatt roskad (1.3. ábra, 3. görbe). Ekkor a vízfelvétel hatására az egyes lamellák a $\sigma_g+\sigma_z$ összeg nagyságától függően roskadnak vagy duzzadnak (vö. még a 2. fejezettel).

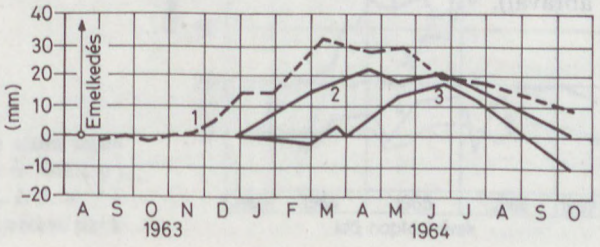
Vizsgáljuk most az alakváltozási folyamatok *idősorát!* Az *1.52. ábra* egy épület és a terheletlen felszín alakváltozásának időbeli változását mutatja be. Eszerint a hóolvadást követően mindkettő emelkedik, nyáron és az ősz elején — a talaj zsugorodása következtében — süllyed.

Az *1.53. ábra* egy háromszintes épület három, egy vonalba eső csapján mért mozgásokat mutatja be. Eszerint ősszel és télen az alapok emelkednek, nyáron süllyednek, ami a duzzadás és zsugorodás ciklikus (szezonális) váltakozásának a következménye. Az ábra arra is rámutat, hogy a három pont azonos jellegű mozgása ellenére a $\Delta s/L$ relatív lehajlás nagysága fokozatosan nő, és közeledik a kritikus értékhez.

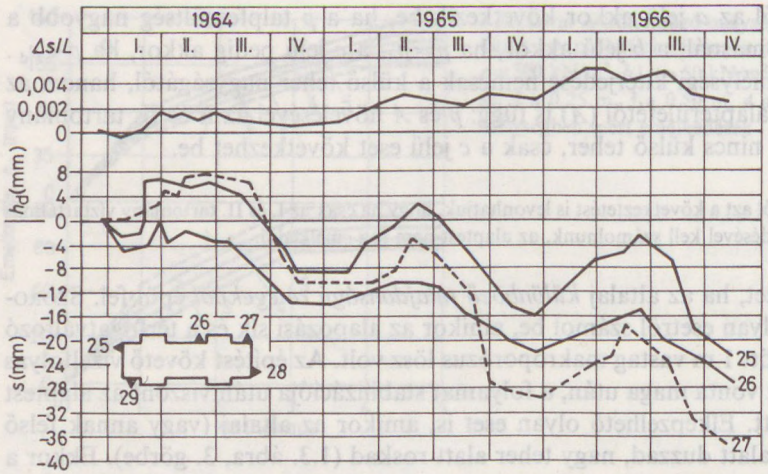
Más jellegű idősort mutat be az *1.54. ábra*. A vizsgált épület alapjai a statikus teher hatására az első két évben süllyedtek, majd innen kezdve emelkedtek, ami a talaj víztartalmának növekedésére utal.

Az 1.52.–1.54. ábrákon látható eltérő előjelű szakaszok az *alakváltozási fázisok*; megbízható előrejelzésük a tervezés egyik alapfeladata. (Az egyik leggyakoribb idősorral, a duzzadás-zsugorodás váltakozó folyamatával az 1.43. fejezet részletesebben foglalkozik.)

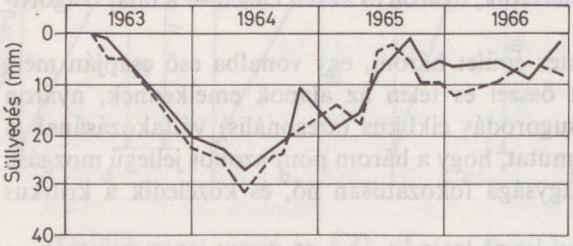
Nem közömbös az épület állékonysága és a folyamat előrejelzése (az alakváltozások extrapolálása) szempontjából, hogy az emelkedési folyamatot milyen *sebesség*



1.52. ábra. A felszín (*1*) és két épület (*2, 3*) szezonális mozgása (Burov et al., 1966)



1.53. ábra. Süllyedési folyamatra szuperponálódó szezonális mozgások és a relatív lehajlás változása (SZOROCSAN, 1974)



1.54. ábra. Statikus kompressziót követő duzzadás az épület alatti vízfeldúsulás hatására (SZOROCSAN, 1974)

és *stabilizációs* idő jellemzi. SZOROCSAN (1974) szerint az egyszeri, nagy tömegű vízelfolyás hatására az 1. évben 5,5–10,5 mm/hó, a 2. évben 0,5–1,5 mm/hó az emelkedés sebessége, ha viszont a duzzadást a víz természetes feldúsulása idézi elő, a folyamat 5-6 évig is elhúzódhat (l. később). Lejtőn álló épületeket vizsgálva SCHMERTMANN és CRAPPS (1980) kivételesen nagy csapadékú időszakban 18 mm/hó emelkedést is mértek, a napi maximum pedig 2 mm volt. A helyszíni vizsgálatok megerősítették azon laboratóriumi megfigyeléseket (lásd az 1.3.2.2. fejezetben), hogy a stabilizációs idő annál kisebb, minél nagyobb a vizsgált rétegre jutó feszültség (vö. pl. az 1.50. ábrával).

1.4.2. Az alakváltozások kialakulására ható tényezők

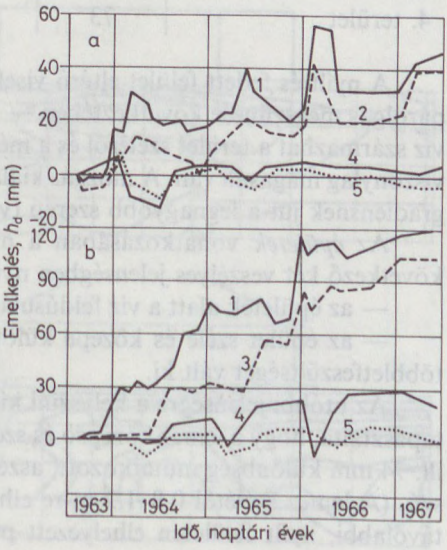
1.4.2.1. A felszín fedettségének szerepe

A helyszíni mérések és megfigyelések egyértelműen bizonyítják, hogy a nyílt (csupasz) és a fedett terep felszínének mozgása lényegesen eltér egymástól. Ezzel a kérdéssel (még a 30-as években) az *útépítés* talajmechanikája kezdett foglalkozni, tekintettel arra, hogy gyakran észleltek térfogatváltozásból származó károkat, amit eleinte nehéz volt az addig ismert geotechnikai törvényszerűségek alapján megmagyarázni.

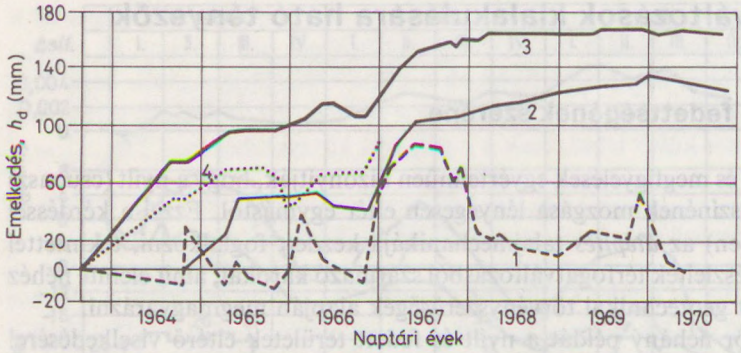
Lássunk először néhány példát a nyílt és fedett területek eltérő viselkedésére!

Az *1.55. ábra* olyan négyéves helyszíni megfigyelés eredményét mutatja be, amikor elkülönítve vizsgálták a terep alatt 0–0,50–0,75–2,0 és 3,0 m-rel fekvő síkok elmozdulásait. A nyílt területen (*a* ábrarész) szezonális mozgás figyelhető meg: az itt elhelyezett mérőpont május és október között általában süllyed, az év többi részében emelkedik. (A szezonális mozgás amplitúdója a mélységgel természetesen csökken.) Fedett területen (*b* ábrarész) folyamatos emelkedés figyelhető meg, nyáron a mozgás stagnálásával vagy éppen előjele megváltozásával. (A trend a nyílt területen is pozitív — ami valószínűleg az ezen években Európa más területein is észlelt nagy csapadéknak a következménye —, de az emelkedés mértéke itt csak 1/3-a a fedett területének.)

Az *1.56. ábra* a nyílt felület viselkedését a poliészterrel, PVC-fóliával és homokkal fedett terület viselkedésével hasonlítja össze. Az eredmény hasonló az 1.55. ábráéhoz, azzal a különbséggel, hogy a nyílt területen az eredő mozgás közel zérus, így még szembetűnőbb a fedett felszín nagymértékű (130–165 mm-es) emelkedése.



1.55. ábra. A terheletlen felszín és az alatta fekvő síkok emelkedésének idősora nyílt (*a*) és fedett (*b*) területen (SZOROCSAN, 1974); *1* felszín, *2, 3, 4, 5* a felszín alatt 0,5, 0,75, 2 és 3 m mélységben fekvő síkok



1.56. ábra. A fedetlen (*1*), a 10,8 m átmérőjű fémszálas poliészterrel (*2*), a 7,2 m átmérőjű homokkal (*3*, a 7,2 m átmérőjű plasztikkal (*4*) fedett felszín emelkedési görbéi (De Bruijn, 1973)

Williams és Simons (1963) ± 10 mm amplitúdójú mozgást mértek nyílt terepen és 55 mm-es emelkedést a fedetten.

Szorocsan (1974) arra vonatkozóan is végzett kísérleteket, hogyan hat az emelkedés nagyságára a területet lefedő át nem eresztő anyag mérete. Négy különböző területen végzett vizsgálatai eredményét (a mért maximális emelkedést) a következő táblázat foglalja össze:

$A=$	20×20	20×10	20×5	15×15	10×10 m^2
1. terület	60	49	38	–	–
2. terület	–	–	–	70	58
3. terület	24	20	–	–	–
4. terület	73	–	–	67	–

A nyílt és fedett felület eltérő viselkedésének az az oka, hogy utóbbi alatt — a párolgás megszűnése következtében — új *w*-egyensúly alakul ki. Az ehhez szükséges víz származhat a terület széléről és a mélyebb rétegekből is, főleg akkor, ha a talajvíz viszonylag magasan van. A mozgás kialakulásában a talajszívásnak és a hőmérséklet-gradiensnek jut a legnagyobb szerep (vö. az 1.4.2.2. fejezettel).

Az *épületek* vonatkozásában a nyílt és fedett területek közötti különbség a következő két veszélyes jelenségben nyilvánul meg:

— az épületek alatt a víz feldúsulása miatt jelentős duzzadási nyomás alakul ki;

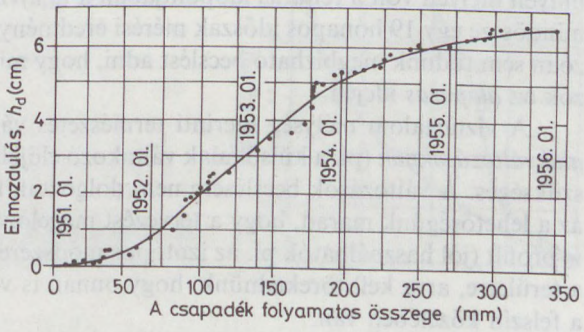
— az épület széle és közepe különbözőképpen viselkedik, ami a szerkezetben többletfeszültséget vált ki.

Az utóbbi jelenségre a helyszíni kísérletek is rámutatnak. Szorocsan (1974) azt tapasztalta, hogy a lemez középső és szélső pontja között a felszín emelkedésében 84, ill. 74 mm különbség mutatkozott, aszerint, hogy 20 vagy 15 m hosszú lemezről volt szó. (A lemez szélétől 0,8–1,2 m-re elhelyezett pontok már úgy viselkedtek, mint a távolabbi, nyílt felületen elhelyezett pontok.) Ez a megfigyelés is arra hívja fel a

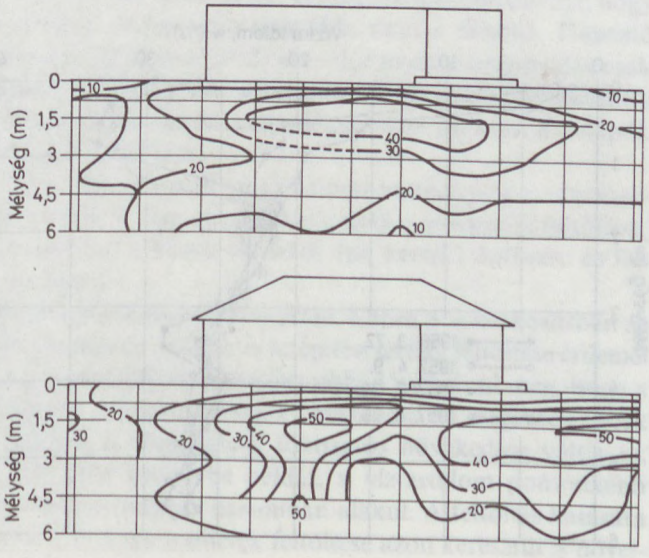
figyelmünket, hogy az épület belsejében és a szélén lezajló jelenségeket egymáshoz viszonyítva, de külön-külön kell vizsgálnunk.

Az épület *külső* falaira a szezonális (váltakozó előjelű) mozgás a jellemző (Gromko, 1974 stb.), amint azt pl. az 1.53. ábrán bemutatott mérések is bizonyítják. A meteorológiai elemek hatása sok esetben regresszióanalízis vagy egyéb összefüggések segítségével is bizonyítható, Collins (1958) pl. a külső falak átlagos emelkedését a csapadék integrálgörbéjével hozta kapcsolatba *(1.57. ábra)*. A rendkívüli csapadéknak — legalábbis átmenetileg — az lehet a hatása, hogy az épület alaplemeze konkáv alakot vesz fel (Baracos és Bozozuk, 1957).

Az *épület belsejében* ugyanaz a folyamat játszódik le, mint az át nem eresztő anyaggal lefedett felszín alatt. Az *1.58. ábra* azt kívánja érzékeltetni, hogy a nedvességkoncentráció mértéke az épület közepe alatt a legnagyobb.



1.57. ábra. Összefüggés a csapadék folyamatos összege és a vizsgált épület külső falainak emelkedése között (Collins, 1958)



1.58. ábra. Nedvességkoncentráció épületek alatt (Van Den Heever, 1952)

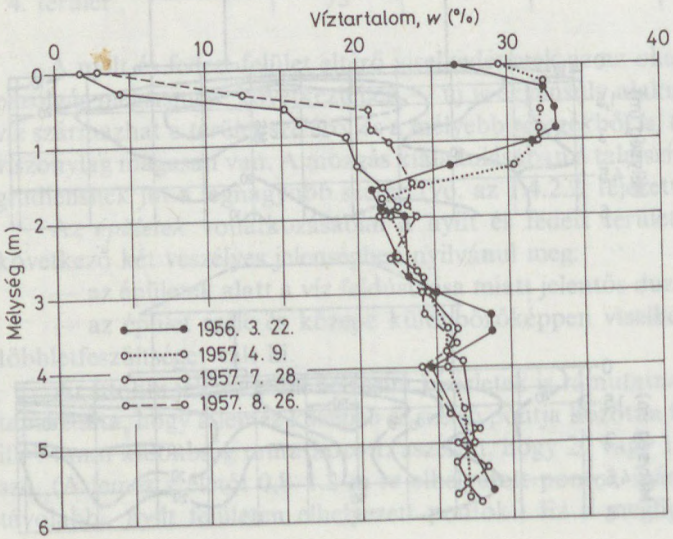
1.4.2.2. A víztartalomprofil és változása

A víztartalomnak az építés idején mérhető nagysága és a megvalósulás után várható változásai alapvetően befolyásolják a térfogatváltozás folyamatát. Ha pl. a kezdeti víztartalom a zsugorodási határ közelében van, az üzemelés ideje alatt igen nagy fajlagos duzzadás következhet be, ha viszont a kritikus érték közelében vagyunk (l. az 1.3.2.2. fejezetet), csak a zsugorodás lehetőségét kell vizsgálnunk. Mivel w és pF között igen szoros kapcsolat van, a víztartalom olyan indexszámnak fogható fel, amelynek meghatározó szerepe van az alakváltozások kialakulásában. Nem közömbös a víztartalom térbeli eloszlása sem, mert ennek egyenetlensége esetén többletfeszültségeket előidéző elmozduláskülönbségek alakulhatnak ki.

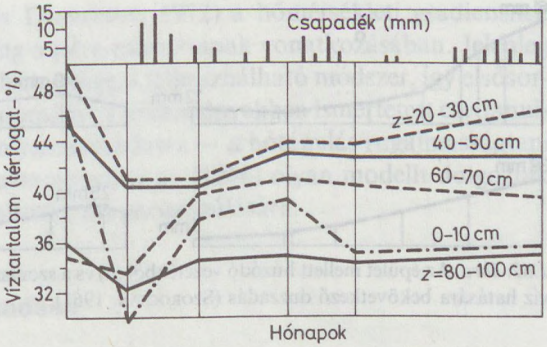
A *talajvizsgálat idején* mért víztartalmak csak kiindulási adatként fogadhatók el, különösen a felszínközeli rétegekre. Nem közömbös pl., hogy az év melyik időszakában vették a mintákat, milyenek voltak a megelőző időszak csapadékviszonyai, és milyen mélyen volt a feltárás időpontjában a talajvíz. Az *1.59. ábra* szerint — amely mindössze egy 19 hónapos időszak mérési eredményeit tükrözi — még arra vonatkozóan sem tudunk megbízható becslést adni, hogy milyen víztartalmak lesznek jellemzők az *alapozás* idején.

A víztartalom mélység szerinti természetes változásának ismerete a *szezonális alakváltozásoknak* (pl. a külső falak váltakozó előjelű mozgásának) az előrejelzéséhez szükséges. A változások becslésére nem dolgoztak ki elméleti módszereket, így csak az a lehetőségünk marad, hogy a tervezést megelőzően többször is meghatározzuk a w-profilt (jól használhatók pl. az izotópos módszerek). Ha csak egyszer vonulunk fel a területre, arra kell törekednünk, hogy onnan is vegyünk mintákat, ahol a talajvíz a felszín közelében van.

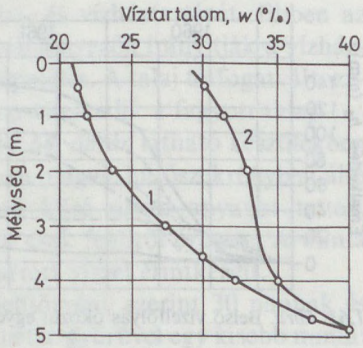
A víztartalom természetes ingadozását a csapadék és a párolgás, valamint a talajban lévő víz (ideértve a talajvizet is) és pára mozgása idézi elő. A felszínre hulló



1.59. ábra. Példa a víztartalomprofil időbeli változására (ZEITLEN és KOMORNIK, 1961)



1.60. ábra. A csapadék beszivárgása repedezett agyagba (VETTERLEIN, 1961)

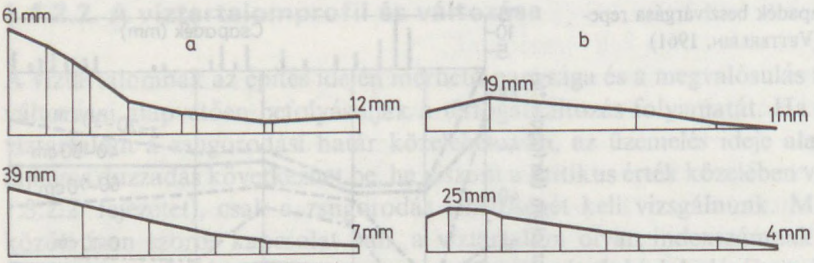


1.61. ábra. A víztartalom változása fedett terület alatt (SZOROCSAN, 1974); *1* a terület lefedésekor, *2* 45 hónap elteltével

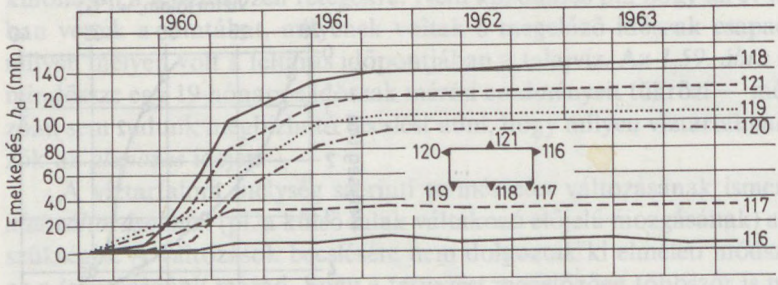
csapadék ritkán szivárog be 80 cm-nél nagyobb mélységbe, viszont gátolja (késlelteti) a mélyebb rétegek száradását. Más a helyzet, ha a talajban függőleges repedések vannak (agyagban ezek 1,5–2 m-re is lenyúlhatnak). Az *1.60. ábra* azt bizonyítja, hogy ilyen esetekben a mélyebb rétegek víztartalma nagyobb, mint a felsőké. Hasonló jelenségről számol be AITCHISON és HOLMES (1953) is: −1,2 m-en a zsugorodás csak az esős évszak végétől számított 3. hónapban indult meg. Érdekes megfigyelésekről számol be CHEN (1975): a felszínen összegyűlt csapadékvíz igen gyakran a cölöpök köpenye mentén jut le a mélyebb rétegekbe.

Víztartalom-változás *mesterséges hatásokra*, az emberi tevékenység eredményeképpen is bekövetkezhet. Ezek közül a leggyakoribbak: a terület lefedése és feltöltése, vizes közművek és üzemek létesítése, a közeli területek (pl. kertek) öntözése és fák telepítése vagy a meglévők kivágása.

A terület *lefedése* az építési tevékenység szerves része. Ebben a vonatkozásban az épületek, tér- és útburkolatok, járdák stb. építése és az építési terület feltöltése érdemel figyelmet. Az 1.4.2.1. fejezet szerint a fedettség hatása abban nyilvánul meg, hogy a felszín és a ráhelyezett építmények a talaj duzzadása következtében megemelkednek (vö. az 1.54. ábrával). A mozgást a víztartalom fokozatos növekedése váltja ki, aminek illusztrálására az *1.61. ábra* mutat be példát, a víztartalom pontonkénti eloszlása pedig az 1.58. ábrán látható képhez hasonlóan alakul. A feltöltés hatására az 1.56. ábra mutatott be példát, de nagy területek feltöltése azon keresztül is növel-



1.62. ábra. Az épület mellett húzódó vezetékből (*a*) és a szomszédos épületből (*b*) szivárgó víz hatására bekövetkező duzzadás (SZOROCSAN, 1961)



1.63. ábra. Belső vízelfolyás okozta egyenlőtlen duzzadás (SZOROCSAN et al., 1967)

heti a talaj víztartalmát, hogy a talajvíz szintje megemelkedik, így a kapilláris tartományok a felszínhez közelebb kerülnek.

A *vizes közművekből* elszivárgó víz hatása kettős: *a)* helyi átázást és ezzel duzzadást idéz elő, *b)* megemeli a talajvíz szintjét. A *helyi átázásra* az *1.62. ábra* mutat be két példát: az első esetben az épület mellett húzódó vezetékből, a másodikban a szomszédos vizes üzemből származott a víz. Az *1.63. ábra* arra hívja fel a figyelmet, hogy a helyi elfolyás hatására mind a maximális duzzadás (itt 14,5 cm), mind pedig a két szélső érték közötti különbség (itt 13,9 cm) igen jelentős lehet. Az elfolyó vizeknek a *talajvízre* gyakorolt hatása azért jelentős, mert a lakó- és ipartelepeken a felszínnek épületekkel és különböző rendeltetésű burkolatokkal való lefedése (és esetleg a terület feltöltése) ugyanilyen előjelű változásokat idéz elő. Ezekre az okokra vezeti vissza CHEN (1975) egy lakótelep károsodását, ahol igen szoros kapcsolat volt kimutatható az építést követő vízszintemelkedés és az egyes épületek károsodásának mértéke között.

Az *öntözés* hatását KASSIFF és ZEITLEN (1962) a vizsgált területen lefektetett csővezetékek viselkedésén figyelte meg, de számos szerző foglalkozott az épületeket körülvevő gyep és bokrok öntözésének hatásával is (lásd az 1.4.6. fejezetet, amely a vegetációnak a *w*-profilra gyakorolt hatását is részletesen tárgyalja).

Az építést követően kialakult *w*-profil *előrejelzésének* nagy irodalma van. Egyes szerzők (pl. CRONEY és COLEMAN, 1953) a talajszívás fogalmán keresztül közelítik meg

a kérdést, mások (pl. SZOROCSAN és DJAKONOV, 1972) a hőmérsékleti gradiensnek tulajdonítanak jelentős szerepet, főleg a pára mozgásának vonatkozásában. Jelenleg nem áll rendelkezésünkre megfelelő biztonsággal felhasználható módszer, így elsősorban helyszíni megfigyelésekre és a tudományos közleményekben ismertetett esettanulmányokra kell támaszkodnunk. A folyamat leírására — a hőtágulás rugalmasságtani törvényeit felhasználva — TER-MARTIROSZJAN et al. (1986) olyan modellt dolgoztak ki, amely alkalmas a víztartalom-változás prognosztizálására.

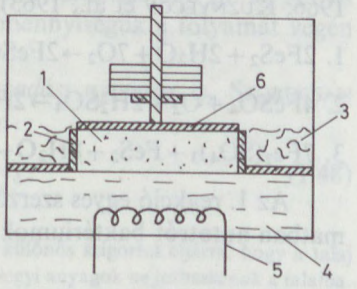
1.4.2.3. A fagyott talajok duzzadása

A kontinentális éghajlatra jellemző hosszú fagyperiódus és a talaj felső rétegeinek ezzel járó átfagyása alapvetően módosítja a talaj hő- és vízháztartását. Ebben az időszakban nincs infiltráció és párolgás, ehelyett egyéb tényezők irányítják a vízháztartást: a páradiffúzió, a kondenzáció és a jéglencseképződés. A talaj térfogatváltozásával kapcsolatban még egy kérdés merül fel: hogyan viselkedik a fagyott talaj?

A talaj viselkedését ULICSKIN és mtsai (1976) az *1.64. ábrán* látható készülékben vizsgálták. A zavartalan mintát 25 cm átmérőjű, 10 cm magas, hűtőszekrényben álló fémgyűrűbe helyezték és σ_g-vel terhelték. A gyűrű köré olyan anyagot tettek, amely biztosította, hogy negatív hőmérséklet a talajt csak felülről érhesse. A minta alul egy elektromos melegítő segítségével 0 °C-on tartott vízzel érintkezett.

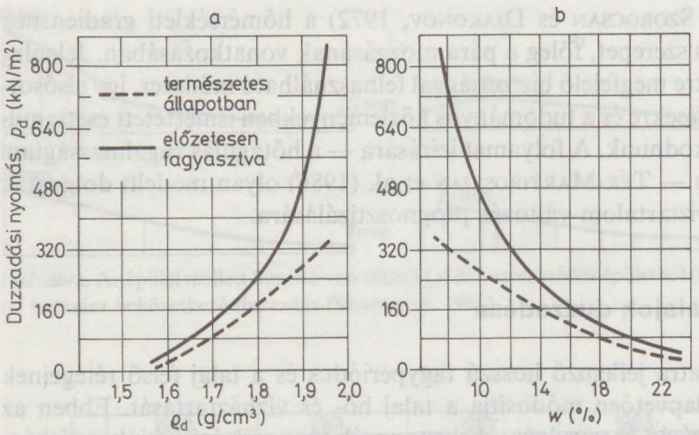
A minta 7–10 óra alatt átfagyott, ami a modelltörvény szerint 30 napnak és 100 cm fagybehatásnak felel meg. Ezt követően ödométer-gyűrűvel egy kisebb mintát szúrtak ki, és ezt — az ödométerbe helyezve — vízzel árasztották el. A $\Delta V=0$ feltétellel végzett vizsgálattal (vö. az 1.3.2.3. fejezettel) kapott duzzadási nyomást a kezdeti ϱ_d és w függvényében az *1.65. ábra* mutatja be; eszerint a talaj előzetes átfagyása megnöveli a duzzadási nyomást. Megállapították azt is, hogy a fagyasztás hatására ugyanazon p feszültséghez nagyobb fajlagos duzzadás tartozik.

A jelenséget ULICSKIN et al. (1976) a következőkkel magyarázzák. A nedvesség a fagyási front* irányába mozog, megnövelve eközben a talaj térfogatát. Ez a talaj szerkezetének megváltozásával, a szerkezeti szilárdság és a kohézió csökkenésével jár. Az olvadás a minta teljes tömegének azonnali átnedvesedését idézi elő. Mindezek a jelenségek a duzzadási folyamat intenzitásának növekedéséhez vezetnek.



1.64. ábra. Készülék fagyott talaj duzzadásának mérésére (ULICSKIN et al., 1976); *1* talajminta, *2* gyűrű, *3* szigetelő anyag, *4* víz, *5* elektromos melegítő, *6* fedlap

* A terjedő fagyzóna homlokfelülete. (A szerk.)



1.65. ábra. A természetes állapotú és az előzetesen fagyasztott talaj duzzadási nyomása a száraz térfogatsűrűség (*a*) és a víztartalom (*b*) függvényében (ULICSKIN et al., 1976)

Az eredményeket értékelve a szerzők arra a következtetésre jutottak, hogy a helyszíni kísérleteket úgy kell elvégeznünk, hogy a térfogatváltozás jelensége az olvadást követően is megfigyelhető legyen. Ezenkívül célszerűnek látják a tanulmányukban ismertetett laboratóriumi vizsgálatok elvégzését is.

1.4.2.4. A kémiai duzzadás

A szemcséket határoló kettős réteg kémiai jellemzőinek szerepe az 1.2.2. és 1.2.3. fejezetek szerint igen jelentős. Az 1.35. ábra számszerű példát is bemutatott a felszívott víz összetétele és a fajlagos duzzadás közötti kapcsolatra. Az irodalom a duzzadásnak azt az esetét, amikor ebben a kémiai reakcióknak van meghatározó szerepük, kémiai duzzadásnak nevezi. Ezzel kapcsolatban két jelenségcsoportot különböztethetünk meg aszerint, hogy a duzzadást a talajba szivárgó, vegyileg szennyezett folyadék idézi-e elő vagy nem.

A *vegyi anyagok nélkül* lezajló jelenségek közül leggyakoribb a pirit és az anhidrit átalakulását követő térfogatváltozás.

A *pirit* (FeS_2) átalakulása a következő lépcsőkben megy végbe (HARRISON et al., 1966; KUZNYECOV et al., 1963):

$$1.\ 2FeS_2 + 2H_2O + 7O_2 \rightarrow 2FeSO_4 + 2H_2SO_4\ ; \qquad (1.45)$$

$$2.\ 4FeSO_4 + O_2 + 2H_2SO_4 \rightarrow 2Fe_2(SO_4)_3 + 2H_2O\ ; \qquad (1.46)$$

$$3.\ 7Fe_2(SO_4)_3 + FeS_2 + 8H_2O \rightarrow 15FeSO_4 + 8H_2SO_4\ . \qquad (1.47)$$

Az 1. reakció egyes szerzők szerint tiszta kémiai reakció, mások szerint a folyamatban autotróf baktériumok is részt vesznek.* A 2. fázisban kialakuló oxidáció a

* Az autotróf baktériumok ásványi anyagokból állítanak elő maguknak szerves táplálékot. (A szerk.)

Ferrobacillus–Thiobacillus csoportba tartozó baktériumok hatására megy végbe. A 3. jelű folyamatban a pirit oxidációját a 2. fázisban keletkezett $Fe_2(SO_4)_3$ idézi elő, az így kapott $FeSO_4$ ismét az (1.46) szerint oxidálódik. Eközben a közeg egyre savasabb lesz, mert több sav keletkezik, mint amennyi a kémiai folyamatokhoz szükséges. (Az F–T bacillusok optimális élettere $pH = 2{,}2$-nél van, ha $pH > 4{,}5$, nem működnek.)

Az (1.45)–(1.47) kifejezések szerint a pirit átalakulásához *oxigénre* van szükség, tehát a jól szellőzött talajt fenyegeti a legnagyobb veszély, különösen akkor, ha az átáramló levegő hőmérséklete 25–30 °C vagy ennél nagyobb (vö. az 1.7.5. fejezetben közölt esettanulmánnyal). A megfigyelések szerint — az előzőekkel összhangban — a talajvíz mély helyzete kedvez az oxidációnak. (Ami a *vizet* illeti, az említett reakciókhoz szükséges kis mennyiségű víz a pórusokban mindig rendelkezésre áll.)

A pirit bomlásakor *jarozit* és — mésztartalmú talajban (pl. ha foraminiferákat tartalmaz) — *gipsz* képződik. A K $Fe_3(SO_4)_2(OH)_6$ felépítésű jarozit keletkezésekor a térfogat 15%-kal, gipsz ($CaSO_4 \cdot 2H_2O$) képződésekor 3%-kal nő meg (Penner et al., 1973). A jarozitképződéshez szükséges kálium az agyagásványok degradációjából és/vagy a savas környezetben végbemenő báziscsere-reakcióból származik.

A jarozit- és gipszkristályok képződése nemcsak az általuk kifejtett taszítóerő miatt kedvezőtlen, hanem azért is, mert meggyengítik a talaj szerkezetét (Morgenstern, 1970).

Jelentős mértékű duzzadást figyeltek meg olyan esetekben is, amikor az *anhidrit* alakult át gipsszé (Vizcaino és Oliveros, 1955; Brune, 1965).

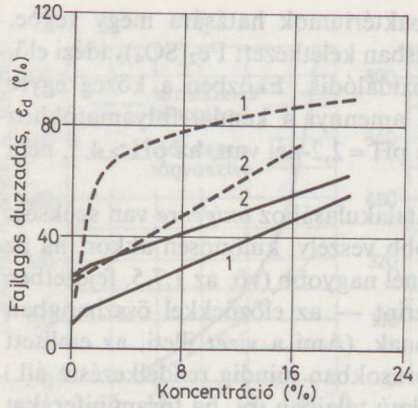
A kémiai duzzadás *második csoportja* olyan üzemek tervezésekor (vagy vizsgálatakor) érdemel különös figyelmet, amelyek a technológiai folyamatok során térfogatváltozásra veszélyes anyagokat használnak fel, vagy amelyekben ilyen anyagok keletkeznek. A megfigyelések szerint a savas és lúgos anyagok egyaránt veszélyesek lehetnek, ami pedig a talajt illeti, a kémiai duzzadás nemcsak az agyagot, hanem a *szemcsés talajokat* is fenyegeti. (A 4. fejezet szerint nem kivétel ez alól a mesterséges feltöltés sem.)*

Az egyik legveszélyesebb folyadék a *kénsav*. Szorocsan (1974) kísérletei szerint már 8%-os koncentrációban is akár 40%-os fajlagos duzzadást idézhet elő *(1.66. ábra)*. A savas oldat hatása kettős: nemcsak a víztartalmat (és ezzel a szemcsék távolságát) növeli meg, hanem új — feszítőerőt kifejtő — anyagok képződéséhez is vezet. Az ábrán látható kis plaszticitású ($I_p = 12\%$) alluviális talajban pl. az Al- és Fe-oxidok Al- és Fe-szulfáttá alakultak át (együttes mennyiségük a folyamat végén 51,6% volt).

Jelentős mértékben megnöveli a kénsav a *duzzadási nyomást* is. Szorocsan (1974) szerint ez a következő kifejezésből számítható:

$$p_d\,(\mathrm{kN/m^2}) = a\,(c-1) = b\varepsilon_d\,, \qquad (1.48)$$

* Nyilvánvaló, hogy tervezéskor elsősorban nem azért kell különös szigorral eljárni, hogy a talaj térfogatváltozását megakadályozzuk, hanem azért, hogy veszélyes vegyi anyagok ne juthassanak a talajba. Ezt elsősorban vegyi üzemek telepítésénél, a technológia tervezésénél és a hulladékanyagok összegyűjtésénél és tárolásánál kell szem előtt tartani. (A szerk.)



1.66. ábra. A fajlagos duzzadás változása a kénsavkoncentráció függvényében alluviális iszapokra (*1*) és agyagra (*2*) (SZOROCSAN, 1974)

ahol c — az oldat koncentrációja (%), ε_d — a terheletlen minta víz hatására bekövetkező fajlagos szabad duzzadása (%), a és b a talajra jellemző állandók (az uráli alluviális talajokra pl. $a=215$ és $b=250$).

A kénsav hatását SZOROCSAN (1974) *helyszíni vizsgálatokkal* is ellenőrizte. Egyik kísérlete során — $p=28$ kN/m^2 nagyságú feszültség mellett — a vízzel való elárasztásra $\varepsilon_d=4{,}2\%$, az 1%-os kénsavoldattal való elárasztásra $\varepsilon_d=10{,}0\%$ adódott. Egy másik kísérlete szerint a talajt 5 m mélységig 10%-os oldattal telítve a felszín 248 mm-t, 7 m mélységig vízzel telítve csak 98 mm-t emelkedett. A *kivitelezett épületeken* tett megfigyelések közül az a 10 m magas kémény említésre méltó, amelynek felső pontja 100 cm vízszintes elmozdulást szenvedett az altalaj ($I_p=10$–19%) kénsavas oldattal való egyenlőtlen telítődése következtében.

A következőkben ismertetett két példa azt bizonyítja, hogy adott esetben a *lúgos oldatok* is igen veszélyesek lehetnek.

Egy moszkvai cukorgyárban a 24×60 m^2 alapterületű, 3–7 szintes üzemi épület 170 kN/m^2-rel igénybe vett sávalapjait *homokra* alapozták (SZOKOLOVICS és TROICKIJ, 1976). Az első szinten helyezték el a nyersanyagraktárat, valamint a NaOH, NH_4Cl és a szóda oldatainak tárolására szolgáló tartályokat. A padozat alatt sűrű technológiai és szennyvízcsatorna-hálózatot alakítottak ki. Az üzembe helyezést követően egyre fokozódó károsodásokat figyeltek meg. Öt év elteltével a falakon már súlyos repedések voltak láthatók, a padozat 20 cm, egyes oszlopok pedig 5–20 cm nagyságú emelkedést szenvedtek.

A vizsgálat során megállapították, hogy a vezetékek és a gyűjtőárok elégtelen tömítése következtében nagy mennyiségű víz és oldat jutott az altalajba. (A 2,3–2,4 m mélységből vett minták 22–23%-os oldatot tartalmaztak, a *pH*-érték 9,5 és 14 között volt!) Az alapozási sík közelében 3–4 cm nagyságú kristályokat találtak. A homokban a következő reakció zajlott le:

$$NH_4Cl + NaOH \rightarrow NaCl + NH_4OH\,. \qquad (1.49)$$

Ha a nagy koncentrációjú NaOH-oldat 1–3% NaCl-ot tartalmaz, kristályhidrátok keletkeznek. Ezek ugyan nagy szilárdságot adnak a talajnak (itt $q_n=200$ kN/

m^2-t mértek), ugyanakkor azonban igen nagy feszítőerőt is kifejtenek. (A jelenség „átmeneti" volt, mert a víz a kristályokat később feloldotta, ami az oszlopok süllyedését vonta maga után.)

KABANOV et al. (1977) tanulmánya a *timföldüzemekben* megfigyelhető károsodásokat és ezek okát elemzi. Az egyik üzemben az oszlopok 10–55 mm-t, egy másikban a padozatok 80 mm-t emelkedtek. A vizsgálatokat — különböző területekről származó talajokból vett — 40 cm^2 alapterületű, 35 mm magas mintákkal végezték. A kísérletekhez NaOH-ot használtak, 0–20% koncentrációval. A *1.67. ábra* szerint a duzzadási folyamat három szakaszból áll:

— az elsőben a nedvesség ozmotikus és adszorpciós úton halmozódik fel;

— a második fázist a talaj viszonylagos stabilitása jellemzi, itt alakulnak ki a lúgos folyadék és az agyagszemcsék közötti kémiai reakciók;

— a harmadik periódusban gyorsul fel az új sóvegyületek képződésének sebessége és ezzel a talaj duzzadása is.

Az eluviális porfiritre 20%-os koncentráció esetén $\varepsilon_d = 30–33\%$, a dioritra 23–25%, két iszapra 6–6,9%, egy homokra 4,2–4,7% volt a fajlagos duzzadás.

Érdekes jelenségre hívja fel a figyelmet HUNTER (1988). Nevada államban (USA) egy útépítés során az ágyazat alá 30 cm vastag stabilizált réteget építettek be, anyaga 4,5% *mész* adagolásával javított helyi agyag volt. Az út pályaszerkezete a kivitelezést követő 6 hónap múltán kisebb, 2 év múltán már igen súlyos károkat szenvedett: az emelkedés nagysága helyenként 30 cm, a repedések szélessége 15 cm volt. A talajkémiai vizsgálatok szerint az agyagfrakciót túlnyomórészt montmorillonit alkotta, a felszíni sókivirágzás anyaga pedig Na_2SO_4 és H_2SO_4 volt. Megfigyelték azt is, hogy károsodás csak ott következett be, ahol

— az agyagtartalom 10%-nál nagyobb volt, és

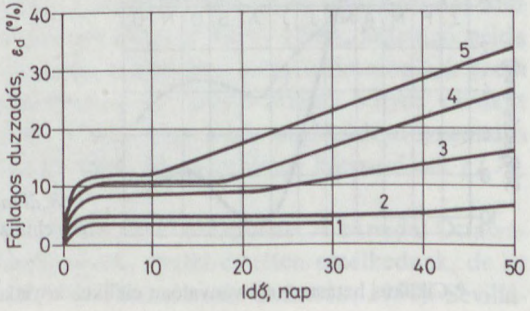
— az ágyazat alá víz jutott be.

A jelenséget az idézte elő, hogy a szulfitokat tartalmazó talajban ettringit, majd ebből taumarit,

$$Ca_6[Si(OH)_6]_2 \cdot (CO_3)_2 \cdot (SO_4)_2 \cdot 24H_2O$$

keletkezett, egy ritka vegyület, amely a természetes talajokban nem fordul elő.

Ezt a jelenséget mások is észlelték (MITCHEL, 1986); jelentősége nemcsak útépítési vonatkozásban van, hiszen a mésszel való stabilizáció az alapok alá helyezendő cseretalaj előállításának is egyik lehetősége.



1.67. ábra. A NaOH-oldat hatására bekövetkező duzzadás időbeli változása (KABANOV et al., 1977); *1* desztillált víz, *2* 1%-os, *3* 5%-os, *4* 10%-os, *5* 20%-os NaOH-oldat

1.4.3. Váltakozó előjelű térfogatváltozás

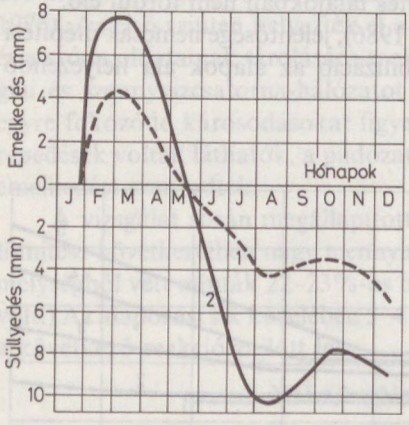
Az 1.52. ábra, az 1.55/*a* ábra és az 1.56. ábrán látható 1. jelű görbe azt bizonyítja, hogy a térfogatváltozó talajok egy-egy éven belül változó előjelű mozgást végeznek: az év egyik szakaszában duzzadnak, más szakaszában zsugorodnak. Ez a szezonális mozgás a *meteorológiai elemek* (elsősorban a csapadék és a párolgás) periodikus jellegének a következménye. A szélső értékek időpontja az éghajlat jellemzőitől függ, az alakváltozási görbe „simasága" pedig attól, hogy a vizsgált évben milyen mértékben volt szabályos a meteorológiai elemek idősora. A ciklikus jelleg a talajtömeg belsejében is megfigyelhető, azzal a különbséggel, hogy a szélső értékek késleltetve alakulnak ki, az alakváltozási görbe pedig simább lefutású.

Az *1.68. ábra* egy raktárépület két csapján mért elmozdulásokat tünteti fel. Amint látjuk, az éven belüli változások jellege hasonló a fedetlen területeken felvett görbék jellegéhez, azzal a különbséggel, hogy a D-i oldalon — ahol a talaj víztartalma szélesebb intervallumban változik — a mozgás amplitúdója nagyobb.

A szezonális jelleget számos szerző megfigyelte (Schmertman és Crapps, 1980; Chen et al., 1985 stb.); Kínában, a Jangce folyó körzetében pl. április és szeptember között az épületek alapjai a talaj zsugorodása következtében süllyednek, az év más szakaszában emelkednek (Shitao Hou, 1984).

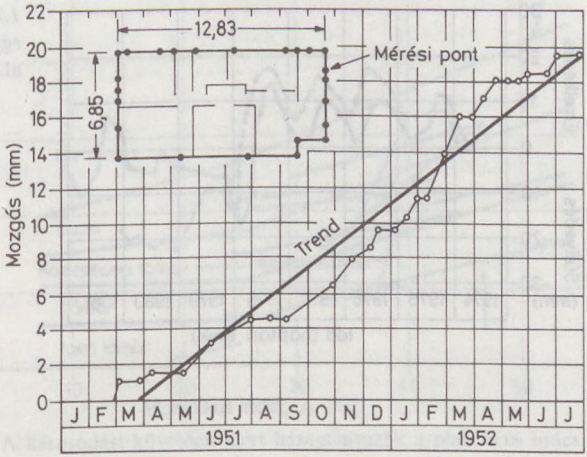
A váltakozó előjelű mozgás legnagyobb amplitúdóval az épületek *külső falai* alatt alakul ki. Ezt a jelenséget már az 50-es évek elején megfigyelték, amit a Jennings (1953) mérési eredményeit feltüntető *1.69. ábra* és a tanulmányban összefoglalt következtetések is bizonyítanak. Itt is megfigyelhető, ami már az 1.53. és 1.54. ábrán is: a szezonális mozgások a folyamatos emelkedés (duzzadás) vagy süllyedés (statikus kompresszió) trend jellegű görbéjére *szuperponálódnak*.

Williams (1958) 18 esettanulmányt elemezve arra a következtetésre jutott, hogy ciklikus (szezonális jellegű) mozgás akkor várható, ha meleg-száraz és nedves-hideg évszakok váltakoznak.* Olyan területeken, ahol a meleg-nedves évszakot hideg-száraz évszak követi, a ciklikus jelleg csak elmosódva jelentkezik.



1.68. ábra. Egy raktár É-i (*1*) és D-i (*2*) részén mért függőleges elmozdulások idősora (Földes—Gabos, 1959)

* Ciklikus hatásnak nyilvánvalóan ciklikus következménye lehet. (A szerk.)



1.69. ábra. A külső falak folyamatos emelkedésére szuperponálódó szezonális mozgások egy dél-afrikai épületen (JENNINGS, 1953)

1.4.4. Zsugorodás okozta károsodások

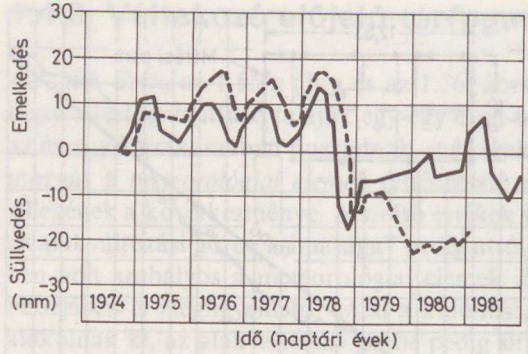
A talaj zsugorodását előidéző száradás lehet a természetes párolgás következménye, de bekövetkezhet mesterséges hőhatásra is. A következőkben ezekkel a jelenségekkel foglalkozunk, a víztartalom-csökkenés folyamatának harmadik típusát, a vegetáció okozta zsugorodást a könyv 1.4.7. fejezete tárgyalja.

1.4.4.1. A természetes párolgás okozta zsugorodás

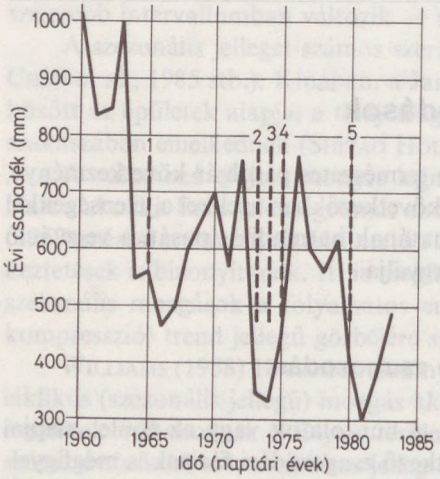
Abban az esetben, amikor a fedetlen felszín, a burkolatok vagy az épület alapjai szezonális mozgást végeznek, ciklikusan jelentkező zsugorodási fázisok is megfigyelhetők (vö. az 1.4.3. fejezettel). Ebben a fejezetben csak azokról az esetekről lesz szó, amikor az épületek *károsodását* a zsugorodás idézi elő, tehát amikor az épület állékonysága szempontjából ez a fázis mértékadó. A folyamat részletes elemzése előtt lássunk néhány példát!

Kínában a térfogatváltozó talajok nagy része a mérsékelt égövi *humid* éghajlati zónában található, ahol a talajok természetes víztartalma nagy, duzzadási potenciáljuk kicsi. Ennek az a következménye, hogy károsodást többnyire a zsugorodás idéz elő, a duzzadás okozta kár lényegesen ritkább (SHITAO HOU, 1984). Jellemző példa erre a Nanhing közelében épített üzem esete: a középső, vizes technológiájú üzem sértetlenül áll (innen sok víz jut az altalajba), a két szélső viszont súlyos károkat szenvedett. Arra is van példa (CHEN et al., 1985), hogy a kis amplitúdójú szezonális mozgásokat követően egy rendkívüli *aszály* idézi elő az épületek károsodását *(1.70. ábra)*.

A legtöbb példa *mediterrán* éghajlatú területekről származik. A kanadai Ottawában pl. az épületek nyáron általában süllyednek, ősszel és télen emelkednek, de az általános trend a zsugorodás okozta süllyedés (BARACOS és BOZOZUK, 1957). Sevillá-



1.70. ábra. Két épület váratlan süllyedése egy rendkívül száraz időszakban (CHEN et al., 1985)

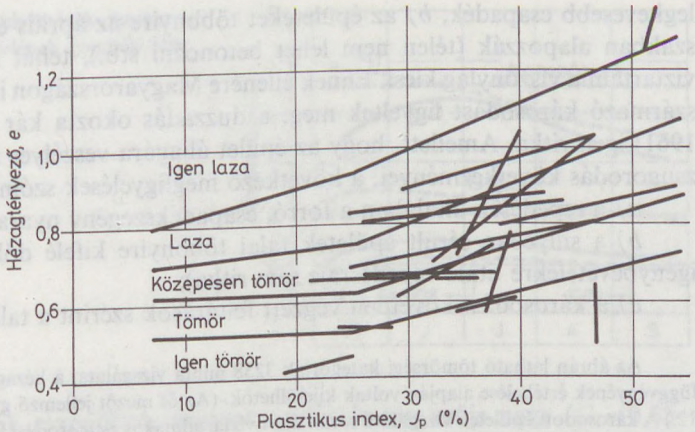


1.71. ábra. Csapadékos időszakot követően kivitelezett épületek károsodása a száraz időszakokban (JUSTO et al., 1985); *1* az építés időpontja, *2* repedések megjelenése, *3* a 2. sz. blokk kiürítése, *4* új repedések, *5* újabb kisebb repedések

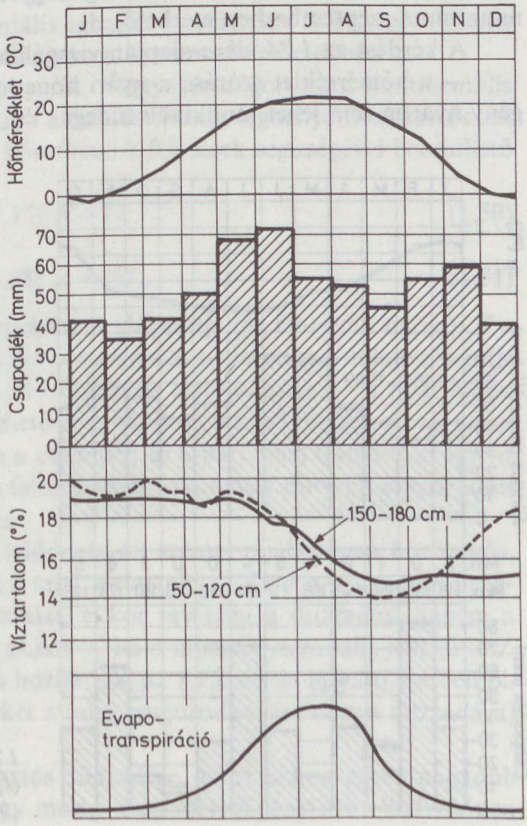
ban (Spanyolország) — ahol a THORNT—WAITE-index — 18 (vö. az 1.5.1.1. fejezettel) — elsősorban a rendkívül meleg és csapadékszegény időszakok okoznak károkat, amint arra JUSTO et al. (1985) példája is rámutat. Az 1965-ben, négy csapadékos év után kivitelezett tíz négyszintes épületen az 1973–1975. évi *aszályok* idején jelentkeztek a károsodások *(1.71. ábra)*. A mélyre lehatoló, elsődleges és másodlagos repedések hálózata utal a Menlo Park (San Francisco, USA) környezetében arra, hogy a nyári, csapadékszegény időszakokban itt is ilyen jellegű károkkal kell számolni (MECHAN et al., 1975).

Az *óceáni* éghajlatú területeken (pl. Angliában) elsősorban a vegetáció jelent zsugorodási veszélyt (vö. az 1.4.7. fejezettel), de azt is megfigyelték, hogy az épületek D-i füves oldalán nagyobb mértékű mozgások (süllyedések) következnek be, mint a járdával szegélyezett É-i oldalon (COOLING és WARD, 1948).

Nem sok szó esik az irodalomban a *kontinentális* éghajlatú területekről. Ennek valószínűleg az az oka, hogy *a)* ezeken a területeken a nyári hónapokban hull a



1.72. ábra. A károsodást követően mért hézagtényezők a plasztikus index függvényében (RÉTHÁTI, 1977)



1.73. ábra. A havi átlagos hőmérséklet és csapadékösszeg, a víztartalom és az evapotranspiráció éven belüli változása az É-i félteke kontinentális éghajlatú területein (RÉTHÁTI Zs., 1985)

legkevesebb csapadék, *b)* az épületeket többnyire az április és október közötti időszakban alapozzák (télen nem lehet betonozni stb.), tehát akkor, amikor a talaj víztartalma viszonylag kicsi. Ennek ellenére Magyarországon igen sok zsugorodásból származó károsodást figyeltek meg, a duzzadás okozta kár (SILYE, 1962; UNGÁR, 1961) igen ritka. Amellett, hogy az épület állagára veszélyes mozgások többnyire a zsugorodás következményei, a következő megfigyelések szólnak (RÉTHÁTI, 1977):

a) a repedések általában a forró, csapadékszegény nyarak végén jelennek meg;

b) a súlyosan sérült épületek falai többnyire kifelé dőlnek (bár az alternáló igénybevételekre utaló repedésrajz sem ritka);

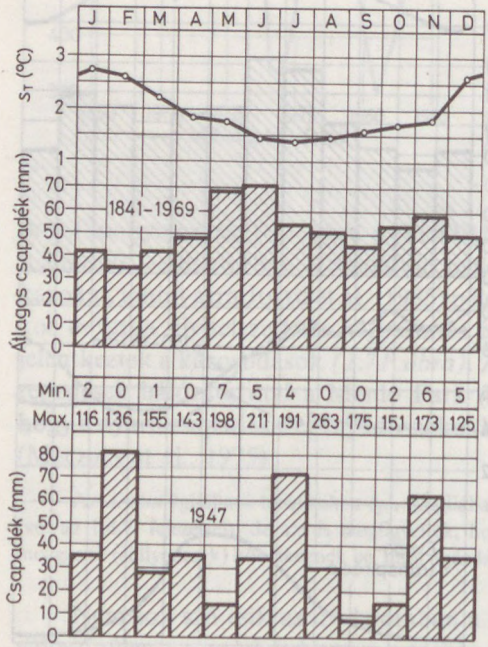
c) a károsodást követően végzett feltárások szerint a talaj tömör *(1.72. ábra)*.

Az ábrán látható tömörségi kategóriák 3258 minta vizsgálata, a hézagtényező empirikus eloszlásfüggvényének értékelése alapján voltak kijelölhetők. (Az öt mezőt jellemző gyakoriságok: 1/–3/–4/–3/–1/ 12.) A károsodott épületek vizsgálata során mért víztartalmak is zsugorodási folyamatra utalnak: *w* átlaga 18,5% volt (a minimum 9%, a maximum 25%).

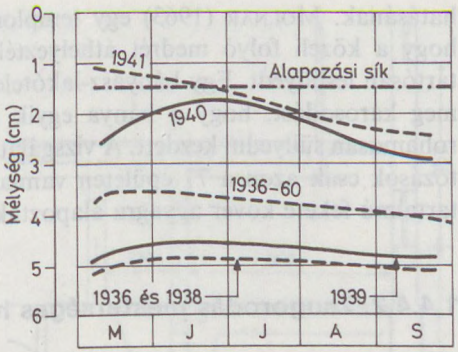
A hőmérséklet, csapadék, evapotranspiráció és a víztartalom vázlatos, az É-i félteke kontinentális éghajlatú területeire jellemző évi idősorát az *1.73. ábra* tünteti fel. A mi szempontunkból ennek az az érdekessége, hogy — a fokozott párolgás, elfolyás és transpiráció miatt — a viszonylag nagy nyári csapadék ellenére a *víztartalom* minimuma szeptemberben mérhető.

A kérdést az *1.74. ábra* alapján vizsgálhatjuk tovább; eszerint

— a hőmérséklet szórása a nyári hónapokban a legkisebb, tehát csapadékszegény nyáron sem lehet rendkívüli hideg;



1.74. ábra. A havi átlagos hőmérséklet szórása (s_T), a csapadék sokévi átlaga, szélső értékei és 1947. évi havi összegei Budapesten



1.75. ábra. A talajvízszint helyzetének szerepe a térfogatváltozás várható előjelének megítélésében (RÉTHÁTI, 1977)

— a nyári hónapok csapadékösszegének variációs tényezője nagy ($C_v = 0{,}65$–$0{,}72$), ami azt jelenti, hogy igen száraz hónapok is előfordulhatnak, így

— a mért minimumok: 5 mm (június), 4 mm (július), illetve 0 mm (augusztus és szeptember);

— vannak olyan évek, amikor két vagy három nyári hónapban is az átlagosnál lényegesen kisebb csapadékösszeget mértek.

Ezek az adatok azt bizonyítják, hogy az *aszály* nemcsak a korábban említett humid és mediterrán, hanem a kontinentális éghajlatú területeket is fenyegeti, súlyos károkat idézve elő nemcsak a mezőgazdaságban, hanem az épületekben is.

Nem volt szó eddig a *talajvíz* szerepéről. Magyarországon mint kontinentális éghajlatú területen a talajvíz legmagasabb állása tavasszal, legmélyebb állása ősszel alakul ki; a szélső értékek időpontja a következő kifejezések segítségével becsülhető (RÉTHÁTI, 1974, 1983):

$$t_{max} = 0{,}179\,\bar{K} + 77 \tag{1.50}$$

és

$$t_{min} = 0{,}088\,\bar{K} + 267\,, \tag{1.51}$$

ahol t_{max} és t_{min} a szélső értékek kialakulásának időpontja (az év t-edik napja), $\bar{K}$ a talajvízszint terep alatti mélységének sokévi átlaga (cm). Eszerint a talajvíz szintje — és a vele hidraulikus kapcsolatban álló *kapilláris* tartományok — a nyár elején rohamosan süllyedni kezdenek. Ezzel lehetővé válik, hogy a felső rétegek *vízháztartását* a meteorológiai elemek (elsősorban a csapadék és a párolgás) irányítsák. Így az 1.72. ábrán egy újabb olyan tényezőt is feltüntethetnénk, amely növeli a zsugorodási folyamat kialakulásának valószínűségét.

A zsugorodási veszély megítélése (előrejelzése) szempontjából nem közömbös, hogy az *alapozás időpontjában* mi volt a talaj víztartalma. Ha $w \cong w_{krit}$, csak negatív előjelű Δw idézhet elő térfogatváltozást, ekkor így nem a duzzadás, hanem a zsugorodás jelenti a nagyobb veszélyt, akkor is, ha a mozgás szezonális jellegű lesz. Ezt a talajvíz helyzetével is kapcsolatba hozhatjuk: az *1.75. ábrán* látható esetben pl. az 1940- és 1941-ben alapozott épületeket a talaj zsugorodása (és nem a duzzadása) fenyegeti.

Különösen veszélyes a talajvíz tartós süllyedése, mert ekkor egyre nagyobb valószínűséggel lesz kitéve az épület egy meleg, csapadékszegény nyár kedvezőtlen

hatásának. MOLNÁR (1963) egy templom károsodásának okát abban találta meg, hogy a közeli folyó medrét áthelyezték, aminek következtében a talajvíz szintje tartósan lesüllyedt. Egy bányász-lakótelepen (Sajószentpéter) azt követően figyeltek meg károsodást, hogy a bánya egyik aknájába víz tört be, és a talajvíz szintje rohamosan süllyedni kezdett. A vizsgálat megállapította, hogy repedések, ill. alakváltozások csak azon a 77 épületen vannak, amelyeket nagy illit- és montmorillonit-tartalmú fekete kövér agyagra alapoztak (RÉTHÁTI, 1977).

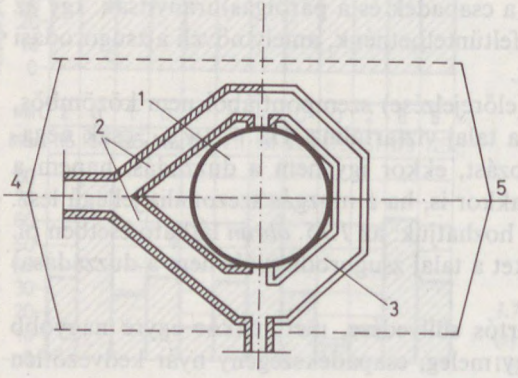
1.4.4.2. Zsugorodás mesterséges hőhatásra

Agyagra helyezett létesítményeken (kemencéken, gőzvezetékeken, kéményeken) gyakran figyelnek meg hő okozta deformációkat. Jellemző adat, hogy Volgográdban (Szovjetunió) 24 kémény és több 10 kemence szenvedett súlyos károkat; az egyik 40 m-es kéményen pl. felül 120 cm vízszintes elmozdulást mértek, ami lényegesen meghaladja a megengedett értéket (SZOROCSAN és RÜZSKOV, 1979).

Jellegzetes károk keletkeznek a *kemencékkel összekötött kéményeken.* A hő forrása itt a kemencék felszín alatti része, ahol a gázok 650–800 °C-on égnek. Innen általában két gázvezeték indul ki és halad a kémény irányába, 160–360 °C hőmérsékletű közeget szállítva. Mivel ezek a vezetékek egyetlen oldalon csatlakoznak a kéményhez, ennek alapjai alatt a talaj egyenlőtlen mértékben melegszik fel, aminek egyenlőtlen mértékű zsugorodás (süllyedés) és a kémény megdőlése a következménye. A folyamatot SZOROCSAN és RÜZSKOV (1979) következő esettanulmányán kísérhetjük figyelemmel.

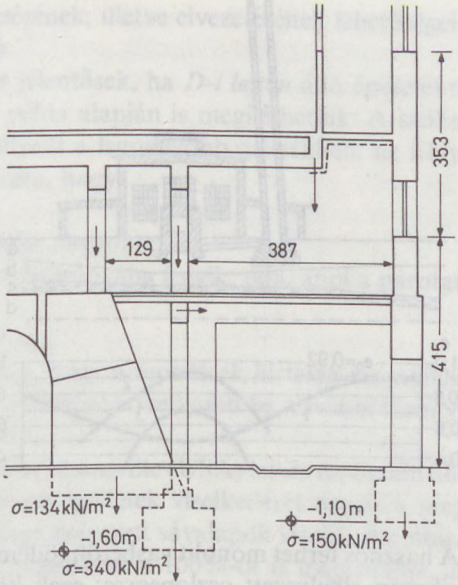
A vizsgált területre jellemző agyag fizikai jellemzői a következők: $I_p = 28\%$, $w = 24–32\%$, $\varepsilon_{d\,max} = 16–24\%$, $p_d = 390\,800$ kN/m^2, a lineáris zsugorodás pedig 9–14%. A kémény 5,6 m átmérőjű, −3 m-re helyezett monolit vasbeton lemezen áll, a talpfeszültség 180–200 kN/m^2.

Az alaprajzi elrendezés az *1.76. ábrán* látható (a vonalkázás nélküli falakkal határolt teret a károsodást követően alakították ki!). A mozgás stabilizálódását követően különböző mélységekben mért talajhőmérsékletekről az *1.6. táblázat* ad



1.76. ábra. Kémény a körülötte futó füstgázvezetékekkel (SZOROCSAN és RÜZSKOV, 1979); *1* a kémény, *2* a meglévő füstgázvezeték, *3* utólagosan kiképzett füstgázvezeték, *4* az *A* jelű zóna határa, *5* a *B* jelű zóna határa

1.77. ábra. A Hoffmann-kemence hőhatása és a szárítóépület rossz szerkezeti kiképzése okozta károsodás (RÉTHÁTI, 1977)



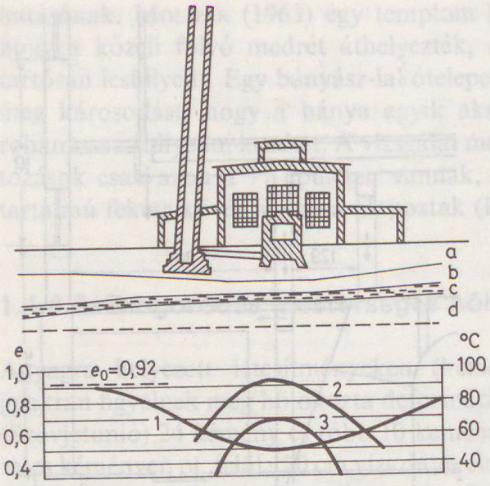
1.6. táblázat. A különböző rétegekben és mélységekben mért hőmérsékletek (T) és víztartalmak (*w*) (SZOROCSAN és RÜZSKOV, 1979)

Talaj	Mélység a terep alatt (m)	„A" zóna		„B" zóna		„C" zóna	
		T (°C)	*w* (%)	*T* (°C)	*w* (%)	*T* (°C)	*w* (%)
Iszap	0,0	32,4	0,0	31,3	0,0	28,4	5,0
	0,5	47,5	0,6	33,5	21,2	28,6	23,6
	1,5	82,2	1,6	33,0	22,3	23,1	23,5
	2,5	96,6	0,5	31,6	21,0	18,7	22,6
Agyag	3,5	87,1	0,8	34,5	27,6	16,7	30,2
	4,5	61,5	0,4	31,5	23,7	15,4	29,3
	5,5	52,8	23,8	34,7	25,7	14,6	27,0
	6,5	50,0	26,7	33,6	20,8	15,0	26,0

áttekintést. Eszerint az alapozási szint alatt a kemence felőli, *A* jelű zónában 50–87 °C, az ezzel ellentétes oldalon lévő *B* jelű zónában 31–35 °C, a „semleges", *C* jelű zónában csak 15–17 °C volt a talaj hőmérséklete. (Az alapozási sík alatti −3,5 m-es mélységben *w* azonos volt az eredeti víztartalommal). Az egyenlőtlen zsugorodás következtében az 1962-ben épült kéményen 1966-ban már 480 mm, 1967-ben 600 mm és 1968-ban 690 mm vízszintes elmozdulást mértek. Amikor az utóbbi, 0,017-nek megfelelő billenés kialakult, a vasbeton törzsön repedések jelentek meg.

A kémény helyreállítására tett intézkedésekről az 1.6.8. fejezet számol be.

Jelentős mértékben növelheti a zsugorodás okozta kár mértékét a *rossz szerkezeti kiképzés* is. Az *1.77. ábra* egy műszárító épület keresztmetszetét mutatja be.



1.78. ábra. Hőhatás okozta zsugorodás (SZÉCHY, 1958, RÉTHÁTI, 1977); *1* a szerves iszap hézagtényezője, *2* a talaj hőmérséklete 3 m és *3* 7 m mélységben, *a* feltöltés, *b* homokos iszap, *c* fekete szerves iszap, *d* homokos iszap

A hasznos terhet monolit vasbeton födémrendszer veszi fel és továbbítja hat, szimmetrikusan elhelyezett oszlopsorra; ezek közül négy a *Hoffmann-kemence* boltvállaira támaszkodik, és csak a két szélső sor fut le közvetlenül az altalajig. (A körítő főfal csak a födém, ill. a második szint terhének kis részét viseli.) Az alapfelületekben és a talpfeszültségekben mutatkozó különbségek, valamint a rendkívül magas hőmérséklet hatására jelentős süllyedéskülönbségek és szerkezeti károk keletkeztek.

Különösen nagy veszélyt jelent a magas hőmérséklet a *szerves talajokra.* Az *1.78. ábrán* látható huta kéményének billenését az 1 m vastag szerves iszap egyenlőtlen zsugorodása idézte elő. Az alap két oldalának függőlegesében mért hézagtényezők különbsége 0,67–0,54 = 0,13 volt, így a süllyedéskülönbség

$$\Delta s = 100 \frac{0{,}67 - 0{,}54}{1 + 0{,}67} = 7{,}8 \text{ cm},$$

ami önmagában, a szervetlen rétegek figyelmen kívül hagyása mellett is jelentős érték.

1.4.5. Lejtőn álló épületek viselkedése

A közel vízszintes és a lejtős területek között az épületeket fenyegető térfogatváltozási veszély szempontjából a következő lényeges különbségek vannak:

— a napsugarak beesési szöge nagyobb, így az inszoláció fokozott mértékű;

— a hegy és völgy felőli oldalon a szintek száma rendszerint nem azonos, így különbség van az alapok terhe és/vagy talpfeszültsége, valamint a szerkezeti merevség tekintetében;

— az alapokat különböző relatív mélységre alapozzák (különösen akkor, ha pince is van), ami a víztartalom-változások szempontjából jelentős különbséget jelenthet;

— a hegyről lefolyó víz összegyülekezésének, illetve elvezetésének lehetőségei a hegy és völgy felőli oldalon nem azonosak.

Ezek a különbségek különösen akkor jelentősek, ha *D-i lejtőn* álló épületekről van szó, amint azt az *1.79. ábrán* látható példa alapján is megítélhetjük. A szóban forgó egyszintes épületnek a DK-i fala süllyedt a legnagyobb mértékben; az ÉNy-i falhoz viszonyított mozgás nagyságát fokozta, hogy

— a fal előtt nincs járda;

— a DK-i oldalon az inszoláció mértéke nagyobb;

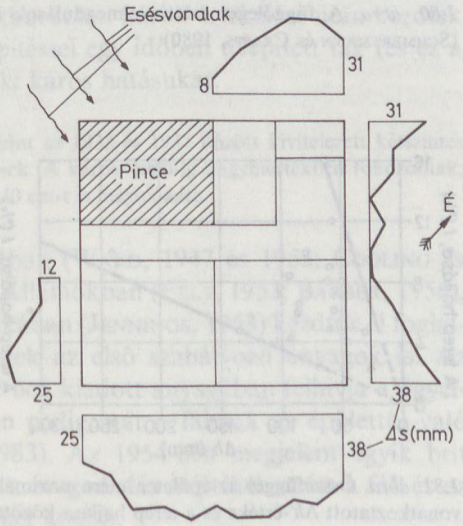
— a felszínre hulló csapadék az ÉNy-i fal irányába folyik, oda, ahol a párolgás is kisebb mértékű;

— pince csak a Ny-i sarok közelében van.

A repedésrajz, valamint az a körülmény, hogy a repedések hirtelen megnyílása egy hosszabb száraz időszak végén (1973 kora őszén) következett be, további bizonyíték a térfogatváltozás mellett (Rétháti, 1977).

Schmertmann és Crapps (1980) a floridai Gainsville (USA) lejtős területein álló egyszintes, betonblokkból és téglából felhúzott épületek viselkedését figyelték meg. A terheket 45 cm széles, 30–60 cm-es mélységre helyezett sávalapok viselik. Az altalaj Ca- és Mg-montmorillonit, folyási határa helyenként a 100%-ot is meghaladja, de gyakoriak a homoklencsék és a homokkal való keveredés is.

A szerzők a legalsó vízszintes fuga beszintezésével nyert relatív függőleges elmozdulási értékekre izometrikus vonalakat szerkesztettek *(1.80. ábra)*. Az így készített helyszínrajzokon a tereplejtés irányát és nagyságát is feltüntették, és megállapították, hogy ezek az izometrikus vonalakra közel merőlegesek. Másik érdekes megfigyelésük, hogy az épületen belül mért maximális elmozduláskülönbség nő a lejtő hajlásának növekedésével, amit az *1.81. ábra* is bizonyít. (A *b* ábrarész az *a* jelűtől abban különbözik, hogy előbbiben a szintkülönbség gradiensét rakták fel, ezzel a szórás

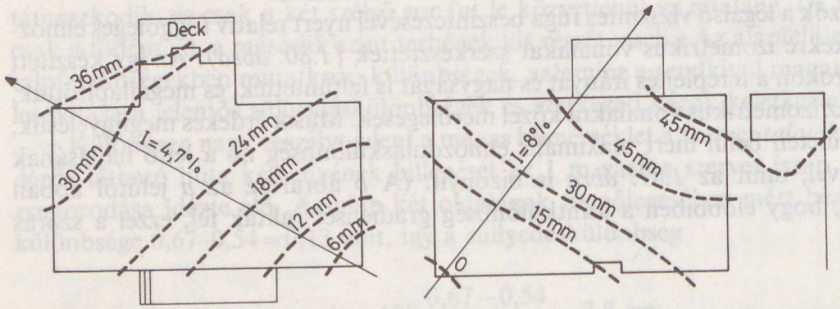


1.79. ábra. DK-i lejtőre telepített épület károsodása a talaj térfogatváltozásának hatására (Rétháti, 1977)

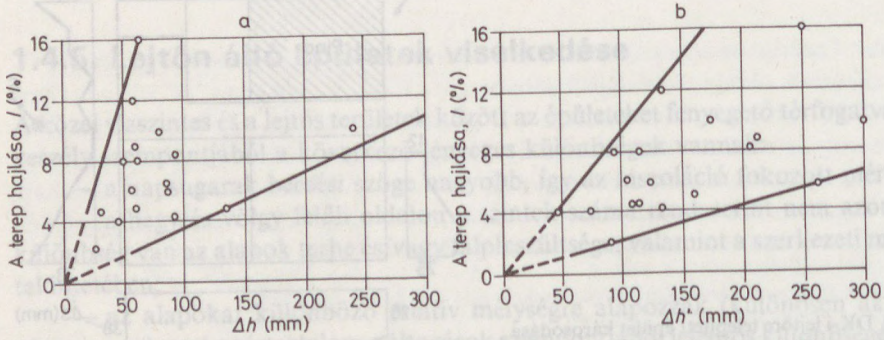
valamelyest csökkent.) A vizsgált 24 ház közül hatra nem sikerült ilyen összefüggést meghatározni, amiből a szerzők arra következtetnek, hogy a mozgásban helyenként egyéb hatások (közeli fák, egyes épületek nagyobb kora, altalaj-anomáliák) is közreműködhettek.

A hat hónapon keresztül végzett szintezés tanúsága szerint az épület hegy és völgy felőli oldala egyaránt szezonális mozgást végez, de fent a duzzadás, lent a zsugorodás a fő fázis. Ezt és az előzőekben leírt jelenségeket SCHMERTMANN és CRAPPS (1980) a következőkkel magyarázzák. A hegy felőli fal gátat képez a csapadékvízzel szemben; mivel az alap alatt a duzzadás mértéke egyenlőtlen, a fal a völgy irányába fog dőlni *(1.82. ábra)*. A völgy felőli oldal alapozási síkja magasabban van az agyag felett (esetleg a feltöltésben van), a víz szabadabban el tud folyni és mennyisége is kisebb, mint a hegy felőli oldalon. Így ezen az oldalon zsugorodás következik be, és mivel ennek mértéke a völgy felőli részeken nagyobb, a fal ebbe az irányba fog dőlni.

Hipotézisüket a szerzők víztartalom-mérésekkel is igazolták. Egy 13 éves épületen, ahol 200 mm volt a mozgáskülönbség, a terepen mérhető minden 30 cm-es szintkülönbséghez $\Delta w = 4\%$ tartozott (ennyivel csökkent a völgy felé haladva a víztartalom), ami meglepően nagy érték.

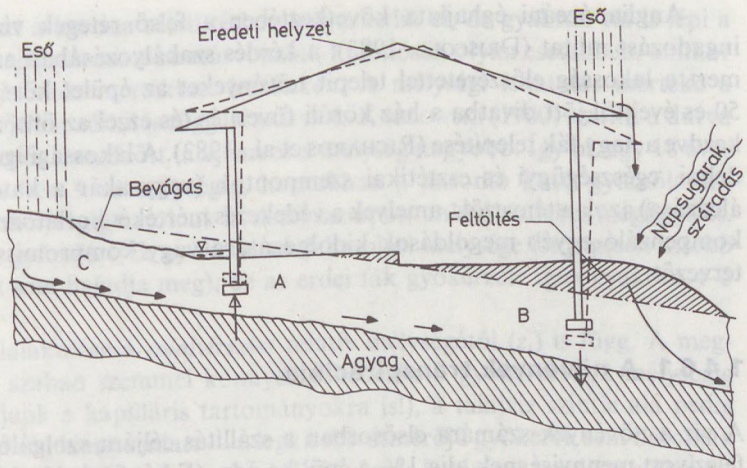


1.80. ábra. A függőleges relatív elmozdulások izometrikus vonalai és a terep *I* esése (SCHMERTMANN és CRAPPS, 1980)



1.81. ábra. Összefüggés az épületen mért maximális Δh szintkülönbség, illetve ennek 30 m-re vonatkoztatott $\Delta h'$-értéke és a terep hajlása között (SCHMERTMANN és CRAPPS, 1980)

MAGYAR TUDOMÁNYOS AKADÉMIA KÖNYVTÁRA



1.82. ábra. Lejtőn álló épületek viselkedése (SCHMERTMANN és CRAPPS, 1980); *A* vízhozzáfolyás, duzzadás, *B* nedvességredukció, zsugorodás, *C* vízszivárgás az agyag felszínén

1.4.6. A vegetáció hatása a talaj és az épület viselkedésére

A növényzet jelentős mértékben megváltoztatja a talaj vízháztartását. A fák (de a bokrok és a fű is) életműködésük fenntartásához nagy mennyiségű vizet szívnak el a talajból, aminek a talaj fokozatos kiszáradása és zsugorodása a következménye. HOLTZ (1983) szerint a térfogatváltozás okozta károk mintegy 20%-át a vegetáció idézi elő.

Erre a veszélyre viszonylag későn figyeltek fel a szakemberek, részben azért, mert az épületek viselkedésével csak a tömeges útburkolati károk értékelése után kezdtek foglalkozni, részben pedig azért, mert az építéssel egy időben telepített fák (és ez a leggyakoribb eset) csak évek múltán fejtik ki káros hatásukat.

HAMMER és THOMPSON (1966) egyik példája szerint az 1933 és 1935 között kivitelezett kétszintes épületeken csak 1950-ben jelentkeztek az első repedések. A károk 1960-ig nagymértékben fokozódtak; ekkor már 270 fa állt a területen, törzsük átmérője a 40 cm-t is meghaladta.

A vegetáció szerepével először Angliában (WARD, 1947 és 1953; COOLING és WARD, 1948; SKEMPTON, 1954), az Egyesült Államokban (FELT, 1953; BARBER, 1956), Kanadában (TORCHINSKY, 1953) és Dél-Afrikában (JENNINGS, 1953) kezdtek el foglalkozni. Ennek eredményeképpen megszülettek az első szabályozó anyagok is. Az angliai Building Research Station egy 1947-ben kiadott anyagában felhívja a figyelmet a térfogatváltozás veszélyére, 1949-ben pedig már a fáknak az épülettől való távolságára is irányelveket ad (WYLES, 1983). Az 1954-ben megjelent egyik brit szabvány megjegyzi, hogy a fák növelhetik a zsugorodás mértékét, ezért a fák és az épületek közötti távolság nem lehet 7,5 m-nél kisebb.

Anglia óceáni éghajlata következtében a felső rétegek víztartalma csak kis ingadozást mutat (DRISCOLL, 1983); a kérdés szabályozásában azért jártak az élen, mert a lakosság előszeretettel telepít növényeket az épület köré. Ausztráliában az 50-es évektől jött divatba a ház körüli füvesítés (és ezzel az öntözés), majd 1965-től kezdve a nagy fák telepítése (RICHARDS et al., 1983). A lakossági igény, a környezetvédelmi, egészségügyi és esztétikai szempontok (vagy akár a katonai létesítmények álcázása) azok a tényezők, amelyek a védekezés mértékét korlátozzák, és a fák hatását kompenzáló egyéb megoldások kidolgozására vagy kompromisszumra késztetik a tervezőt.

1.4.6.1. A növények transpirációja

A víz a növények számára elsősorban a szállítás céljára szolgáló közeg, a sejtekbe felszívott mennyiségnek alig 1%-a épül be oda. (E két funkción kívül a víz a növény testének hűtését is biztosítja.) A felesleges vízmolekulák a levelek gázcserenyílásain (a sztómákon) keresztül jutnak a légtérbe. Ezek a napsugarak hatására kinyílnak, éjszaka — többnyire teljesen — bezárulnak, így a párologtatás 90–95%-a a nappali órákra esik. Az elpárologtatott víz mennyisége függ

— a növényfajtától,

— a növényzet sűrűségétől,

— a rendelkezésre álló vízkészlet és tápanyag mennyiségétől (utóbbi növelésével a vízszükséglet csökken),

— az időjárási viszonyoktól és

— a növény fejlettségi fokától (korától).

A felvett vízmennyiség (és a felsorolt tényezők hatása) a *transpirációs tényező*, az 1 kg szárazanyag termeléséhez felhasznált vízmennyiség segítségével vizsgálható. Ez az érték az egyes fafajtákra a következő nagyságrendű: bükkre 170 l, a skót fenyőre 300 l, nyírfára és az angol tölgyre 320 l (PERPICH et al., 1965). Hasonlóan nagy mennyiségek jellemzők a szántóföldi növényekre is, pl. rozsra 380–730, kukoricára 230–370, burgonyára 280–450 l. Mindez azt jelenti, hogy egy-egy meleg nyári napon egyetlen fa 200–400 l víz felvételére, illetve elpárologtatására is képes. A transpiráció mértéke a tenyészidő alatt a növények többségére *inflexióval rendelkező görbe szerint* változik, tehát az időszak elején és végén a legkisebb.

A megfigyelések szerint a növény — akár „feleslegesen" is — annál több vizet szív fel, minél több áll rendelkezésére. A szakirodalom ezt a jelenséget *luxusfogyasztásnak* hívja.

A talaj térfogatváltozása szempontjából nagy jelentősége van a *gyökerek* geometriai jellemzőinek és a szívóképességüknek. Vízszintes és függőleges értelmű kiterjedésük elsősorban a következő tényezőktől függ:

— a növény fajtájától és

— korától;

— a tápanyagot és a vizet tározó talajtömeg helyzetétől, így a rétegződéstől és a talajvízszint mélységétől is.

A gyökérhálózat a korona alatti térben helyezkedik el, de gyakran túl is lépi a korona széle által meghatározott kontúrvonalat, különösen olyan esetekben, amikor a talaj vízkészlete jelentős mértékben lecsökken. A mélységi lehatolás mértéke a fafajtán kívül a *talaj* jellemzőitől is függ. KRAMER és KOZLOWSKI (1960) szerint a durva szövetű, jól drénezett és levegőzött talajban ez a mélység nagyobb. Így pl. egy 18 éves almafa gyökerei löszben 9 m mélységig, homokban a hasonló korú gyümölcsfák gyökerei csak 4,5 m mélységig hatolnak le. A mi szempontunkból érdekes megfigyelés, hogy agyagokban a gyümölcsfák gyökereinek lehatolási mélysége lényegesen kisebb (gyakran az 1,2 m-t sem haladja meg), de az erdei fák gyökérzete igen gyakran 4–5 m-ig is lehatol.

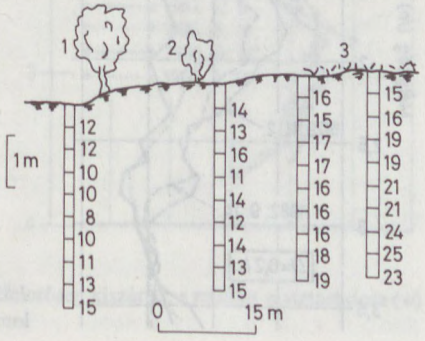
A gyökérzet kialakulása a *talajvízszint* relatív mélységétől (z_t) is függ. A megfigyelések szerint a szabad szemmel könnyen felfedezhető gyökerek $z_t/2$ mélységig nyúlnak le (gondoljunk a kapilláris tartományokra is!), a talajvíz szintje alá pedig — a levegőzési lehetőség hiánya miatt — a legkisebb átmérőjű gyökerek sem hatolnak le. Ha a vízszint valamilyen oknál fogva (pl. alábányászás hatására) tartósan süllyedni kezd, a gyökérhálózat általában „utánanő".

Gyakran felvetődik az a kérdés is, van-e a fáknak *vízszintsüllyesztő* hatásuk. Egyedi fák — vagy akár kisebb facsoportok esetében — ezzel a jelenséggel nem találkozunk, különösen pedig akkor nem, ha az utánpótlódási lehetőségek kedvezőek. Más a helyzet az erdőkkel. OTOCKI Európa több területére már 1893-ban kimutatta, hogy az erdők alatt a talajvíz mélyebben helyezkedik el, mint környezetükben. Ezt a megfigyelést később több szerző is igazolta, de IJJÁSZ (1938) szerint ez nem minden fafajtára érvényes. A vegetáció ezen hatását sok helyen hasznosították is, pl. Olaszországban, a Pó folyó völgyében fűzfák telepítésével 1 m-es vízszintsüllyesztést értek el.

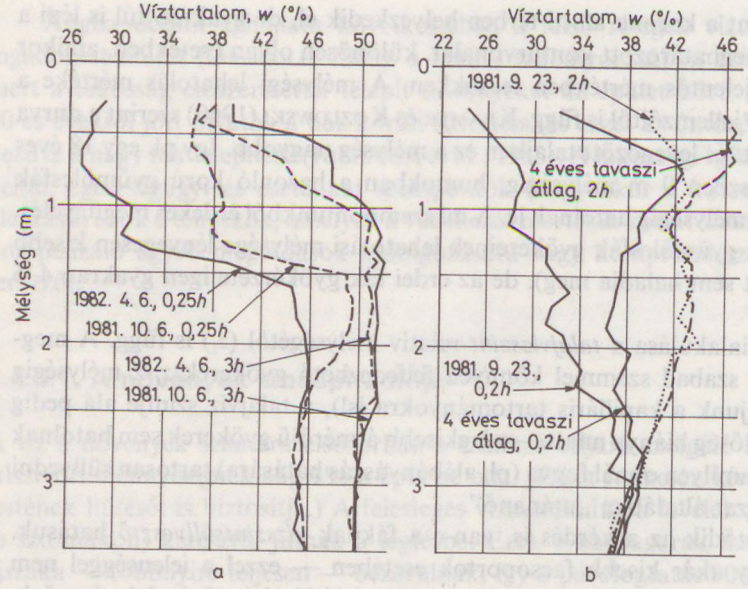
1.4.6.2. A víztartalomprofilok és értékelésük

A transpiráció elsődleges hatása a talaj víztartalmának csökkenése, így a *w*-profilok meghatározásával igen értékes információk birtokába juthatunk.

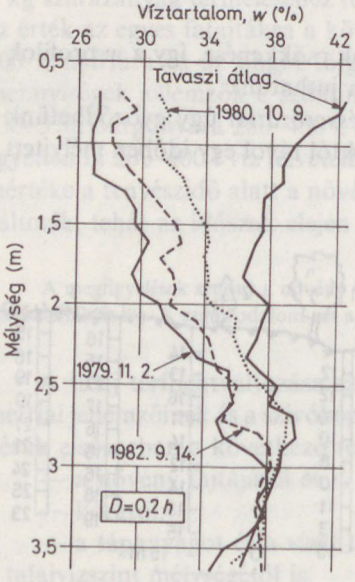
A vegetáció hatásának mértékéről *egyetlen méréssorozattal* úgy győződhetünk meg, hogy összehasonlítjuk a fák közelében és az azoktól távol egy időben mélyített



1.83. ábra. Egy tervezett út tengelyében meghatározott *w*-profilok (FELT, 1953); *1* tölgyfa (törzsátmérője 75 cm), *2* mesquitofa (törzsátmérője 25 cm), *3* fű (szórványosan)



1.84. ábra. Tavaszi és őszi víztartalomprofilok a fától 0,25 *h* és 3 *h*, illetve 0,2 *h* és 2 *h* távolságra két különböző agyagra (Biddle, 1983)



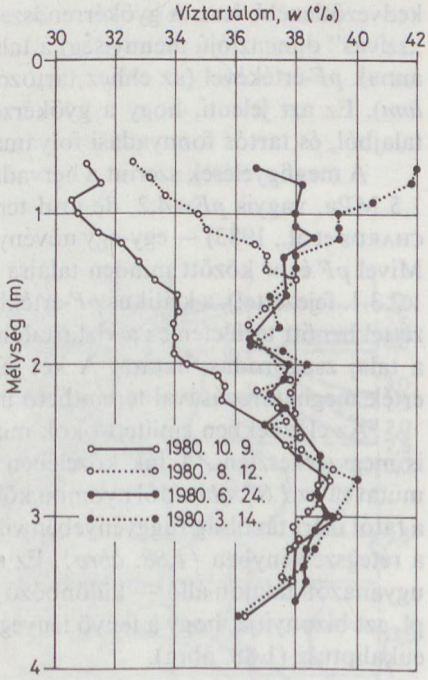
1.85. ábra. A különböző naptári években kialakuló őszi víztartalomprofilok nyárfa közelében (Biddle, 1983)

fúrások *w*-profiljait. Az erre vonatkozó első példát FELT (1953) nyomán az *1.83. ábra* mutatja be (a négy fúrás egy tervezett úthoz készült). Megbízhatóbb információkat kaphatunk a két terület összehasonlítására, ha *két* (vagy több) méréssorozatot végzünk. Az *1.84. ábra* két különböző agyag víztartalmának *idő* és mélység szerinti változását mutatja be. A második eset (*b* ábrarész) azért is különösen értékes, mert négy év *átlagait* hasonlítja össze.

Különböző években végzett fúrások adatai természetesen nem hasonlíthatók össze, mert a *w*-profilok — a fák közelében és azoktól távol is — évről évre változnak. Az egyes években mutatkozó különbségek nagyságrendjére jól rámutat az *1.85. ábra:* az 1979. és 1980. évi minimumok közötti különbség pl. $\Delta w = 10–12\%$ körüli érték.

Az évi maximális és minimális értékeket tartalmazó (pl. tavaszi és őszi) *w*-profilok összehasonlításával meghatározhatjuk a *kiszáradási zóna* alsó síkját is. Az 1.84. ábrán pl. ez a sík kb. 220 *(a)*, illetve 290 cm *(b)* mélységben van.* A grafikonokból az is megállapítható, hogy a fától távol a tavaszi és őszi víztartalmak kb. 1,2 m mélység alatt azonosak, tehát idáig terjed a *természetes száradás zónája*, így 1,0–1,7 m-es mélységi többlet írható a fák rovására.

Az év valamely időszakában mért vagy az éven belüli minimális értéket a zsugorodási határral összehasonlítva képet kaphatunk arról, hogy fizikailag lehetséges-e őszig további zsugorodás, illetve várható-e egy másik évben a jelenleginél nagyobb mértékű száradás. Ezt a kérdést vizsgálva figyelembe kell



1.86. ábra. Az őszi deficit kialakulása (BIDDLE, 1983)

* Ez úgy értendő, hogy a 2,2 m, ill. 2,90 m fölötti zóna erősen kiszárad, s ez alatt a víztartalom (*w*) már állandó. (A szerk.)

azonban vennünk, hogy a víztartalom (főleg a minimális érték) a felszíntől távolodva — a felső rétegeket kivéve — fokozatosan nő (l. pl. az 1.84. ábrát), így egy bizonyos mélység alatt irreális lenne a $w \leqq w_s$ feltételezés.

Eljárhatunk úgy is, hogy a víztartalmakat — különböző időpontokban — *ugyanazon függőlegesben* (fúrásban) mérjük meg. Erre a célra a neutronszonda a legalkalmasabb: egyszeri kalibrálásával tetszőleges számú mérés végezhető. Ilyen jellegű méréssorozatokkal meghatározható a különböző időpontokban és mélységekben kialakuló *nedvességdeficit*. Viszonyítási alapként az előző téli-tavaszi w-profil értékei vagy ezek sokévi átlagai vehetők fel. A különböző időpontokban meghatározott w-profilokat ugyanazon koordináta-rendszerben ábrázolva nyomon követhetjük az őszi (maximális) deficit kialakulásának a folyamatát *(1.86. ábra)*.

1.4.6.3. Talajszívásprofilok és értékelésük

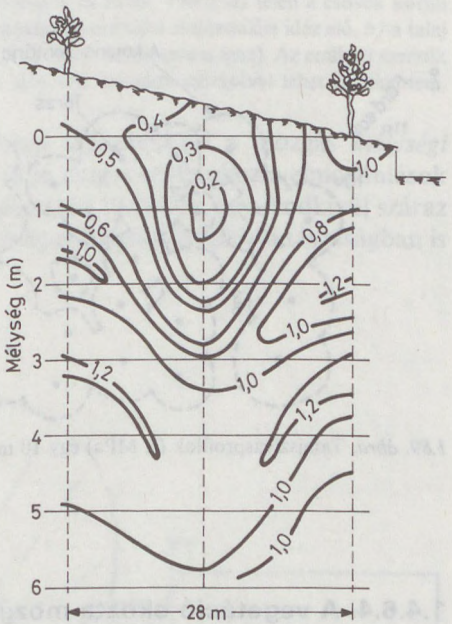
A talajvízszint feletti háromfázisú fedőrétegben a gravitációval szemben visszatartott víz mennyisége (minimális vízkapacitás, *"field capacity"*) — a talajfajtától függően — $pF = 2{,}0$–$2{,}4$-nek felel meg (a talajvízszint közelében természetesen ennél kisebb érték). Ez bőségesen elegendő ahhoz, hogy a fa az életműködése fenntartásához szükséges vízmennyiséghez hozzájusson. A vízkészlet csökkenésével a helyzet egyre kedvezőtlenebb lesz. A gyökérrendszerben uralkodó negatív feszültség (amely szintén „szívás" dimenziójú mennyiség) a talaj egy bizonyos víztartalma mellett azonos lesz annak pF-értékével (az ehhez tartozó víztartalom a *hervadáspont* vagy *holtvíztartalom*). Ez azt jelenti, hogy a gyökérzet nem tud további vízmennyiséget felvenni a talajból, és tartós fonnyadási folyamat indul meg.

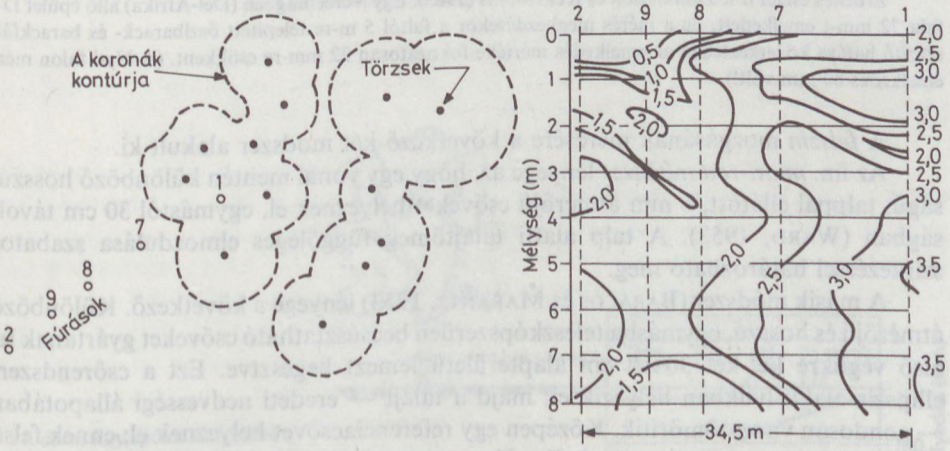
A megfigyelések szerint a hervadásponthoz tartozó talajszívás $s = 15\,000$ cm ($=$) 1,5 MPa, vagyis $pF = 4{,}2$, de arid területeken — pl. Ausztrália egyes vidékein (Richards et al., 1983) — egy-egy növény akkor is vegetál, ha a szívás 30 MPa ($pF = 5{,}5$). Mivel pF és w között minden talajra egyértelmű kapcsolat határozható meg (vö. az 1.2.3.1. fejezettel), a kritikus pF-értékhez egy kritikus w-érték rendelhető. Így növényzettel benőtt területen ez a víztartalom veszi át azt a szerepet, amit fedetlen területen a talaj zsugorodási határa. A két jelenség közötti kapcsolat a w_s-hez tartozó pF-érték meghatározásával teremthető meg.

Az előzőekben említett okok miatt célszerű a w-profilok mellett az s-profilokat is megszerkeszteni. A fák közelében és azoktól távol felvett profilok különbségére mutat rá az *1.87. ábra*. Jól nyomon követhető a fák *távolhatása*, ha a talajszívás-profilt a fától mért távolság függvényében vizsgáljuk, izometrikus vonalakat szerkesztve s-re a rétegszelvényben *(1.88. ábra)*. Ez az értékelési mód arra is alkalmas, hogy — az ugyanazon talajon álló — különböző *fafajták* hatását összehasonlítsuk; az *1.89. ábra* pl. azt bizonyítja, hogy a fenyő lényegesen kisebb mértékű száradást idéz elő, mint az eukaliptusz (1.88. ábra).

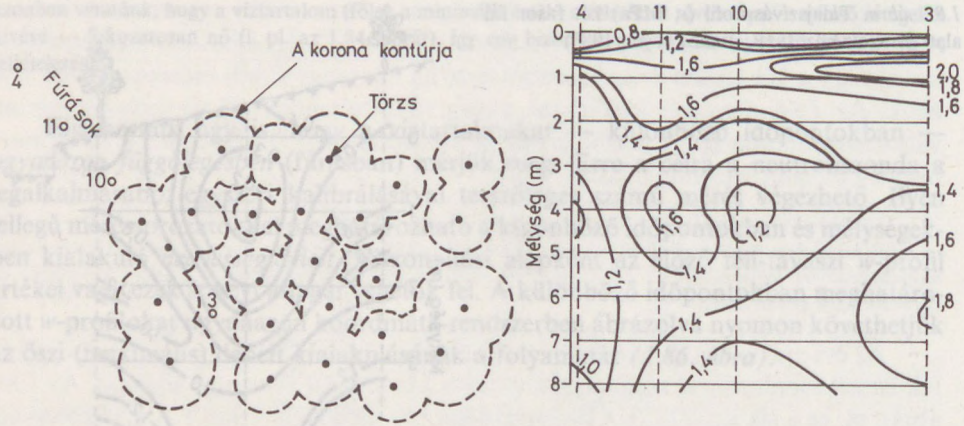
A talajszívás fogalmát felhasználva a gyep *öntözésének* hatása is nyomon követhető. Schumann (1967) egy épületet vizsgálva azt tapasztalta, hogy a ház sarkánál tartósan $s = 0{,}3$ MPa, az épület alatt $s = 4$ MPa volt a talajszívás; ennek eredményeképpen 70 mm-es süllyedéskülönbség alakult ki.

1.87. ábra. Talajszívásprofil (*s*, MPa) két fasor fái alatt és azok között (RICHARDS et al., 1983)





1.88. ábra. Talajszívásprofilok (*s*, MPa) egy 17 m magas eukaliptuszcsoport közelében (RICHARDS et al., 1983)



1.89. ábra. Talajszívásprofilok (*s*, MPa) egy 10 m magas fenyőcsoport közelében (RICHARDS et al., 1983)

1.4.6.4. A vegetáció okozta mozgás megfigyelése és mérése

A fáknak a talajt szárító hatása — amikor eléri a szerkezetre jellemző kritikus értéket — az *épületeken* közvetlenül is megfigyelhető. Nem volt nehéz pl. az *1.90. ábrán* látható esetben megállapítani, hogy a pincét határoló fal dőlését a közeli fa idézte elő. Ennél is egyértelműbben bizonyítható az okozati összefüggés, ha az épület egyes pontjainak függőleges elmozdulását rendszeresen mérjük. Az *1.91. ábrán* látható esetben a vizsgált épületnek a fa felőli oldala 200 mm-t süllyedt, a falakon pedig a fa irányába emelkedő ferde repedések jelentek meg.

Érdekes esetet ír le DONALDSON és KLEYNHANS (1963). Egy Vereeningben (Dél-Afrika) álló épület D-i fala 72 mm-t emelkedett, de a mérés megkezdésekor a faltól 5 m-re telepített őszibarack- és barackfák szárító hatása következtében az emelkedés mértéke fokozatosan 22 mm-re csökkent. (A Ny-i falon mért emelkedés 80 mm volt!)

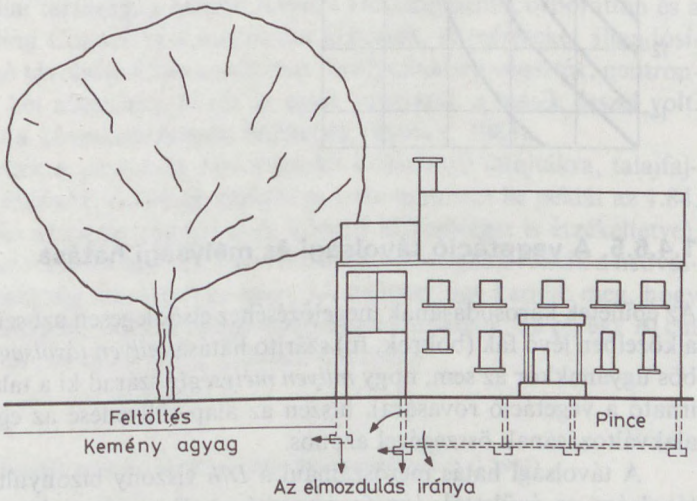
A *felszín* mozgásának mérésére a következő két módszer alakult ki.

Az ún. *multi-rod* módszer lényege az, hogy egy vonal mentén különböző hosszúságú, talppal ellátott, 6 mm átmérőjű csöveket helyeznek el, egymástól 30 cm távolságban (WARD, 1953). A talp alatti talajtömeg függőleges elmozdulása szabatos szintezéssel határozható meg.

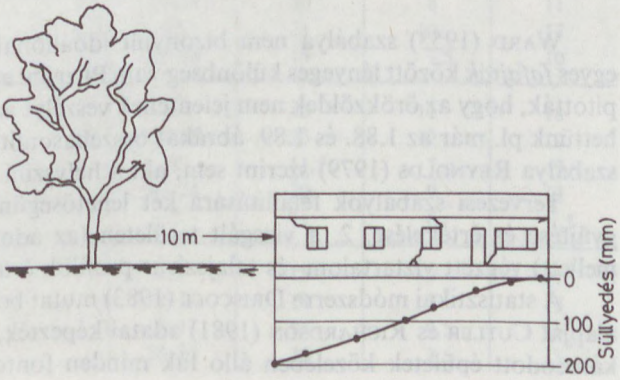
A másik módszer (BARACOS és MARANTZ, 1953) lényege a következő. Különböző átmérőjű és hosszú, egymásba teleszkópszerűen becsúsztatható csöveket gyártanak le, alsó végükre két-két 30×8 cm alapterületű lemezt hegesztve. Ezt a csőrendszert ellipszis alakú lyukban helyezik el, majd a talajt — eredeti nedvességi állapotában — gondosan visszatömörítik. Középen egy referenciacsövet helyeznek el; ennek felső síkját beszintezve az egyes csövek függőleges elmozdulása az ehhez viszonyított relatív elmozdulásokból számítható.

A teleszkópos módszernek két hibaforrása van (Bozozuk és Burn, 1960): *a)* télen a csövek körüli zsírzóanyag ellenére beszivárgó víz megfagy, ami ellenőrizhetetlen mértékű elmozdulást idéz elő, *b)* a talaj felpuhulása esetén a csövek a talajba nyomódnak (ez a „multi-rod" módszerre is igaz). Az említett szerzők szerint az ezen hibákból származó bizonytalanságot az idősorok összehasonlításával lehet csökkenteni.

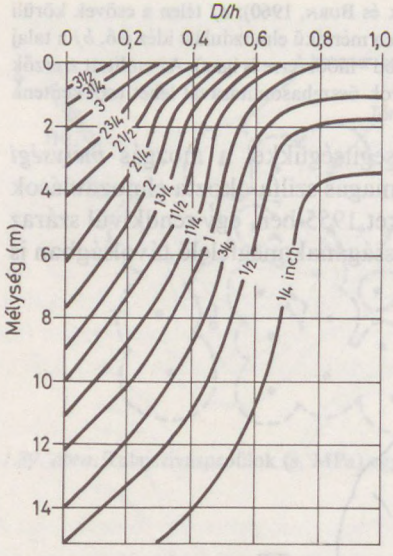
Mind a két módszer alkalmas arra, hogy segítségükkel a mozgás *mélységi eloszlását* meghatározzuk. Az *1.92. ábra* egy 18 m magas szilfa okozta elmozdulások mélység szerinti megoszlását mutatja be (a méréseket 1955-ben, egy rendkívül száraz időszak végén végezték). Az ábra szerint a fa magasságának megfelelő távolságban is 4 m-nél nagyobb volt a mélységi hatás.



1.90. ábra. Az alapok és a pincefal elmozdulása egy közeli fa hatására (Hammer és Thompson, 1966)



1.91. ábra. Egy épület süllyedése a közeli gumifa hatására (Pidgeon és Tromp, 1983)



1.92. ábra. Egy 18 m magas szilfa okozta zsugorodás mélységi eloszlása (1 inch = 25,4 mm) (BARACOS és BOZOZUK, 1965)

1.4.6.5. A vegetáció távolsági és mélységi hatása

Az épületek károsodásának megelőzéséhez elsődlegesen azt szükséges tudnunk, hogy a közelben lévő fák (bokrok, fű) szárító hatása *milyen távolságig* terjed. Nem közömbös ugyanakkor az sem, hogy *milyen mélységig* szárad ki a talaj (és milyen részarány írható a vegetáció rovására), hiszen az alap süllyedése az egyes rétegek (lamellák) alakváltozásának összegével azonos.

A távolsági hatás mérőszámául a D/h viszony bizonyult a legjobbnak (D a fa távolsága az épülettől, h a fa magassága). Ez a paraméter WARD (1953) nevéhez kapcsolódik, aki megállapította, hogy károsodás csak $D/h < 1$ értékekre várható.

Korábban olyan nézet is kialakult, hogy a korona vízszintes vetülete tekintendő veszélyes tartománynak. PERPICH et al. (1965) azt figyelték meg, hogy azok a fák, amelyeknek átmérője kisebb 25 cm-nél, nem jelentenek veszélyt. Ezeket a szabályokat a későbbi megfigyelések nem igazolták.

WARD (1953) szabálya nem bizonyult időállónak. Bebizonyosodott, hogy az egyes *fafajták* között lényeges különbség van. PERPICH et al. pl. már 1965-ben megállapították, hogy az örökzöldek nem jelentenek veszélyt az épületekre (erre következtethettünk pl. már az 1.88. és 1.89. ábrákat összehasonlítva is). Nem igazolható WARD szabálya REYNOLDS (1979) szerint sem, aki a helyszíni vizsgálatok híve.

Tervezési szabályok felállítására két lehetőségünk van: 1. statisztikai adatok gyűjtése és értékelése, 2. a vizsgált területen (az adott éghajlati és talajviszonyok mellett) végzett víztartalom- és talajszívás-profilok értékelése.

A statisztikai módszerre DRISCOLL (1983) mutat be meggyőző példát. Vizsgálatai alapját CUTLER és RICHARDSON (1981) adatai képezték, akik 2600 esetre megadták a károsodott épületek közelében álló fák minden fontosabb biológiai és geometriai

adatát. Ezeket felhasználva állította össze DRISCOLL az *1.7. táblázatot*. Ez a fák magasságán és maximális távolságán kívül megadja

— a fafajták „veszélyességi sorrendjét" (csökkenő sorrendben, aszerint, hogy hány épület károsodásához járultak hozzá), valamint

— azt a maximális távolságot, amely mellett a fák az esetek 75, ill. 90%-ában még károsodást idéztek elő.

DRISCOLL (1983) szerint az utóbbi értékek reálisabb információkat tartalmaznak, és a maga részéről a 75%-os kvantilist javasolja alapul venni a fák rangsorolásához, illetve a tervezéshez. A táblázat alapján azt is megállapította, hogy WARD (1953) szabálya — a nyírfát és a fűzfát kivéve — túlzottan óvatos tervezéshez vezet, így — az esztétikai és egészségügyi szempontokra is tekintettel — nem fogadható el.

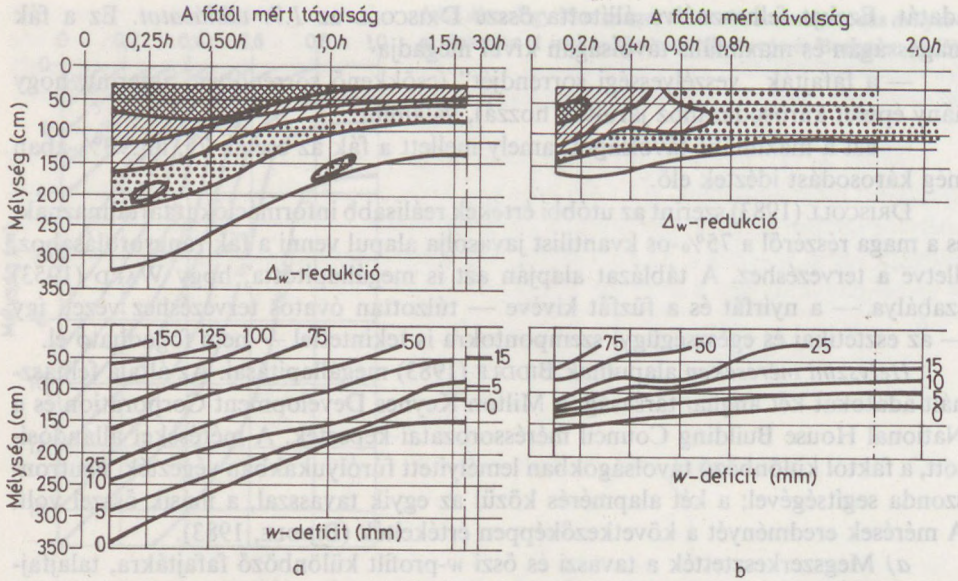
Helyszíni méréseken alapulnak BIDDLE (1983) megállapításai. Az általa felhasznált adatokat két angliai társaság, a Milton Keynes Development Corporation és a National House Building Council méréssorozatai képezték. A méréseket állandósított, a fáktól különböző távolságokban lemélyített fúrólyukakban végezték, neutronszonda segítségével; a két alapmérés közül az egyik tavasszal, a másik ősszel volt. A mérések eredményét a következőképpen értékelték (BIDDLE, 1983).

a) Megszerkesztették a tavaszi és őszi w-profilt különböző fafajtákra, talajfajtákra és a fáktól mért különböző D/h távolságokra (erre mutatott be példát az 1.84. és az 1.85. ábra, utóbbi az egyes naptári évek közötti különbséget is érzékeltetve).

b) A tavaszi és őszi víztartalmak Δw különbözőségéből meghatározták a nedvességdeficit távolság és mélység szerinti változását. (A deficitet úgy kapjuk meg, hogy a térfogatszázalékban kifejezett Δw-t a rétegvastagsággal szorozzuk; ha pl. egy 10 cm vastag lamelláról van szó, és $\Delta w = 4{,}5\%$, a deficit 4,5 mm.)

1.7. táblázat. A különböző fafajták károsító hatására utaló jellemzők (DRISCOLL, 1983)

Rangsor	Fafajta	Maxim. magasság h (m)	Maxim. távolság D (m)	L_{max} 75%-os kvantilise	L_{max} 90%-os kvantilise
1.	tölgyfa	16–23	30	13	18
2.	nyárfa	25	30	15	20
3.	citromfa	16–24	20	8	11
4.	kőrisfa	23	21	10	13
5.	platán	25–30	15	7,5	10
6.	fűzfa	15	40	11	18
7.	szilfa	20–25	25	12	19
8.	galagonya	10	11,5	7	9
9.	juhar/szikomorfa	17–24	20	9	12
10.	cseresznye/szilva	8	11	6	7,5
11.	bükkfa	20	15	9	11
12.	nyírfa	12–14	10	7	8
13.	berkenye	8–12	11	9,5	11
14.	Cupressus macrocarpa	18–25	20	3,5	5



1.93. ábra. Δw- és deficitprofilok kilenc nyárfa (*a*), ill. tíz vadgesztenyefa (*b*) átlagos értékeire, a fától való távolság függvényében (BIDDLE, 1983)

c) Meghatározták a tavaszi és őszi víztartalmak Δ*w* különbségének távolsági és mélységi változását.

A *b)* és *c)* alatti módszerekkel olyan profilokat is megszerkesztettek, amelyek ugyanazon fafajtára végzett mérések eredményének *átlagára* vonatkoznak. Az *1.93. ábra* a nyárfára és a vadgesztenyére kapott deficit-, ill. Δ*w*-profilokat mutatja be.

A fafajták közötti különbséget BIDDLE (1983) a következőképpen értékeli. A hársfa 0,4 *h** távolságon belül 160 cm-ig fejt ki jelentős hatást, a fához közel, −100 cm-en 25 mm a *w*-deficit. A vadgesztenye hatása a törzs közelében jelentős, de csak −130 cm-ig. A nyírfa csak 0,2 *h*-ig fejt ki szárító hatást (de 150 cm-es mélységig), hasonlóan kicsi a távolsági hatása a Leyland ciprusnak és a citromfának is. Kiemelkedik a vizsgált fajták közül a *nyárfa:* 0,2 *h*-nál 290 cm, 0,6 *h*-nál 150 cm a mélységi hatása, −100 cm-en a *w*-deficit 100 mm (0,2 *h*-nál), illetve 50 mm (0,6 *h*-nál). A mérések szerint az egyes egyedek között is volt különbség, de ez inkább a talajfajta és a dréneződés különbözőségéből adódott.

A megfigyelések szerint vannak egyéb olyan tényezők is, amelyeket a vegetáció hatásának vizsgálata során figyelembe kell vennünk. Ezek közül a következők a legjelentősebbek.

Az *éghajlat* szerepére már az 1.4.6.3. fejezet is utalt: arid területeken a gyökérzet szívóhatása a 30 MPa-t is elérheti. Az éghajlatfüggőséget tükrözi az a törekvés, hogy a helyi adottságokhoz igazítsák a tervezési irányelveket. Így pl. HOLTZ és HART (1978)

* *h* a vizsgált pont távolsága a fától. (A szerk.)

azon szabálya, hogy a megengedhető legkisebb távolság gyepre és bokorra 1,5 m, fákra 4,5 m és nagy vízigényű fákra 6 m, csak Coloradó és Wyoming államokra (USA) érvényes.

A tervezést megelőzően be kell szerezni a vizsgált terület *éghajlatát* jellemző adatokat.

Az 1.1.2. fejezet szerint ugyan a térfogatváltozás veszélyével a Föld bármely részén számolnunk kell (a víztartalom változására bárhol számíthatunk!), az éghajlatról mégsem állíthatjuk, hogy semmi szerepe nincs. Az irodalom szerint pl. azok a legveszélyesebb területek, ahol egy-egy naptári éven belül száraz és igen csapadékos periódus alakul ki. Kedvezőtlenek az aszály kialakulására hajlamos területek is (pl. a Kárpát-medence), ahol viszont a csapadék éven belüli eloszlása egyenletes (mint pl. Angliában), ott a fák közelsége okozhat gondot.

Azonos éghajlatú területeken belül a szélsőséges *időjárási* helyzetekre is gondolnunk kell. Már az 1.85. ábra is rámutatott arra, hogy a mélységi hatás és a w-deficit vonatkozásában milyen nagy különbségek vannak az egyes naptári évek között. Nagy szárazság esetén a talaj kevesebb vizet kap, többet párologtat, a fokozott inszoláció növeli a transpiráció mértékét és terjeszkedésre kényszeríti a gyökérzetet. Az *aszály* hatását azon is lemérhetjük, hogy ilyenkor megnövekszik a károsodások, a reklamációk száma. Driscoll (1983) adatai szerint pl. Anglia DK-i részén a reklamációk száma 1971 és 1979 között a következőképpen alakult:

71	72	73	74	75	76	77	78	79
164	509	817	1705	3821	20922	11251	7795	7654

(Az 1975/1976. évi aszályt illetően megállapították, hogy a károk 34%-át az épületek közelében álló fák idézték elő.)

A *talaj* vonatkozásában az átlagostól eltérő körülmények a következők szerint értékelhetők.

a) A fák hatása akkor is számottevő, ha *kis plaszticitású* agyagról van szó, mert a vízelvonás intenzív és tartós folyamat (Perpich et al., 1965).

b) Ha a talajban nagy mélységű *repedések* alakulnak ki, a vegetáció hatása intenzívebb lesz, mert fokozódik a párolgás (Ravina, 1983).

c) A *jól drénezett* és levegőzött talajban a gyökerek nagyobb mélységig hatolnak le (vö. az 1.4.6.1. fejezettel).

d) A felszín közelében elhelyezkedő *sziklaréteg* oldalirányú terjeszkedésre kényszeríti a gyökereket, és ezzel megnő a fa vízszintes értelmű hatótávolsága (Perpich et al., 1965). A gyökérzet oldalirányú terjedése olyan mértékű lehet, hogy a fától 40 m-re álló épületet is károsíthatja (Cutler és Richardson, 1981).

e) Kedvező hatásuk van a durva szemcséjű *lencséknek*, mert ezek gyors utánpótlódást biztosítanak a fának. Ennek tulajdonítja Biddle (1983), hogy egy nyírfa hatását vizsgálva csak $-1{,}2$ m-ig észlelt w-deficitet.

f) Ha a talaj *áteresztőképessége* viszonylag nagy, a rehidratáció gyorsabban és nagyobb mértékben következik be, így tavasszal több víz áll a növények rendelkezésére. Kis áteresztőképességű agyagokban a rehidratáció nem teljes mértékű, aminek az a következménye, hogy az egymást követő száraz nyarak hatása szuperponálódik, így fokozott térfogatváltozási veszéllyel kell számolnunk.

1.4.6.6. A fák kivágásának következményei

A fák kivágását követően megszűnik a transpiráció, aminek következtében a gyökérzettel átszőtt talajtömegben — fokozatosan — a földrajzi helynek (éghajlatnak) megfelelő *w*-profil alakul ki. Amíg a talaj erre a dinamikus egyensúlyi szintre beáll („dinamikus" azért, mert a meteorológiai elemek változékonysága miatt szórás is van), a talaj víztartalma fokozatosan növekszik. Ennek mértéke függ attól, hogy a fákat mikor vágjuk ki (tavasszal vagy ősszel, száraz vagy csapadékos időszakban), valamint attól, hogy a terület fedetlen marad-e vagy nem. Az utóbbi esetben (ha pl. a vizsgált területre lakóházat vagy utat építünk) a víztartalom igen jelentős mértékben megnőhet, aminek a talaj duzzadása és az építmény megemelkedése a következménye.

Erre a jelenségre már az 50-es években felfigyeltek. FELT (1953) 20 cm-es emelkedést figyelt meg egy olyan útburkolaton, amely alatt az építést megelőzően fák álltak. A duzzadás jelenségét elemezve JENNINGS (1953) megállapítja, hogy súlyos károkat olyan területeken észleltek, ahol az épületek helyén korábban fák álltak. A lejtőn álló épületek viselkedését vizsgálva (vö. az 1.4.5. fejezettel) SCHMERTMANN és CRAPPS (1980) néhány olyan esetet figyelt meg, amikor a fák kivágása 5 cm nagyságrendű mozgást idézett elő. Gyakori az ilyen jellegű károsodás Ausztráliában is (WILLIAMS és PIDGEON, 1983).

SAMUELS és CHENEY (1975) 20 év alatt 100 mm-es emelkedést mértek egy földszintes lakóház teraszán, amelynek helyén korábban nagy szilfa állt. Ödométerrel végzett utólagos vizsgálatuk szerint az „előrejelezhető" mozgás 65–70 mm. A mintát egy szilfa közeléből vették, ahol egyúttal azt is megállapították, hogy a fa mélységi hatása 5 m.

1.5. A térfogatváltozó talajon álló épületek tervezése

A megengedettnél nagyobb igénybevételekkel és alakváltozásokkal kedvező (vagy viszonylag kedvező) talaj- és talajvízviszonyok esetén is gyakran számolnunk kell. Ezek ellen három különböző módon védekezhetünk: a *talaj* oldaláról (pl. cseretalaj beépítésével), a *szerkezet* oldaláról (pl. a merevség növelésével) vagy az *üzemelési feltételek* szabályozásával (silók esetén pl. a tárolási ütemterv előírásával). Ugyanezen három lehetőség közül választhatunk akkor is, ha az épület térfogatváltozó talajra kerül, de a védekezés módja sok vonatkozásban eltér a szokásostól. Részben ezért is szükséges, hogy az 1.1.–1.4. fejezetekben megismert törvényszerűségeket felhasználva a tervezési irányelveket önálló fejezetben tárgyaljuk.

1.5.1. A térfogatváltozás elleni védekezés lehetőségeinek vizsgálata

1.5.1.1. A tervezést megelőző vizsgálatok

A tervezést alapos helyszíni adatgyűjtésnek kell megelőznie. A környező épületekre vonatkozóan meg kell állapítani korukat, kialakításukat, az alapozás módját, a károsodások jellegét, mértékét és kronológiáját (vö. az 1.6.1. fejezettel). Meg kell állapítanunk a károsodott és ép (vagy közel sértetlen) épületek eltérő viselkedésének okait (különbségek az alapozási síkban, az épületek korában, a pincézettség vonatkozásában stb.). Adatokat kell beszereznünk az esetleges vízszintsüllyesztésről (pl. szivárgókról), az öntözésről, a bel- és árvizekről, a közeli vizes üzemekről. Rögzíteni kell a területen látható fák helyét, megállapítva azok faját, átmérőjét és hozzávetőleges életkorát.

A fúrások és nyílt feltárások helyét, mélységét stb. illetően nincs szükség különösebb előírásokra, két vonatkozásban azonban maximális követelményeket kell támasztanunk:

— a laboratóriumi vizsgálatok céljára megfelelő mennyiségű és minőségű magmintát kell biztosítanunk,

— a talajvízszint pillanatnyi helyzetén kívül meg kell határoznunk annak várható ingadozását is.

A térfogatváltozási veszély megítéléséhez a rutinvizsgálatokon (w, e, w_p, w_L, E_s, φ, c) kívül a következő *laboratóriumi vizsgálatok* elvégzése, ill. paraméterek meghatározása szükséges (zárójelben az ezek meghatározását tárgyaló fejezet):

— agyagásványok típusa és közelítő részarányai (1.3.2.1.), a 0,002 (vagy 0,001) mm-nél kisebb átmérőjű szemcsék tömegszázaléka;

— kationcsere-kapacitás (1.3.2.1.);

— a p, ε_d összefüggés és a $p \cong 0$-hoz tartozó $\varepsilon_{d\,max}$ (1.3.2.2.);

— kritikus tömörség és hézagtényező (1.3.2.2.);

— duzzadási nyomás (1.3.2.3.);

— a w, pF összefüggés (1.3.2.4.);

— zsugorodási határ és hézagtényező, zsugorodási nyomás (1.3.2.8.);

— a tömörített talajjal kapcsolatos jellemzők, mint a duzzadási potenciál, PVC-érték (1.3.2.6.), esetleg az USBR szerinti szabad duzzadás;

— a kémiai duzzadás jellegére és mértékére vonatkozó adatok (1.4.2.4.);

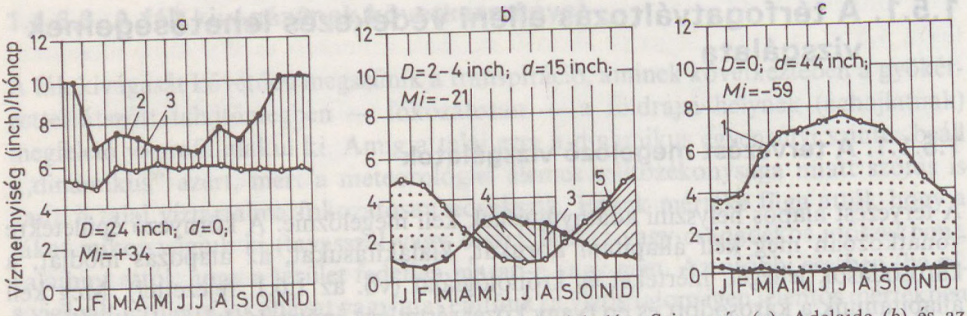
— a térfogatváltozás paramétereire vonatkozó empirikus összefüggések (1.3.3.).

A *helyszínen* a következő vizsgálatok végezhetők el:

— a talajszívás mérése (1.3.2.4. fej.), és ennek alapján talajszívásprofilok szerkesztése (1.4.6.3. fej.);

— szondázás a tömörség változásának jobb megismerésére (1.3.2.7. és 1.5.1.2. fej.);

— helyszíni elárasztás az egyes rétegek duzzadóképességének meghatározására (1.3.2.7. fej.);



1.94. ábra. A havi csapadék (*1*) és evapotranspiráció (*2*) alakulása Szingapúr (*a*), Adelaide (*b*) és az egyiptomi Abu Sueir (*c*) területén (RUSSAM és COLEMAN, 1961); *3* nedvességtöbblet, *4* nedvességtározódás, *5* nedvességfelhasználás

— a víztartalom ismételt megmérése újabb fúrásokból vett minták vagy az állandósított fúrólyukban neutronszondával végzett vizsgálatok alapján, a *w*-profil időbeli változásának megismerésére (1.4.6.2. fej.).

Az éghajlatnak indexszámokkal való jellemzésére sok kutató tett javaslatot. Ezek közül a mi számunkra azok érdekesek, amelyek a klíma sajátosságait a talaj vízháztartásával jellemzik. Legismertebb a THORNTWAITE (1948) által definiált *MI*-érték *(moisture index)*:*

$$MI = \frac{100D - 60d}{E_p}, \tag{1.52}$$

ahol D a dréneződés útján eltávozó vízmennyiség, d a talaj nedvességdeficitje, E_p a potenciális evapotranspiráció** (mindhárom mennyiségnek inch = 25,4 mm a mértékegysége).

A D-értéket nehéz meghatározni, a víztartalmat ezért a minimális vízkapacitáshoz *(field capacity)* szokták viszonyítani, amely nem más, mint a gravitációval szemben maximálisan leköthető víz mennyisége. A talaj tényleges víztartalma így $C+R-E$, ahol R a csapadék, E a párolgás. Ez felírható $C'+R-E_p$ alakban is, ahol C' a gyökérzónában tárolt vízmennyiség, átlagosan 100 mm (THORNTWAITE, 1948; PENMAN, 1950). Nedvességdeficit (d) akkor keletkezik, ha $E_p - R > 100$ mm.

A Thorntwaite-index minden naptári hónapra meghatározható. Három éghajlatkategória különböztethető meg: nedves ($d=0$ minden hónapra), átmeneti (egyes hónapokra $d=0$, más hónapokra $D=0$) és száraz ($D=0$ minden hónapra). Példát az *1.94. ábra* mutat be. Az itt szereplő városokban a száraz és nedves periódusokban mért átlagos víztartalom a felszín közelében a következő:

Szingapúr	9,0 és 22,0%,
Adelaide	7,0 és 21,0%,
Áden	10,9 és 15,6%.

* Nedvességi index. (A szerk.)

** A kifejezés lényegében párologtatásos vízleadást jelent. (A szerk.)

Az arid területeken $MI < -40$, a szemi-arid területeken $-20 > MI > -40$. Egyes szerzők szerint (pl. O'NEILL és POORMOAYED, 1980) azok a területek veszélyesek, ahol MI +20 és −20 között van, mint pl. Texas államban (USA).

Az Egyesült Államokban az éghajlat „kellemes" vagy „kellemetlen" voltát a C_w indexszel jellemzik. GROMKO (1974) szerint ez az indexszám a térfogatváltozási veszélyt is jól jellemzi: Texasra pl. $I_w = 15–20$, közel van tehát a legkedvezőtlenebb éghajlatot jelző 15-ös értékhez.

1.5.1.2. A térfogatváltozási veszély előzetes becslése

Azzal egy időben, hogy az épületeket a térfogatváltozó talaj részéről fenyegető veszély realitását bebizonyították, számos kutató foglalkozott a veszély mértékét jellemző *kritériumok* megfogalmazásával.

Az első kritériumok alapját az 1.48. ábrán látható összefüggések képezték. Ennek alapján készült HOLTZ és GIBBS (1956) kritériumrendszere, amelyet később HOLTZ (1959) az *1.8. táblázatnak* megfelelően módosított.

1.8. táblázat. Térfogatváltozási kritériumok HOLTZ és GIBBS (1956), ill. HOLTZ (1959) szerint

Indexkísérletek adatai			Várható térfogati duzzadás (%)	A duzzadás mértéke
Kolloidtartalom (d<0,001 mm)	I_p (%)	w_s (%)		
>28	>35	<11	>30	igen nagy
20–13	25–41	7–12	20–30	nagy
13–23	15–28	10–16	10–30	közepes
<15	<18	>15	<10	kicsi

CHEN (1965) az agyagfrakció-tartalom (C), a folyási határ, az SPT-vel mért N ütésszám és a $p = 48$ kN/m² feszültségre mért maximális fajlagos duzzadás függvényében a következő négy kategóriát állította fel:

C (%)	w_L (%)	N	$\varepsilon_{d\,max}$ (%)	A veszély mértéke
>95	>60	>30	>10	igen nagy
60–95	40–60	20–30	3–10	nagy
30–60	30–40	10–20	1–5	közepes
<30	<30	<10	<1	kicsi

A táblázatot később a duzzadási nyomásra vonatkozó értékekkel is kiegészítette (CHEN, 1975); ezek — a veszélyesség csökkenő sorrendjében — a következők: $p_d =$ $=$ >1000; 250–500; 150–250 és 50 kN/m². A víztartalom vonatkozásában megemlíti, hogy a várható duzzadás szempontjából a 15%-nál kisebb víztartalom igen veszélyes, ha viszont w>30%, a veszély nem jelentős.

Az USAEWES osztályozási rendszere szerint a következő három kategóriát különböztethetjük meg (SNETHEN et al., 1977):

w_L (%)	I_p (%)	s (kPa)	ε_d (%)	Veszély mértéke
<50	<25	<150	<0,5	kicsi
50–60	25–35	150–400	0,5–1,5	közepes
>60	>35	>400	>1,5	nagy

(s a talajszívás, ε_d az önsúlyfeszültséggel terhelt minta fajlagos duzzadása.)

Egyes szerzők a zsugorodási jellemzők alapján javasolják a térfogatváltozás veszélyét megítélni, függetlenül attól, hogy az építést követően a talaj zsugorodása vagy duzzadása várható-e. KANTEY és BRINK (1952) szerint a térfogatváltozás kritériumai: $\varepsilon_s > 8\%$, $w_L > 30\%$ és $I_p > 12\%$. A zsugorodási határt is figyelembe vevő első kritérium ALTMEYER (1955) nevéhez fűződik; a várható duzzadás mértéke szerinte a következőképpen becsülhető meg:

w_s (%)	ε_s (%)	Duzzadás mértéke
<10	>8	kritikus
10–12	5–8	közepes
>12	0–5	nem kritikus

RANGANATHAM és SATYANARAYANA (1965) a zsugorodási index ($SI = w_L - w_s$) alapján a következő kategóriákat állították fel:

SI (%)	A veszély mértéke
0–20	kicsi
20–30	közepes
30–60	nagy
>60	igen nagy

DRISCOLL (1983) a zsugorodás veszélyét vizsgálva (tanulmánya a vegetáció hatását tárgyalja) a következő kategóriákat állította fel:

I_p (%)	C (%)	Zsugorodási potenciál
>35	>95	igen nagy
22–48	60–95	nagy
12–32	30–60	közepes
<18	<30	kicsi

SZOROCSAN (1974) szerint a térfogatváltozási veszély mértéke a $p \cong 0$ mellett mért $\varepsilon_{d\,max}$ alapján is jól megítélhető; az általa javasolt kategóriák: <4, 4–8 és >8%.

Az előzőekben említett kritériumokhoz a következő megjegyzéseket kell fűznünk.

a) Ahol több jellemző is szerepel, ezek mindegyikét figyelembe kell vennünk, mert nincs közöttük szoros kapcsolat (vö. az 1.3.3.2. fejezettel).

b) A kritériumok egy részét igen kevés minta alapján állították fel (HOLTZ kritériuma pl. mindössze 45 minta adatait tükrözi), másik része egy viszonylag kis területre készült vizsgálatok alapján született (CHEN pl. a Rocky Mountain vidékének adatait dolgozta fel).

Mindezekből az következik, hogy a térfogatváltozási kritériumokat csak *előzetes becslés* céljára szabad felhasználnunk. Nem jelenti ez természetesen azt, hogy ne törekedjünk az adott éghajlati viszonyokat, talaj- és talajvízadottságokat tükröző, az építési tapasztalatokat is felhasználó kritériumok felállítására.*

1.5.1.3. A védekezés lehetőségeinek vizsgálata

A talajvizsgálati eredmények birtokában első feladatunk az *épületek helyének* kritikai vizsgálata. A kedvezőtlen adottságokból adódó költségek csökkentésére két lehetőségünk van:

— az épület(ek)et kedvezőbb helyre telepíteni vagy

— az építési területen belül a telepítési tervet megváltoztatni.

Helyesen írja TEMPLER (1958), hogy a geotechnikai adottságok — ezzel a kiviteli nehézségek és költségek — néha igen kis területen belül is jelentős mértékben változnak, így az épületek helyének módosítására reális lehetőségünk van. Ha az építési terület adott, akkor ezen belül olyan értelmű módosításokat eszközölhetünk, hogy a merev (többszintes stb.) épületeket a kedvezőtlen, a többit a viszonylag kedvező területekre telepítsük. Ezt az elvet Magyarországon a 60-as évektől igyekszünk megvalósítani, de hasonló törekvésekkel találkozunk pl. Kínában is (SHITAO HOU, 1984).

A térfogatváltozó talajon való *alapozás* módját illetően — a jelenlegi gyakorlat alapján — a következő négy megoldás közül választhatunk.

a) Szokványos síkalapozás. Szerencsés esetben (ha pl. a veszélyes réteg vastagsága kicsi) a térfogatváltozásból származó várható elmozdulás, ill. a mozgáskomponensek nem haladják meg a szerkezetre megengedett értékeket, így különleges védekezés nem szükséges.

b) Síkalapozás a víztartalom megőrzését és/vagy a szerkezet megerősítését szolgáló megoldásokkal kombinálva.

c) Különleges síkalapozás. Az ide sorolható megoldások a következők: részleges vagy teljes talajcsere, az alapok alá helyezett homokpárna, a talaj kémiai stabilizációja és az előzetes elárasztás.

d) Mélyalapozás. Ezen a kategórián belül az irodalom egyetlen megoldást javasol, nevezetesen a cölöpalapozást.

* A hazai éghajlati viszonyok és tényezők kutatásának eredményei és irodalma nem illeszthetők e fejezet kereteibe. (A szerk.)

A megfelelő megoldást mindig műszaki-gazdasági vizsgálatok alapján kell megválasztani. Figyelembe kell vennünk a várható elmozdulások előjelét, nagyságát és azok térbeli eloszlását, az épület statikai vázát, a mozgáskomponensekre megengedett értékeket, az üzem technológiájának jellegét (vizes üzem-e, felhasznál-e veszélyes vegyi anyagokat), a fák hatását, a talajvíz várható ingadozását és szélső értékeit, a létesítmény értékét és a védekezésből eredő költségek ehhez viszonyított arányát. Mint minden esetben, itt is célszerű *variánsok* kidolgozása, összehasonlítva ezek költségét és a biztonság mértékét.

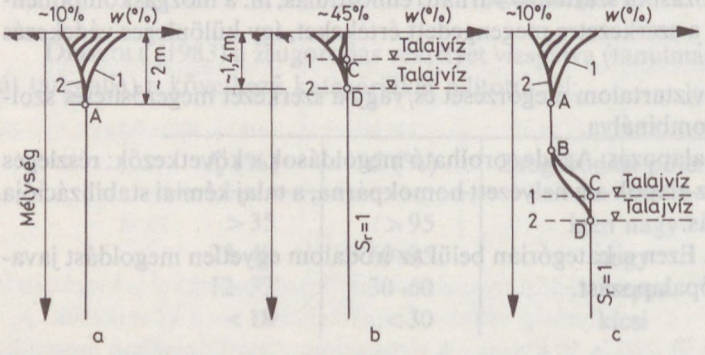
Bár a térfogatváltozó talajon való alapozás az előzőekben felsorolt szempontokon alapuló egyedi tervezést (esetenkénti döntést) igényel, mégsem lesz talán érdektelen átgondolni a következőkben ismertetett öt ajánlást.

Jennings és Kerrich (1961) a várható *teljes duzzadás* nagyságától (h_d) függően a következő megoldásokat javasolják:

h_d (mm)	Védekezés módja
0–6	—
6–12	Az alap megerősítése
12–50	Dilatációs hézagok létesítése
50–100	Cölöpalap, a téglafalak vasalása
>100	Kiszélesített talpú cölöp

Neumann és Polonsky (1948) az izraeli szubtropikus, a csapadék eloszlását illetően mediterrán jellegű területen a *talajvíz* helyzetétől függően javasolják a védekezés módját megválasztani a következőképpen.

a) Ha a talajvíz mélyen van ($z \geqq 10$ m), az alapozási síkot $-2{,}0$ m-en kell felvenni, ahol már nincs jelentős szezonális víztartalom-változás *(1.95. ábra)*. Ellenkező esetben az épület — különösen annak határoló falai — váltakozó előjelű elmozdulásoknak lennének kitéve.



1.95. ábra. Támpont az alapozási mód megválasztásához: a víztartalom változása az év folyamán a talajvíz helyzetétől függően (Neumann és Polonsky, 1948); *1* tél, *2* nyár

b) A talajvíz magas állása ($z \leqq 2$ m) esetén a víztartalom-változás ábráján két jellegzetes pont van (*C* és *D*), amely alatt *w* konstans: az első a nyári és őszi, a másik a téli időszakra (az esős évszak végére) jellemző. Ebben az esetben az alapozást célszerű a talajvízszint várható legalacsonyabb helyzetének (LKV) megfelelő mélységben felvenni. (A szerzők ezzel nem veszik figyelembe a közel telített kapilláris tartományt, javaslatuk így nem eléggé következetes.)

c) Ha a talajvízszint közepes mélységben (2 és 6 m között) van, a csapadék és a talajvíz hatása különválasztható. Az 1.95/*c* ábra szerint *w* az *A* és *B* pontok között nem változik, az alapokat így célszerű ide helyezni (a *BD* szakaszon bekövetkező duzzadást a geosztatikai feszültség kompenzálja). Ha az *AB* szakasz kicsi, vagy a *B* pont az *A* felett van, célszerű az alapozási síkot a talajvízszint alatt felvenni. (Ezt is helyesebb úgy fogalmazni, hogy az alsó kapilláris tartományban.)

Gromko (1974) a várható h_d duzzadástól és a falpanelek *L*/*H* viszonyától függően (ahol *L* a hossz, *H* a magasság) négy kategóriát különböztet meg:

	L/*H* =		Kategória
	1,25	2,5	
h_d(mm) =	0–6	0–13	*A*
	6–13	13–51	*B*
	13–51	51–102	*C*
	> 51	> 102	*D*

Az *A* kategóriában védekezés nem szükséges, a többiben a szerkezetre vonatkozóan a következő előírásokat kell tenni: a mozgásokat elviselő merev, vasalt szerkezet (*B*), a mozgást csökkentő (*C*), illetve a mozgástól függetlenített szerkezet (*D*). Az ezen feltételeket biztosító módszereket az *1.9. táblázat* foglalja össze.

Szorocsan (1974) arra az esetre, ha a víztartalom csak *természetes* feldúsulás útján fog növekedni (vö. az 1.4.2.2. fejezettel), a következő megoldások valamelyikét (vagy ezek kombinációját) javasolja:

1. a síkalapot olyan mélységre levinni, hogy a várható duzzadás kisebb legyen a kritikusnál;
2. az alap alatt teljes vagy részleges talajcserét végezni;
3. az alapok alá homokpárnát beépíteni (ez a lokális vízelfolyás ellen is véd);
4. a térfogatváltozó réteget teljes mértékben vagy részlegesen kikapcsoló cölöpöket tervezni;
5. a szerkezetet a várható mozgások felvételére alkalmassá tenni.

Ha csak *szezonális* mozgás várható, az ingadozás zónája alá nyúló sík- vagy cölöpalapot kell tervezni.

Ha nagy valószínűsége van annak, hogy az üzemelés során nagy mennyiségű *víz jut az altalajba* (vagy a talajvíz szintje meg fog emelkedni), a talajt célszerű előzetesen elárasztani. Ez a megoldás akkor is szóba jöhet, ha a természetes feldúsulás mértéke feltehetően jelentős lesz.

1.9. táblázat. Irányelvek a térfogatváltozó talajon álló épületek tervezéséhez GROMKO (1974) szerint

Kategória	Módszer	Megjegyzés
B	Alapozás: tömb sáv lemez	Az alap keskeny és mély legyen, a lemez álljon ellen a hajlításnak
	Padozatok: bordás faanyagú	Legyen hajlításra méretezve és a gerendától függetlenítve
	Falak	A lemezen álló falak legyenek ahhoz hasonlóan hajlékonyak. A merev kapcsolatok előnytelenek. A téglafalakat célszerű acélhuzalokkal erősíteni
C	Csatlakozás: tiszta hajlékony	A szerkezeti elemek kapcsolatát kerülni kell vagy hajlékony, vízzáró anyag kerüljön oda
	Falak: hajlékony monolit acélvázas	A falak vagy a négyszögletes alaprajzú épületrészek egységes egészként emelkedjenek
	Alapozás: három ponton lépsejtszerű sajtók beépítése	
D	Cölöpök, éspedig: függőleges falúak alul szélesítettek	A kis átmérő és a nagy távolság előnyös. A gerenda alatt hézagot kell hagyni
	Függesztett padozatok	A gerendára függesztendők; alsó síkjuk 30–45 cm-re legyen a talaj felszínétől

CHEN (1975) a duzzadási nyomás nagyságából indul ki. Ha ez 250 kN/m^2 körüli érték, sávalap tervezhető, az ezen értéket meghaladó talpfeszültséggel. Ha $p_d > 250$ kN/m^2, a terheket koncentráló pilléralapok kialakítása a célszerű; a köpenyen fellépő emelőerőre való tekintettel az alapozási síkot a $w \cong$ const zónában kell felvenni.

1.5.2. Síkalapozás térfogatváltozó talajon

1.5.2.1. Az alapozási sík felvétele

Az irodalomban az az egységes álláspont alakult ki, hogy az alapozási síkot *mélyebben* kell megválasztani, mint a térfogatváltozásra nem hajlamos talajokban (TERZAGHI, 1960; ZEITLEN és KOMORNIK, 1961; SHITAO HOU, 1984 stb.). Ezzel elérhetjük azt, hogy

a duzzadás (vagy a zsugorodás) átlagos értéke — és ezzel a relatív elmozdulás is — kisebb legyen. Egyes esetekben a mélyebb alapozási sík azért is kedvező, mert csökkenti az altalaj heterogenitásának mértékét, vagy azért, mert a mélyebb rétegek kedvezőbb tulajdonságúak; nem közömbös az a körülmény sem, hogy ezzel közelebb kerülhetünk a víztartalom állandóságát biztosító kapilláris tartományokhoz is (vö. az 1.5.1.3. fejezettel).

Az alapozási síkkal szemben támasztott legáltalánosabb követelmény az, hogy olyan zónába kerüljön, ahol a meteorológiai tényezők hatása már nem jelentős. Ez a mélység — az éghajlattípusok nagy részére — 2 m körül van. Megbízható támpontot adnak erre vonatkozóan a különböző időpontokban meghatározott w-profilok (vö. az 1.4.6.2. fejezettel), vagy akár a zsugorodási repedések lehatolásának megfigyelése.

Az alapozási mélység növelése — önmagában — természetesen nem szünteti meg a térfogatváltozás veszélyét, mert pl. a −2 m-es mélység nem véd egyes fáknak, az üzemi víz elfolyásának stb. hatása ellen. Gyakran figyeltek meg 3–4 m-re alapozott épületeken is károkat (Komornik, 1958), különösen gyakran olyan esetekben, amikor vezetéki víz jutott a talajba (Szorocsan, 1961).

Lényeges követelmény az *azonos alapozási* sík biztosítása is. Az inszoláció okozta párolgás és az infiltráció okozta víztartalom-növekedés mértéke a terep alatti mélységgel változik, így az ebből eredő duzzadás, ill. zsugorodás nagyságát (elsősorban a határoló falak alatt) ezzel tudjuk közel egyenletessé tenni. Ezzel kapcsolatban rögzíthetünk le még egy szabályt is: a térfogatváltozási veszély szempontjából a *teljes alápincézettség* a legkedvezőbb variáns. A pince nélküli épületek a — gazdasági okokból — gyakran magasan megválasztott alapozási sík miatt, a részben alápincézett épületek a mozgás várható egyenlőtlensége miatt nem kedvezőek. (L. még az 1.7.3. fejezetet.)

A magyarországi épületkár-statisztikában 26 olyan, a talaj térfogatváltozásának hatására károsodott épületet tartunk nyilván, amelynek a pincézettségi viszonyai is ismeretesek (Réthási, 1977). Ezek közül mindössze kettő volt alápincézve, a többi 24 nem vagy csak részben. Ha feltennénk, hogy a pincézettségnek nincs szerepe (így $p=0{,}5$ és $q=0{,}5$), a binomiális tétel szerint mindössze

$$p_k=\binom{26}{2}0{,}5^2\cdot 0{,}5^{24}=4{,}8\cdot 10^{-6}$$

annak a valószínűsége, hogy az első kategóriába csak két épület essék (Réthási, 1985). A teljes vizsgálati anyagot felhasználva — és a talaj nemétől függetlenítve — a következőket állapíthatjuk meg. A vizsgálati anyagban 30 olyan szakvélemény van, amelyből egyértelműen megállapítható, hogy az épületnek *csak* az alápincézetlen vagy *csak* az alápincézett szakasza károsodott. Az előzőekben tett megállapítások helyességét bizonyítja, hogy az első csoportba 26, a másodikba mindössze 4 épület sorolható.*

1.5.2.2. A talpfeszültség felvétele

Ha a talaj az építést követően *duzzadni* fog, célszerű a talpfeszültséget — az alap szélességének keskenyebbre választásával, a terhek koncentrálásával stb. — *minél nagyobbra* venni. A legtöbb kutató ezt a követelményt úgy fogalmazza meg, hogy a

* A hazai tapasztalatok is azt bizonyítják, hogy a térfogatváltozás elsősorban a kisebb épületeket károsítja, ezeknél azonban a −2,0 m-es alapozási sík felvétele jelentős többletköltséggel járna. (A szerk.)

talpfeszültségnek meg kell haladnia a duzzadási nyomást (TERZAGHI, 1960; CHEN, 1975 stb.). Helyesen jegyzi meg azonban SZOROCSAN (1974), hogy ezzel az alap emelkedését nem akadályoztuk meg, mert abban a tartományban, ahol a víztartalom növekedni fog, σ_z-nek a mélységgel való csökkenése miatt az esetek többségében lesz olyan része, ahol $\sigma_g + \sigma_z > p_d$.

Még kevésbé tudjuk a talpfeszültség növelésével a *zsugorodás* veszélyét csökkenteni, sőt: ha az alap alatt zsugorodási repedések alakulnak ki, a nagyobb talpfeszültség ezeket könnyebben tudja „zárni".

A talpfeszültség megválasztásakor a következő két körülményre is figyelemmel kell lennünk.

a) Ha a talpfeszültség-eloszlás *nem szimmetrikus* — mint pl. excentrikusan terhelt alapok esetében — az alap és a felszerkezet elferdülhet, mert a kisebbik élfeszültség felőli oldalon a duzzadás mértéke nagyobb lesz (SZOROCSAN, 1974).

b) A tervezés során arra kell törekednünk, hogy a talpfeszültség minden alap alatt *közel azonos* legyen. Ezen szabály be nem tartásának tulajdonítja SILYE (1962) két budapesti épület károsodását: az egyik épületen belül a talpfeszültség 90 és 210 kN/m^2, a másikon belül 86 és 217 kN/m^2 között változott.

Felvetődhet az a kérdés is, milyen nyírószilárdsági paraméterekkel kell számítanunk a megengedhető igénybevételt (a törő-, ill. határfeszültséget): az eredeti vagy a duzzadás utáni értékekkel. E kérdésben helyesnek látszik SZOROCSAN (1974) álláspontját elfogadni, aki szerint a méretezést az első (kompressziós) fázishoz igazodva kell elvégeznünk, tehát az eredeti nyírószilárdsági paraméterekkel kell számolnunk.

1.5.2.3. A térfogatváltozásból származó függőleges elmozdulás számítása

Ha a térfogatváltozó talaj víztartalma megváltozik, ennek előjelétől függően az alap (és a felszín) emelkedik vagy süllyed. A függőleges elmozdulás számításának elve azonos a süllyedésszámítás elvével, vagyis

$$h_d = \sum_{z=H_k}^{H} \varepsilon_{di} z_i , \tag{1.53}$$

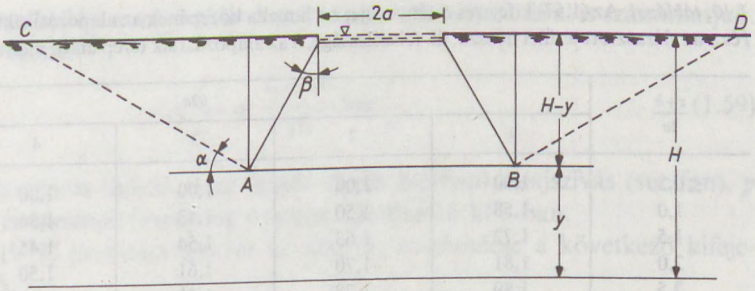
illetve

$$h_s = \sum_{z=H_k}^{H} \varepsilon_{si} z_i , \tag{1.54}$$

ahol H_k és H az a mélység, ahol a víztartalom-változás kezdődik, illetve végződik, z_i az i-edik lamella vastagsága.

Vizsgáljuk először a *duzzadás* folyamatát! Erre vonatkozóan a következőket állapíthatjuk meg:

— H maximális értéke annak a mélységnek felel meg, ahol $\sigma_z + \sigma_g = p_d$, de a valóságban csak a ténylegesen átnedvesedett réteg vesz részt a folyamatban;



1.96. ábra. A felszín emelkedésének meghatározása (SZOROCSAN, 1974)

— az átnedvesedett talajtömeg duzzadási nyomása nemcsak a felette elhelyezkedő talajhasábot emeli meg, hanem az ezt határoló tömeg egy részét is.

Az utóbbi jelenség az *1.96. ábra* segítségével tanulmányozható. A $2a$ szélességű és l hosszúságú aknából leszivárgó víz egy olyan görbe felülettel határolt talajtömeget telít, amelynek kezdeti érintője a függőlegessel β szöget zár be. A $z = H - y$ mélységben felvett lamellának az A, B, C és D pontokkal határolt tömeget kell megmozdítania (ez p_1 feszültségnek felel meg), és le kell győznie az AC és BD síkon működő nyírási ellenállást (ez p_2 feszültségnek felel meg). A két feszültség a következőképpen számítható (KRUTOV et al., 1973; SZOROCSAN, 1974):

$$p_1 = \frac{\varrho(H-y)^2 \operatorname{ctg}\alpha \cdot \sin^2\alpha}{2a + 2(H-y)\operatorname{tg}\beta}, \tag{1.55}$$

illetve

$$p_2 = \frac{c(H-y)\operatorname{ctg}\alpha}{a + (H-y)\operatorname{tg}\beta} + \frac{\varrho(H-y)\operatorname{ctg}^2\alpha \cdot \operatorname{tg}\varphi}{2[a + (H-y)\operatorname{tg}\beta]}, \tag{1.56}$$

ahol c és φ a talaj nyírószilárdsági paraméterei, ϱ a talaj térfogatsűrűsége.

Mivel a megfigyelések szerint az AC és BD síkon a nyírószilárdság nem mobilizálódik, a p_2 feszültséget számításon kívül hagyhatjuk. Így a vizsgált síkon ható mértékadó feszültség:

$$p_m = p_z + S\varrho(z+h) - \varrho h, \tag{1.57}$$

ahol p_z az alapról átadódó feszültség z mélységben, S pedig — $l/2a$ és $(z+h)/2a$ függvényében — az *1.10. táblázatból* vehető ki.

Ezek után a duzzadás okozta emelkedést a következőképpen határozhatjuk meg (SZOROCSAN, 1974).

a) A *felszín* emelkedését az (1.53) kifejezésből számíthatjuk. Az ebben szereplő ε_{di} fajlagos duzzadás a p, ε görbén a $p = p_m$-hez tartozó ε-nal azonos, ahol $p_m = Sz\varrho$. Eljárhatunk úgy is, hogy ε_{di}-t a $p = z\varrho$ feszültségnél olvassuk le, de h_d-t ekkor 0,7-, ill. 0,5-del szoroznunk kell, attól függően, hogy a réteg vastagsága 5–10 m, illetve 10 m-nél nagyobb.

1.10. táblázat. Az (1.57) kifejezés S tényezője; z a lamella közepének az alapozási síktól számított mélysége, l és a az elárasztott terület hossza, ill. félszélessége, h az alapozási sík terep alatti mélysége (SZOROCSAN, 1974)

$\frac{z+h}{2a}$	$l/2a$				
	1	2	3	4	≥5
≤0,5	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
1,0	1,58	1,50	1,43	1,36	1,29
1,5	1,72	1,63	1,54	1,45	1,36
2,0	1,81	1,70	1,61	1,50	1,40
2,5	1,89	1,78	1,67	1,55	1,44
3,0	1,94	1,82	1,71	1,59	1,47
3,5	1,99	1,87	1,75	1,62	1,50
4,0	2,02	1,89	1,77	1,64	1,53
4,5	2,04	1,91	1,79	1,66	1,54
≥5,0	2,07	1,94	1,82	1,69	1,57

b) Az *alaptest* emelkedése a

$$h_d = \sum_{z=H_k}^{H} \varepsilon_{di} \cdot m \cdot z_i \qquad (1.58)$$

kifejezésből számítható, ahol ε_{di} a $p = p_m$-hez tartozó érték, az m tényezőt pedig a p feszültségtől függően a következőképpen kell felvennünk:

p (kN/m²)	<50	50–100	100–150	150–200	200–350
m	0,8	0,75	0,7	0,65	0,6

Számpélda. Legyen egy szivattyúház 24×12 m² alapterületű és $h=1$ m-en alapozott tömbalapjai alatt a talpfeszültség 200 kN/m², a talaj jellemzői pedig a következők: $H=12$ m, $\varrho=20$ kN/m³, $p_d=350$ kN/m² (SZOROCSAN, 1974).

Feltéve, hogy vízelfolyás az épület teljes alapterülete alatt várható, $l/2a=24/12=2$. Az altalajt $z_i=1$ m vastag lamellákra osztva, ki kell számítanunk az ezek középvonalában ható p_m mértékadó feszültségeket. Az első lamellára az (1.57) kifejezés szerint

$$p_m = 140 + 1 \cdot 20\,(0{,}5+1) - 20 \cdot 1 = 150 \text{ kN/m}^2,$$

mivel az 1.10. táblázatban $l/2a=2$-höz és $(0{,}5+1)/12=0{,}12$-hoz $S=1$ tartozik. Tegyük fel, hogy a p, ε_d görbe összetartozó értékpárjai a következők:

p (kN/m²)	70	80	96	119	139	150	180	227	270	320
ε_d (%)	3,2	3	2,4	2	1,9	1,8	1,7	1,3	1	0,7

Így a $p_m=150$ kN/m² nagyságú feszültséghez $\varepsilon_d=1{,}8\%$ tartozik, m pedig az előzőek szerint 0,65-re vehető fel, az első lamella várható duzzadása tehát:

$$h_{d1} = 100 \cdot 0{,}018 \cdot 0{,}65 = 1{,}17 \text{ cm}.$$

A számítást $H=12$ m-ig a többi lamellára is elvégezve, a várható teljes emelkedésre $h_d=14{,}8$ cm-t kapunk.

A várható emelkedést a *talajszívás* fogalmának felhasználásával is számíthatjuk. BRACKLEY (1980) szerint

$$\varepsilon_d\,(\%) = \frac{I_p - 10}{10} \log \frac{s}{p}, \tag{1.59}$$

ahol I_p a talaj plasztikus indexe, s az építés idején mérhető talajszívás (suction), p pedig az önsúly- és hasznos feszültség összege, mindkettő kPa-ban.

AITCHISON (1973) javaslata szerint az alap h_d emelkedése a következő kifejezésből számítható:

$$h_d = \sum_{n=0}^{m} I_p \cdot \Delta \log s \cdot \Delta z_n, \tag{1.60}$$

ahol I_p most az ún. instabilitási index, $\Delta \log s\,(=\Delta pF)$ a talajszívás várható csökkenése, Δz_n pedig az n-edik réteg vastagsága. Az instabilitási index az ε, s görbéből a következőképpen származtatható:

$$I_p = \frac{\partial \varepsilon}{\partial \log s}. \tag{1.61}$$

CHEN et al. (1985) a w_s és w_e $(=w_{kr})$ között lejátszódó teljes S elmozdulást — az 1.3.2.5. fejezetben definiált C_{ps} tényező segítségével — a következőképpen javasolják számítani:

$$S = \sum_{i=1}^{n} C_{psi} \cdot \Delta w_i \cdot z_i, \tag{1.62}$$

ahol Δw_i az épület élettartama alatt várható víztartalom-változás, z_i az i-edik réteg vastagsága. Felhasználva az (1.28) kifejezést az (1.62) képlet a következő alakban is felírható:

$$S = \sum_{i=1}^{n} \frac{S_e + S_s}{z_i} \frac{\Delta w_i}{w_e - w_s} z_i. \tag{1.63}$$

Mivel az első tört nem más, mint a lehetséges legnagyobb fajlagos lineáris térfogatváltozás, az (1.62) képlet azt fejezi ki, hogy ennek olyan hányada következik be, amely Δw és a mértékadó teljes w-tartomány arányával azonos.

CHEN et al. (1985) a számításba veendő Δw-re — abból kiindulva, hogy számszerű értéke a mélységgel csökken — a következő tapasztalati összefüggést adják meg:

$$\Delta w_z = (w_e - K \cdot w_p) \cdot \frac{H - z}{H - 1}, \tag{1.64}$$

ahol z a réteg mélysége (m), K az éghajlati viszonyokra jellemző víztartalomindex — 1 m-en.

Az (1.64) kifejezésben szereplő K tényező is utal arra, hogy az építést követően várható víztartalom becslése igen nehéz feladat. A *fedett* területekre jellemző Δw (illetve egyensúlyi víztartalom) számítására — elsősorban az útépítés vonatkozásá-

ban — több szerző is tett javaslatot (pl. RUSSAM és COLEMAN, 1961; REDUS, 1957), de megbízható módszerek ma sem állnak rendelkezésünkre, így a helyszíni kísérletekre és megfigyelésekre vagyunk utalva. Hasonló a helyzet a mesterséges vízelfolyás hatásának becslését illetően is: igen nehéz reális előrejelzést adni az átázott zóna vastagságára, a telítettségi fokra és ennek térbeli eloszlására, nem is szólva arról, hogy a kezdeti (építési) víztartalmat általában nem ismerjük. Ezekre a nehézségekre céloz CHEN (1975) is, amikor azt írja, hogy a duzzadás előrejelzése nehezebb feladat, mint a süllyedésé.

A várható *zsugorodás* előrejelzése könnyebb, mert

— mértéke gyakorlatilag független a rétegre ható feszültségtől,

— a talajhasábon kívül eső tömegnek nincs szerepe a folyamatban,

de ugyanakkor nehezebb is, mert

— a közeli fák hatását is figyelembe kell vennünk,

— nem tudjuk számításokkal meghatározni a kiszáradási zóna mélységét és a szélsőséges időjárási viszonyokra jellemző *w*-profilt.

Az előrejelzés megbízhatóságát növelni tudjuk, ha a *w*-profilt közvetlenül az építés előtt határozzuk meg, és ha felhasználjuk a területen a mértékadó időpontokban meghatározott *w*-profilokat.

Mind a duzzadás, mind a zsugorodás vonatkozásában nagy jelentősége van a geohidrológiai viszonyok feltárásának: a talajvíz szélső helyzeteinek, a kapilláris tartományok kiterjedésének ismerete nagymértékben növeli az előrejelzés megbízhatóságát.

1.5.2.4. A süllyedéskritériumok figyelembevétele

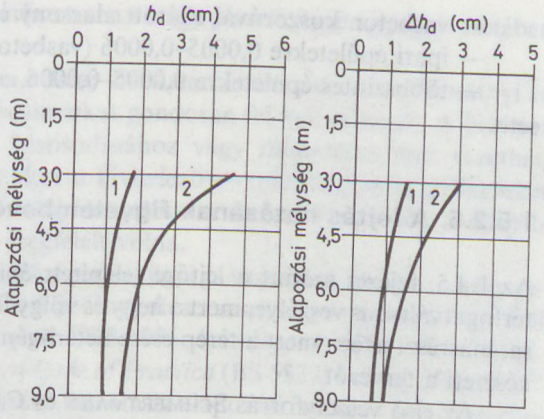
A szerkezetek kritikus (megengedett) elmozdulásainak statikai számításokkal való meghatározása igen bonyolult feladat (nem tudjuk pl. számításokkal követni a teherhordó váz és a többi elem együttdolgozását). Ez ösztönözte a kutatókat arra, hogy az épületeken végzett feszültség- és elmozdulásmérésekre, a károsodások mértékére stb. tett megfigyelésekre támaszkodva, statisztikai alapon határozzák meg a szóban forgó határértékeket (TERZAGHI, 1938; SKEMPTON és MACDONALD, 1956; POLSIN és TOKAR, 1957; BOZOZUK, 1962; BURLAND és WROTH, 1974; RÉTHÁTI, 1977).

A felszerkezet mozgására vonatkozó adatok az ún. süllyedéskritériumok alakjában kristályosodtak ki. Ez alatt részben a definíciót (a deformációs vonal valamely jellemzőjét), részben ezek számszerűen megadott határértékeit értjük. A legismertebb kritériumok a következők: abszolút (átlagos) süllyedés, maximális relatív süllyedés, szögforgás, szögtorzulás, görbületi sugár és billenés. A kérdéssel azért kell itt is foglalkoznunk, mert

— a várható maximális elmozdulást inkább indexszámként, mint süllyedéskritériumként használjuk;

— az épületen belül kialakuló maximális elmozdulás különbség és az elmozdulások átlaga között itt nincs szoros összefüggés;

— áthajlás (felülről domború deformációs vonal) gyakrabban alakul ki, mint a statikus süllyedésre elsődlegesen jellemző lehajlás.



1.97. ábra. Az átlagos emelkedés ($\bar{h}_d$) és az épületen belül mért emelkedéskülönbség (Δh_d) a cölöpcsúcs mélységének függvényében (COLLINS, 1958)

A várható *maximális duzzadás* indexszámként való felhasználására az 1.5.1.3. fejezetben láttunk példát (JENNINGS és KERRICH, 1961). Ezt a mennyiséget használják mérőszámként O'NEILL és GHAZZALLY (1977) is, megállapítva, hogy az általuk vizsgált területen egyetlen épület sem károsodott, amelyre $h_d < 25$ mm volt.

TERZAGHI megfigyelései szerint az épületen belül mérhető Δs_{max} az $\bar{s}$ átlagos süllyedés 50%-a körüli érték. LEUSSINE (1955) a véletlen jellegű mozgásokat vizsgálva azt találta, hogy e két jellemző aránya — a kompresszíbilis réteg mélységétől függően — 0,3 és 0,9 között változik. Térfogatváltozó talajok esetén a szerzők többségének (pl. CHEN, 1975) nem sikerült határozott összefüggést találnia. Az *1.97. ábra* (COLLINS, 1958) azt bizonyítja — ami várható is —, hogy az alapozási mélység növelésével Δh_d csökken, de egyúttal azt is, hogy a $\Delta s_{max}/\bar{h}_d$ arány az egységet is megközelítheti. Ugyanezen szerző különböző típusú épületcsoportokra 0,20 és 0,72 között változó átlagokat határozott meg, a szórás tehát jelentős.

A jelenség azzal magyarázható, hogy a térfogatváltozás mértékét jelentősen befolyásolják a rétegvastagságban és a víztartalomban mutatkozó eltérések (az utóbbi pl. más az épület szélén és közepén), a vezetékek lokális törése, a felszíni víz (tetővíz, öntözés stb.) lokális jellege, a fák egyenlőtlen területi eloszlása (GROMKO, 1974). Az egyenlőtlen nedvesedés lehet az oka annak, hogy egyes esetekben $\Delta h_{max} = \bar{h}_d$ (CHEN, 1975).

Az épület belseje felé fokozatosan növekvő nedvességkoncentráció következtében a teherhordó falak — a határoló falakat kivéve — *áthajlanak*. Az alakváltozásnak ez a típusa azért veszélyesebb a lehajlásnál, mert az épület felső részén a húzással szemben alig van ellenállás. BURLAND és WROTH (1974) szerint akkor járunk el helyesen, ha a relatív lehajlás kritikus értékét a felére csökkentjük. Alátámasztják ezt — többek között — SZAZSIN (1970) megfigyelései is, aki azt találta, hogy egyszintes téglaépületek már $\Delta/L = 0{,}0003$–$0{,}0007$ esetén is károsodnak (ahol Δ a nyílmagasság, L a fal hossza).

SZOROCSAN (1974) vizsgálatai szerint $\Delta/L = 0{,}0003$ esetén már 10 mm széles repedések jelenhetnek meg, a 0,0014-es érték pedig az épület teljes tönkremeneteléhez vezet. A térfogatváltozó talajon álló épületeken végzett mérések szerint az egyes típusokra a következő értékek engedhetők meg:

— vasbeton koszorúval ellátott alacsony épületekre 0,0004–0,0005,
— ipari épületekre 0,0005–0,0006 (vasbeton koszorú esetén 0,0006–0,0007),
— többszintes épületekre 0,0005–0,0006, aszerint, hogy vasalva vannak-e vagy sem.

1.5.2.5. A lejtés hatásának figyelembevétele

Az 1.4.5. fejezet szerint a lejtőre telepített épületeket azért fenyegeti fokozottan a térfogatváltozás veszélye, mert a hegy és völgy felőli oldalon eltérő a talaj vízháztartása, másrészt azért, mert a terep esése heterogén szerkezeti és alapozási megoldásokra készteti a tervezőt.

Az első veszélyforrás SCHMERTMANN és CRAPPS (1980) szerint úgy küszöbölhető ki, hogy a hegy felőli oldalon megakadályozzuk a felszíni és tetővíz beszivárgását, a völgy felőli oldalon pedig rendszeresen öntözzük a talajt. A másik veszély elhárítása céljából célszerű az alapokat lépcsőzni (hogy a takarás mértéke azonos legyen), a szerkezetet pedig úgy kiképezni, hogy merevsége a hegy és völgy felőli oldalon közel azonos legyen. Mivel a fokozott inszoláció hatása pl. járda létesítésével — alig csökkenthető, az azonos szintszám pedig nem kedvelt megoldás (pl. nagy bevágást igényel), a szerkezet megerősítése — pl. az alap fokozottabb mértékű vasalása vagy egy fölé helyezett koszorú beépítése — ritkán kerülhető el.

1.5.2.6. A fák hatásának figyelembevétele

Tekintettel arra, hogy a meglévő fák meghagyása és kivágása egyaránt veszélyt jelent, célszerű az épületeket *a fáktól távol telepíteni.* Amennyiben ez nem lehetséges, a következő irányelvek szerint járhatunk el:

— meg kell állapítanunk a területen lévő fák fajtáját, pontos helyét, magasságát (ennek jelenlegi és az épület élettartama alatt várható értékét), valamint a fák vízszükségletét;

— meg kell vizsgálnunk a környező épületek állagát, különösen azokét, amelyek azonos fajú fák közelében állnak (rögzítve a fákra és az épületekre jellemző minden fontos adatot);

— jellegzetes tavaszi és őszi *w*-profilokat kell beszereznünk vagy magunknak meghatároznunk (igen hasznosak lehetnek a talajszívás-profilok is);

— a kivágásra ítélt fákat minél előbb el kell távolíttatnunk, hogy a szabad területekre jellemző *w*-profil még az építés előtt kialakulhasson.

Ami a *fa fajtáját* illeti, a nyárfa, a szilfa és a fűzfa jelenti a legnagyobb veszélyt. Ha esztétikai vagy egyéb okokból új fák telepítése szükséges, az örökzöldeket és a lassan növő, kis gyökérzetű és vízigényű fákat kell előnyben részesítenünk.

A *talaj* minősítésekor óvatosan kell eljárnunk. A kis plaszticitású agyagok is veszélyesek lehetnek, mert nagy áteresztőképességgel, kisebb telítettségi fokkal, így jobb dréneződési viszonyokkal rendelkeznek (RICHARDS et al., 1983), különösen akkor, ha *a)* a felszín közelében szikla van, vagy *b)* az építés idején a talaj víztartalma

nagy. (Az utóbbi két körülmény természetesen a nagy plaszticitású agyagok esetében is fokozott veszélyt jelent.)*

A *talajvíznek* döntő szerepe van a talaj vízháztartásában, ezért a pillanatnyi és a jövőben várható geohidrológiai viszonyokat gondosan fel kell tárnunk. A hiányos vagy helytelen értékelés az épület károsodásához vagy túlméretezéshez vezethet; DRISCOLL (1983) említ egy esetet, amikor a kivitelező — mivel 3,5 m-ig gyökereket tártak fel a fúrások — 12 m hosszú cölöpökre állította az épületet, holott a talajvíz magas helyzete miatt síkalapozás is megfelelt volna.

Ami a védekezést illeti, az építtetők egészségügyi és esztétikai igényei, a környezetvédelem célkitűzéseinek fokozottabb érvényesítése miatt egyre gyakrabban kell számolnunk a *fák jelenlétével.* Az angliai 1975/1976. évi súlyos aszályt követően pl. az 1980-ban megjelent *British Standard Code of Practica* (BS 5837) már új „filozófiát" tükröz: elsődlegesen nem a fák kivágására, hanem az alapozási rendszer és a felszerkezet megfelelő kiképzésére kell törekednünk.

Síkalapozás esetén az *alapozási sík* mélyítésével csökkenthetjük a veszélyt (az alap szélességének semmi szerepe nincs). Erre egységes szabályt nem lehet adni, van aki elegendőnek tartja a −1,2 m-t (HAMMER és THOMPSON, 1966), mások már a közepes vízigényű fákra is −1,5 m-t javasolnak (BIDDLE, 1983). Adott esetben a kérdést a fejezet bevezetőjében felsorolt adatok birtokában és az 1.4.6. fejezetben írottak alapján kell eldönteni. Szélsőséges éghajlati viszonyok, nagy vízigényű és/vagy az épület közvetlen közelében álló fák esetében a cölöpalapozás is szóba jöhet.

A *szerkezet* kialakítására az 1.5.5.1. fejezet ad irányelveket. Itt is érvényes az az alapelv, hogy a teljes alápincézettség kedvező az épület állékonysága szempontjából.

Szerencsés helyzetben vagyunk, ha olyan mérések (*w*-profil, felszín süllyedése) birtokában vagyunk, amelyeket egy rendkívül száraz és meleg időszakban végeztek. Az 1.92. ábra kapcsán pl. — amelyet az 1955. évi rendkívüli aszály idején határoztak meg — BOZOZUK és BURN (1960) arra hívja fel a figyelmet, hogy a három változó (alapozási mélység, megengedett elmozdulás, a fák távolsága) közül kettőt ismerve, a harmadik meghatározható.

1.5.3. Különleges megoldásokkal kombinált síkalapozás

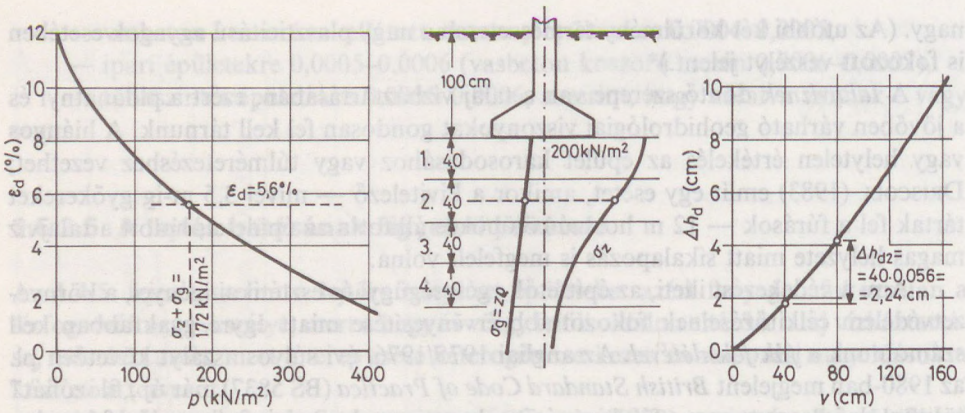
1.5.3.1. Talajcsere

A térfogatváltozási veszély megszüntetésének, ill. csökkentésének legkézenfekvőbb módja a térfogatváltozó talaj teljes vagy részleges eltávolítása és más talajjal való helyettesítése. A talajcserével kapcsolatban a következő kérdésekre kell választ keresnünk:

— a cseretalaj anyaga,

— beépített tömegének geometriai méretei és

* Természetesen, ha a felszínen alapozásra alkalmas szikla van, úgy törekedni kell arra alapozni, ha csak a munkagödör kiemelése nem igényel sok sziklamunkát. (A szerk.)



1.98. ábra. Összefüggés a cseretalaj vastagsága (v) és a várható emelkedés csökkenése (Δh_d) között (számpélda)

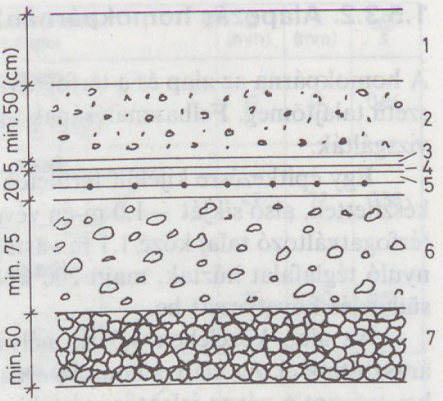
— a tömörítés szükséges mértéke,

— az egyéb megoldásokkal szembeni előnyei és hátrányai.

A cseretalaj *anyagának* két fő követelményt kell kielégítenie: ne legyen térfogatváltozásra hajlamos és ne könnyítse meg az alatta fekvő talaj vízfelvételét. Ebből következik, hogy erre a célra az átmeneti talajok a legalkalmasabbak, bár egyes szerzők (SZOROCSAN, 1974; CHEN, 1975) bizonyos feltételek mellett a szemcsés talajok beépítését is megengedhetőnek tartják. Érdekes adatot közöl SALAS (1957) az andalúziai népi építkezésről: Spanyolország ezen részén az alapok alá a plaszticitását hosszú ideig megőrző mészbetont vagy -habarcsot helyeznek. (Erre hivatkozva elképzelhetőnek tartja, hogy az alapok alá gumit, aszfaltot, salakot vagy parafát helyezve hasonlóan kedvező hatást lehetne elérni.) Szóba jöhet a helyi agyagnak szemcsés talajjal való keverése is, a tapasztalatok szerint azonban ezzel nem lehet a követelményeket kielégítő anyagot nyerni (CHEN, 1975).

A cseretalajból kialakított helyettesítő réteg szükséges *vastagságát* (v) a megengedhető (vagy kényszerűségből eltűrt) h_d- és Δh_d-értékek, valamint a gazdaságossági szempontok szabják meg. A gyakorlatban v ritkán kisebb 1 m-nél, mert hatékonysága az alapozási sík közelében nem nagy, hiszen itt σ_z alig kisebb a talpfeszültségnél. A z_i (=10–20 cm) vastagságú lamellák hatékonyságáról úgy győződhetünk meg, hogy meghatározzuk a középvonalukban működő $\sigma_z+\sigma_g$ feszültségeket, és ezekhez a p, ε_d görbén leolvassuk az egyes *agyag*-lamellákra érvényes ε_d értékeket. Ezt az eljárást követve arra is választ kapunk, hogy v növelésével hogyan csökken a várható h_d emelkedés (példát az *1.98. ábra* mutat be); RAO et al. (1988) szerint a teljes emelkedés 80%-a az aktív mélység kb. 50%-ában zajlik le. A cseretalaj vastagságának felső határa 3 m, ennek túllépése általában gazdaságtalan (CHEN, 1975).

A talajcsere az épületen belül kialakult *egyenlőtlen* emelkedés mértékét is csökkenti, részben azért, mert $\Delta h=f(\overline{h}_d)$, részben pedig azért, mert a „mozgás fészkét" mélyebbre viszi le (vö. az 1.5.2.4. fejezetben említett LEUSSINK-statisztikával). Az is a Δh_{max}-érték csökkenésének irányában hat, hogy a talajcsere a felső rétegeket kap-



1.99. ábra. Talajcsere kialakítása ORDEMIR et al. (1977) javaslata szerint; *1* alaplemez, *2* tömörített homokos kavics; *3* sovány beton, *4* szigetelő réteg, *5* vasbeton aljzat, *6* tömörített szemcsés talaj, *7* kézzel rakott, 5–25 cm nagyságú kövek

csolja ki, tehát éppen azokat, ahol a heterogenitás mértéke a legnagyobb szokott lenni.

A cseretalaj *vízszintes kiterjedésének* a víz elleni védelem szempontjából van jelentősége. CHEN (1975) szerint célszerű a szélességet minél nagyobbra választani (lemezek vagy padozatok alá elhelyezett cseretalaj esetén ajánlatos ennek szélét 2,1–2,5 m-rel az épület kontúrján kívül felvenni).

Helyesen jegyzi meg JENNINGS (1953), hogy valójában a *pince* is talajcserének fogható fel. Elképzelhető az is, hogy egyes esetekben célszerű a nagy vastagságú cseretalaj beépítése helyett pincét létesíteni.

A *tömörítés* szükséges mértékét illetően nem egyértelmű a helyzet. CHEN (1975) $T_{rq} = 90–95\%$ előírását javasolja, függetlenül attól, hogy milyen talajról van szó. Ezzel megnövelhető a talpfeszültség (és ez h_d-t is csökkentheti), és kizárható a 4.4.3. fejezetben ismertetett roskadási veszély, különösen akkor, ha szemcsés talajt (pl. finom homokot) építünk be. Ugyanakkor arra is gondolnunk kell, hogy egyes talajok (pl. az iszap) jelentős mértékben duzzadhatnak, ha hézagtényezőjük rendkívül kicsi. (A tömörítőmunka növelésével a bentmaradó agyag is fokozottabb mértékben tömörödik.)

A talajcsere *előnye* az előzetes elárasztással szemben az, hogy nem kell a teherbírás csökkenésével számolnunk, a kémiai kezeléssel szemben pedig az, hogy kevésbé költséges (CHEN, 1975). Az egyetlen veszély, ami az altalajt fenyegeti, az, hogy az agyag építés közben (vagy később, ha a cseretalaj nem eléggé vízzáró és a felszíni vízelvezetés nem megoldott) vizet kap.

Érdekes megoldást választottak ORDEMIR és társai (1977) a csapadék beszivárgása és a talajvíz emelkedése okozta veszély elhárítására: a cseretalajban aljzatbetonra fektetett szigetelőréteget helyeztek el (*1.99. ábra*).*

* Költségei miatt azonban kis épületnél nem gazdaságos, nagy súlyú épületnél felesleges lehet. (A szerk.)

1.5.3.2. Alapozás homokpárnán*

A homokpárna az alap és a térfogatváltozó talaj közé elhelyezett, trapéz keresztmetszetű talajtömeg. Felhasználásának feltételeit a Szovjetunióban már a 60-as években vizsgálták.

Egy építkezésre kijelölt területen $L = 15$ m hosszú és $B = 0{,}6$ m széles sávalapot készítettek, alsó síkját $-1{,}0$ m-en véve fel (Szorocsan és Burov, 1962). Az alap és a térfogatváltozó talaj közé 1,1 m vastag homokpárnát építettek. Az alapra a felszínig nyúló téglafalat húztak, majd 200 kN/m²-rel terhelték, aminek hatására 35–40 mm süllyedés következett be.

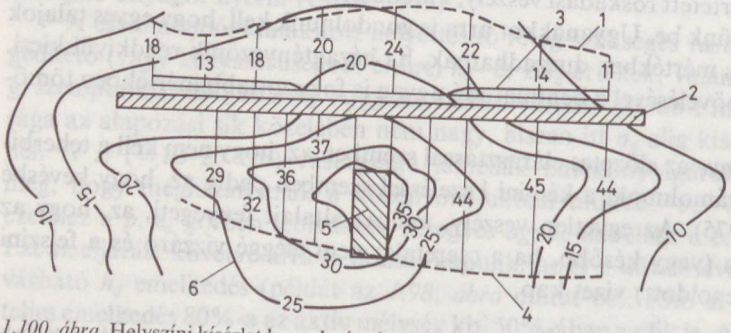
Az alap közelében 3,5 m mély aknát készítettek, és ezt 40 napon át vízzel árasztották el. Az alap, a homokpárna és a felszín emelkedését az *1.100. ábra* mutatja be; eszerint a párna jelentős mértékben megemelkedett, de az alap csak a szélein, és ott is mindössze 2–3 mm-t.

Ugyanezen a területen a párna szélességi és magassági méreteinek szerepét is vizsgálták. A párna alsó szélességét 0,7 és 2,7 m, vastagságát 0,5 és 1,1 m között változtatták; az alap alatti talpfeszültség minden esetben 190 kN/m² volt. A kísérlet eredményét az *1.101. ábra* tünteti fel; mivel az átnedvesedett agyagréteg vastagsága változó volt, a homokpárna hatékonyságát az alap (Δ) és a homokfelszín (s) emelkedésének hányadosával jellemezték. Az ábra szerint

— a párna szélességének 2,5-szeres növelése a Δ/s aránynak 0,7-ről 0,58-ra való csökkenését eredményezi;

— a párna vastagságának 0,7 m-ről 1,1 m-re való növelésével a Δ/s arány 0,84-ről 0,76-ra csökken;

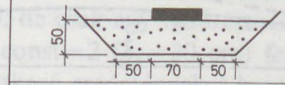
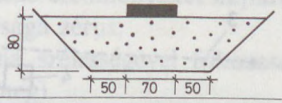
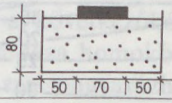
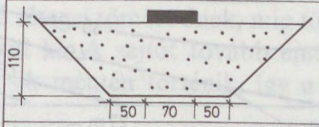
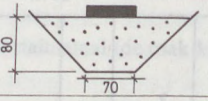
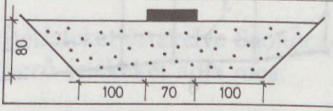
— nagy szerepe van a rézsűkiképzésnek is, amint arról az 1. és 3. eset összehasonlításával magunk is meggyőződhetünk.



1.100. ábra. Helyszíni kísérlet homokpárnára helyezett sávalappal (Szorocsan és Burov, 1962); *1* a homokpárna emelkedése elárasztás után (mm), *2* a sávalap ($L = 15$ m), *3* a sávalap emelkedése (mm), *4* az alap süllyedése 200 kN/m² hatására (mm), *5* 1 · 4 m² alapterületű árasztóakna, *6* a felszín emelkedése (mm)

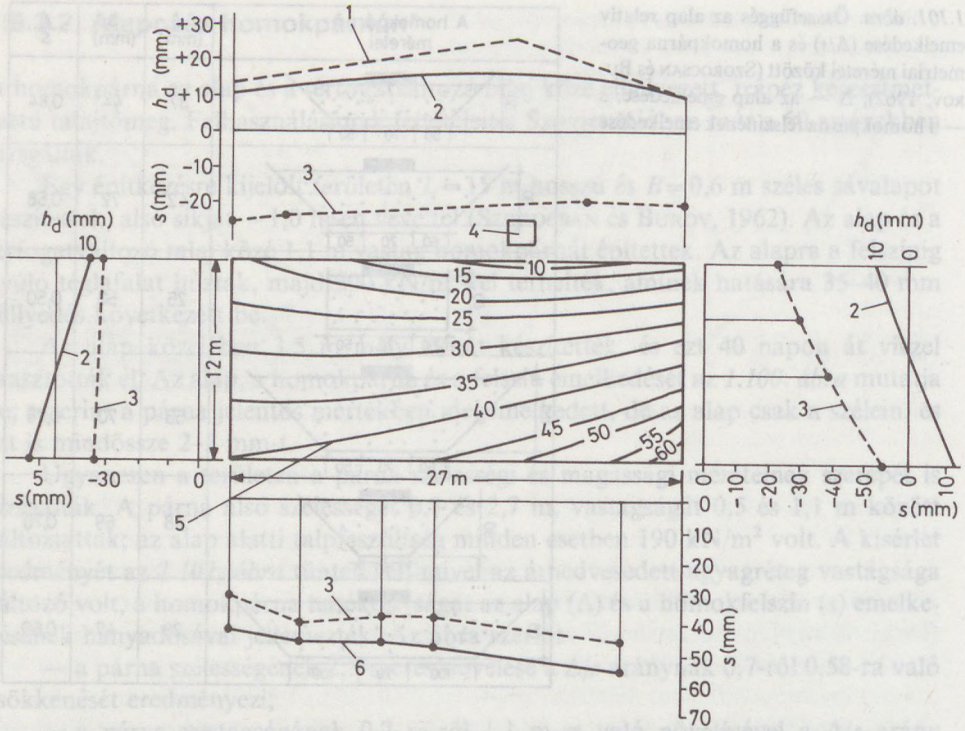
* A homokpárna olyan talajcsere, ahol kizárólag homokot, szabályos geometriai (pl. trapéz) keresztmetszettel dolgoznak be és tömörítenek. (A szerk.)

1.101. ábra. Összefüggés az alap relatív emelkedése (Δ/s) és a homokpárna geometriai méretei között (SZOROCSAN és BUROV, 1962); Δ — az alap emelkedése, s — a homokpárna felszínének emelkedése

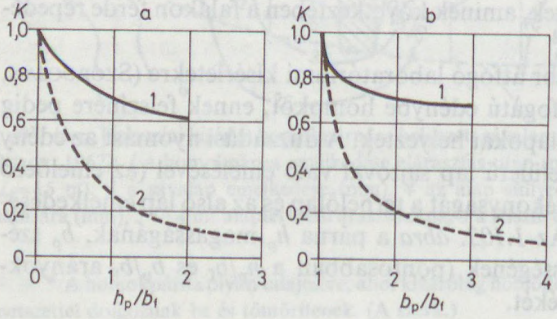
A homokpárna méretei	Δ (mm)	s (mm)	$\frac{\Delta}{s}$
	37	44	0,84
	42	72	0,58
	25	50	0,50
	53	70	0,76
	48	69	0,70
	28	47	0,60

A lokális átázás hatását egy *kivitelezett* kétszintes épületen is megfigyelték (SZOROCSAN et al., 1967). A 27×12 m^2 alapterületű épület 0,9 m széles, $-1{,}1$ m-en elhelyezett sávalapjai alá 0,9 m vastag, alul 150, felül 190 cm széles homokpárnát építettek be. Az épület elkészülte után a főhomlokzat közelében 3,7 m mély aknát létesítettek, amelyet 48 napon át vízzel árasztottak el. Az árasztás előtt és után mért függőleges elmozdulásokat az *1.102. ábra* mutatja be. A közel egyenletes (25–30 mm) süllyedést követően az árasztás hatására a felszín 40 mm-t, főhomlokzat — az akna közelében — 16 mm-t emelkedett. A válaszfalaknak a főhomlokzat felé eső szakasza is emelkedett, az ellenkező oldalra eső szakaszuk — akárcsak az udvari homlokzat főfala — tovább süllyedt. A főhomlokzaton a relatív áthajlás 0,0002 volt (itt repedések nem jelentek meg). A földszinti válaszfalak alapjai (alattuk nem volt homokpárna) egyenlőtlen mértékben emelkedtek, aminek következtében a falakon ferde repedések alakultak ki.

Ilyen előzmények után került sor átfogó laboratóriumi kísérletekre (SZOROCSAN, 1974). Egy $100 \times 150 \times 150$ cm^3 térfogatú edénybe homokot, ennek felszínére pedig 15×100, ill. 20×100 cm^2-es terhelőlapokat helyeztek. A duzzadási nyomást az edény fenekén elhelyezett, 25×150 cm^2 felületű lap sajtóval való emelésével (az emelőerő mérésével) szimulálták. A párna hatékonyságát a terhelőlap és az alsó lap emelkedésének K hányadosával jellemezték. Az *1.103. ábra* a párna h_p magasságának, b_p szélességének és a terhelőlap b_f szélességének (pontosabban a h_p/b_f és b_p/b_f arányoknak) függvényében adja meg K értékét.



1.102. ábra. Egy kétszintes épületen a mesterséges elárasztás után mért függőleges elmozdulások (SZOROCSAN et al., 1967); *1* a homokpárnára helyezett bélyegek emelkedése, *2* az alap emelkedése az árasztás után, *3* az alap süllyedése az árasztás időpontjáig, *4* az árasztás céljából létesített akna, *5* az árasztás után kialakult süllyedések izometrikus vonalai, *6* az árasztásig bekövetkezett süllyedés



1.103. ábra. A terhelőlap és a homokot emelő lap emelkedésének hányadosa a párna magasságának (h_p) és szélességének (b_p), illetve a terhelőlap szélességének (b_t) függvényében (SZOROCSAN, 1974); *1* helyszíni kísérletek, *2* laboratóriumi modellkísérletek

Az első kísérletsorozatot $b_p = \text{const} = 50$ cm szélességgel és 100 kN/m^2 talpfeszültséggel végezték (*a* ábrarész). A kísérleti eredmények szerint a párna *vastagságának* növelésével a hatékonyság nő, de csak egy határértékig (kb. $h_p = 0{,}75\ b_f$-ig). A második kísérletsorozatot $h_p/b_p = \text{const} = 2$ ($h_p = 30$ cm) feltételek mellett végezték (*b* ábrarész). Erre az esetre a következő eredményeket kapták:

— ha $b_p = b_f$, a párna hatékonysága zérus;

— a kompenzáló hatás a párna szélességével fokozatosan nő, de csak egy határértékig (ez kb. 3,5 b_f-nek felel meg).

A homok *tömörségének* a szerepe a következőképpen értékelhető. A sajtót 70 mm-ig emelve a terhelőlap emelkedése laza homokban kisebb volt, mint tömör homokban. Ez Szorocsan (1974) szerint azzal magyarázható, hogy a sajtó kis emelkedésének hatására a laza homok alsó rétegei tömörödnek, míg tömör homok esetében a terhelőlap alatt tömör mag alakul ki. A sajtót tovább emelve a tömör homok oldalirányú elmozdulása a nyírási sík mentén történik, így a helyzet fokozatosan javul.

A kísérletek szerint a hatékonyság nő a víztartalommal (de csak kb. $w = 7\%$-ig) és — valamelyest — a szemnagyság növelésével.

A laboratóriumi és helyszíni kísérleteket értékelve Szorocsan (1974) a homokpárna optimális mértékeire a következő értékeket adja meg:

b_f (m)	A párna méretei	
	h_p	b_p
$0{,}5 < b_f < 0{,}7$	$1{,}20 b_f$	$2{,}2 b_f$
$0{,}7 < b_f < 1{,}0$	$1{,}15 b_f$	$2{,}0 b_f$
$1{,}0 < b_f < 1{,}2$	$1{,}10 b_f$	$1{,}8 b_f$

A homokpárna felhasználásának lehetőségeit és feltételeit a következők szerint foglalja össze:

— kompenzáló hatása csak a $B = 0{,}5$–$1{,}5$ m széles sávalapok esetén jelentős, szoliter alapok alá homokpárnát elhelyezni nem célszerű;

— beépítésével az alap emelkedése kedvező esetben a felére redukálható, lokális átázás esetén pedig jelentős mértékű feszültségátrendeződés várható;

— a süllyedés és a duzzadás mértékének csökkentése érdekében a homok száraz térfogatsűrűségét célszerű $\varrho_d = 1{,}6$ t/m^3-re választani;

— a talpfeszültség növelése kedvező hatású, mert ezzel elősegítjük a tömör mag kialakulását;

— minél nagyobb a talpfeszültség, annál finomabb szemcséjű homok beépítése célszerű.

Abouleid és Reyad (1985) porrá tört agyagot ($w = 11{,}4\%$, $\varrho_d = 1{,}65$ t/m^3) tömörítettek be egy 40 cm magas fémhengerbe. A változó szélességű ($B = 15{,}8$–$23{,}7$ cm) és 294,2 kN/m^2 talpfeszültséget átadó terhelőlap alá változó vastagságban ($h_p = 2$–

15 cm) $\varrho_d = 1{,}7$ t/m^3 térfogatsűrűségre tömörített homokot építettek be. Eredményeik közül a következők érdemelnek figyelmet:

— a teljes emelkedés annál gyorsabban következik be, minél vastagabb a párna (ez a szerkezet szempontjából — mint ismeretes — nem kedvező);

— a vastagság határértéke (amelyen túl a hatékonyság nem nő tovább) az alap szélességének 1/3-a;

— a kétszeres párnaszélesség ($b_p = 2b_f$) 95%-kal csökkenti a maximális emelkedést a párna nélküli esethez és 77%-kal az egyszeres szélesség esetéhez képest.

(Az eredményeket bizonyos fenntartással kell fogadnunk, tekintettel a rendkívül kis méretekre.)

Moussa et al. (1985) porrá tört, légszáraz agyagot tömörítettek egy 2 cm magas és 7,5 cm átmérőjű ödométergyűrűben. A homokot vagy az agyag tetejére, vagy az agyag alá, vagy a tetejére és köré helyezték. A kis méretek itt sem teszik lehetővé messzemenő következtetések levonását, a következő két megállapításuk mégis figyelemre méltó:

1. a duzzadás nő a homok tömörségének növelésével, így a teherbírás és az elmozdulás ellentétes irányú változása miatt optimumra kell törekednünk;
2. a finom homok hatékonyabb, mint a durva szemcséjű.

A szerzők nem veszik figyelembe a homok roskadását. Első megállapításuk azzal egészíthető ki, hogy a laza homok jelentős roskadást szenvedhet (Réthási, 1963 és 1965). Második következtetésük azért kérdőjelezhető meg, mert a finom homok fokozottabban hajlamos roskadásra, így lehetséges, hogy a hatékonyságnövekedés egy része a fokozottabb mértékű roskadásból adódott.

1.5.3.3. Alapozás előzetesen nedvesített altalajon

A talaj előzetes nedvesítése akkor jó és gazdaságos megoldás, ha bizonyosak vagyunk afelől, hogy az építést követően a talaj víztartalma olyan mértékig fog megnövekedni, amely káros duzzadás kialakulásához vezet. (A döntés szempontjából közömbös, hogy ezt nedvességfeldúsulás, a talajvízszint emelkedése vagy felszíni, ill. üzemi víz beszivárgása idézi-e majd elő.) A módszer alkalmazásának nincsenek különösebb feltételei, célszerű mégis a következő szempontokat figyelembe vennünk.

a) Mivel a vízzel való elárasztás csökkenti a talaj nyírószilárdságát és összenyomódási modulusát, a talpfeszültséget nem célszerű 80–150 kN/m^2-nél nagyobbra venni (Szorocsan, 1974). Ez egyúttal azt jelenti, hogy az előzetes nedvesítés kis terhelésű épületek vagy pl. lemezalap esetén kerülhet szóba.

b) Hatékony nedvesítés akkor várható, ha a talaj áteresztőképessége viszonylag nagy (Jennings, 1953), pl. ha a talaj repedezett (Felt, 1953). A túlzottan kis áteresztőképesség — amellett, hogy az időigényt megnöveli — azzal a veszéllyel járhat, hogy az építés után jelentős mértékű duzzadás következik be (Chen, 1975).

Ami a *technológiát* illeti, két alapesetet különböztethetünk meg:

— az épület kontúrján belüli eredeti *térszín* (esetleg a kiemelt pincetömb) elárasztása,

— a *munkagödrök* vízzel való folyamatos feltöltése.

Az első módszert követve a kontúr közelében földgátakat kell létesítenünk, de eljárhatunk úgy is (CHEN, 1975), hogy az elárasztott munkagödrökben felhúzott alapfalak töltik be a gát szerepét. Mindkét módszer *fúrólyukakkal* kombinálható, az átnedvesedés mértékének növelése és az időigény csökkentése céljából (SZOROCSAN et al., 1967, de használatos Dél-Afrikában is). A nedvesítés előtt célszerű a felszínt kaviccsal borítani (a száradás mértékének csökkentésére), és célszerű a fúrólyukakat is kaviccsal kitölteni.

A fúrások javasolható átmérője 80 mm; távolságukat a talaj szerkezete és áteresztőképessége szabja meg, de 4 m-nél nem tanácsos nagyobbra venni (SZOROCSAN, 1974). A nedvesítendő tömb alsó síkját a víztartalom-változás várható térbeli kiterjedése, a határmélység és a megengedhető duzzadás figyelembevételével kell felvenni. (Ezt a szintet a fúrásokkal elegendő 50 cm-re megközelíteni.)

Az árasztás szükséges *időtartama* a talaj jellemzőitől, az elérendő mélységtől és a fúrások távolságától függ, de ritkán kisebb 2–3 hónapnál. A nedvesedési folyamatot célszerű víztartalom-mérésekkel, valamint a felszín és az egyes réteg emelkedésének mérésével figyelemmel kísérni. Az árasztás akkor állítható le, ha ezek az értékek aszimptotához közelednek. Befejezhető az árasztás akkor is, ha a laboratóriumi vizsgálatok alapján számított duzzadás bizonyos hányada bekövetkezett, de helyesebben járunk el, ha az idősorra görbéket fektetünk, és a legjobban illeszkedő görbe aszimptotáját tekintjük mértékadónak.

Az előzőekben említett mérésekkel közelítő összefüggéseket is megállapíthatunk. SZOROCSAN et al. (1967) pl. megfigyelték, hogy a felszín $\Delta w = 4\%$-os átlagos növekedésre 75 mm-t, $\Delta w = 8\%$-ra 150 mm-t emelkedett.

Az *alapok alá* térfogatváltozásra nem hajlamos talajt kell helyeznünk, részben a párolgás csökkentése, részben a megfelelő munkafelület kiképzése céljából. A felpuhult talajtömb összenyomódása csökkenthető, ha felső rétegét mésszel átkeverjük, majd tömörítjük (MC DOWELL, 1959); GROMKO (1974) szerint a mész mennyiségének arányát legalább 4%-ra kell választanunk ahhoz, hogy a plaszticitás csökkenésének és a szilárdság növekedésének mértéke megfelelő legyen.

Az eljárást több szerző aggályosnak, egyes esetekben kifejezetten hátrányosnak minősíti; az érvek és ellenérvek a következőkben foglalhatók össze.

1. Az előzetes nedvesítés *időigényes* (GROMKO, 1974; CHEN, 1975).

Az eljárás valóban 3-4 hónapot, egyes esetekben 6-8 hónapot igényel, így csak akkor jöhet szóba, ha ez az idő rendelkezésre áll.

2. Fennállhat a *túlnedvesedés* veszélye, vagyis kedvezőtlenül változnak a talaj nyírószilárdsági és alakváltozási jellemzői (JENNINGS, 1953; CHEN, 1975).

A megnövekedett víztartalomhoz tartozó e, φ, τ és E_s paraméterek a laboratóriumi vizsgálatok segítségével előrejelezhetők (de a helyszínen is mérhetők), ezzel a károsodás megelőzhető. Kétségtelen, hogy a talpfeszültséget csökkenteni kell, és a süllyedés is nagyobb lesz, mint árasztás nélkül lenne. Így pl. SZOROCSAN et al. (1967) egy egyszintes épület 100 kN/m^2-rel igénybe vett sávalapjaira 3,4–3,7 cm süllyedést mértek, az is igaz viszont, hogy ez nem idézett elő káros alakváltozást.

3. Az *elárasztást követően* is várható duzzadás (FELT, 1953; O'NEILL és POURMOAYED, 1980).

Ez a jelenség a víztartalom és az egyes rétegek emelkedésének mérésével ellenőrizhető, a veszély minimálisra csökkenthető. Az építést követő duzzadást be is tervezhetjük, ha nagyságát megbízhatóan becsülni tudjuk, és a szerkezet állékonyságára nem jelent veszélyt.

4. A nedvesített talajtömb utólag *kiszáradhat*, főleg az épület szélein (O'NEILL és POURMOAYED, 1980), de a ciklikus nedvesedés-száradás veszélye is fennáll (CHEN, 1975).

Az utólagos száradás ellen — bizonyos mértékig — az 1.5.6. fejezetben leírt irányelvek figyelembevételével védekezhetünk. Eleve nem áll fenn az említett két veszély, ha a talaj állandóan vizet fog kapni (üzemi víz, a felszínről beszivárgó víz, a talajvízszint tartós emelkedése).

5. Az előzetes elárasztással nem lehet *egyenletes víztartalom-eloszlást* biztosítani (CHEN, 1975), különösen az arid és szemi-arid területeken (O'NEILL és POURMOAYED, 1980).*

Ez kétségtelenül az egyik legnagyobb veszély (előzetesen nem értékelhető egyenlőtlen emelkedés következhet be), az irodalomban ugyanakkor erre vonatkozó példa nem olvasható.

1.5.3.4. A térfogatváltozó talaj kémiai stabilizációja

A kémiai stabilizáció célja a talaj térfogatváltozási paramétereinek kedvezőbbé tétele (pl. ε_d csökkentése), de a legtöbb esetben egyéb fizikai jellemzők (pl. a nyírószilárdság) előnyös megváltozására is számíthatunk. Erre a célra a mész és a cement a legmegfelelőbb, de számos kísérletet végeztek egyéb szervetlen anyagokkal (Na-szilikáttal és -kloriddal, Ca-kloriddal), valamint szerves anyagokkal is.

A *mész* hatása kettős: az egyik a báziscsere (az egy vegyértékű Na, H stb. helyébe két vegyértékű Ca lép, ezzel kedvezően változnak a térfogatváltozási jellemzők), a másik a talajban lévő Si- és Al-vegyületekkel létrejövő puzzolán-reakció (ennek szilárdságot növelő hatása van). A flokkuláció révén kedvezően változik a talaj szerkezete is (CHEN, 1975). A fizikai jellemzők közül w_L, I_p, ε_d, ε_s és p_d jelentősen csökken, w_s, E_s és a nyírószilárdság viszont nő. A mész hatékonysága pernye adagolásával tovább növelhető (GROMKO, 1974).

A mész kétféleképpen juttatható a talajba: *keveréssel* és *injektálással*. Az első esetben a talajt ki kell emelni, majd 2–8% mésszel homogénre összekeverni, és visszahelyezve tömöríteni. Az injektálás során az anyag a repedésekbe hatol be, a közbezárt rögök belseje felé irányuló migráció lassú folyamat (THOMPSON és ROBNETT, 1976), így egyes szerzők szerint inkább a víztartalmat megőrző és nedvesítő hatása érdemel elsődlegesen figyelmet (GROMKO, 1974; O'NEILL és POURMOAYED, 1980). A tervezés során az 1.4.2.4. fejezetben említett veszélyre is figyelemmel kell lenni.

* Száraz és félszáraz területek. (A szerk.)

A *cement* előnye a mésszel szemben a kisebb reakcióidő és az elérhető nagyobb szilárdság, hátránya a kedvezőtlenebb keverhetőség (nem oldódik) és a nagyobb költség. Hatásmechanizmusa hasonló a mészéhez. A duzzadást kb. azonos mértékben csökkenti, mint a mész, de a zsugorodást 25–50%-kal nagyobb mértékben.

A *szerves anyagok* jó vízzárást biztosítanak és késleltetik az adszorpciót (Gromko, 1974; Chen, 1975). Annak ellenére, hogy egyes anyagokkal a duzzadás teljesen kiküszöbölhető, a helyszíni kísérletek eddig nem kecsegtetnek túlzott reményekkel. Viszonylagos nagy költsége miatt kémiai stabilizációra ritkán kerül sor. Egyes esetekben gazdaságos lehet, így pl. akkor, ha egy nagy alapterületű épület padozatának felfüggesztése csak költséges megoldás árán lenne lehetséges (Chen, 1975).

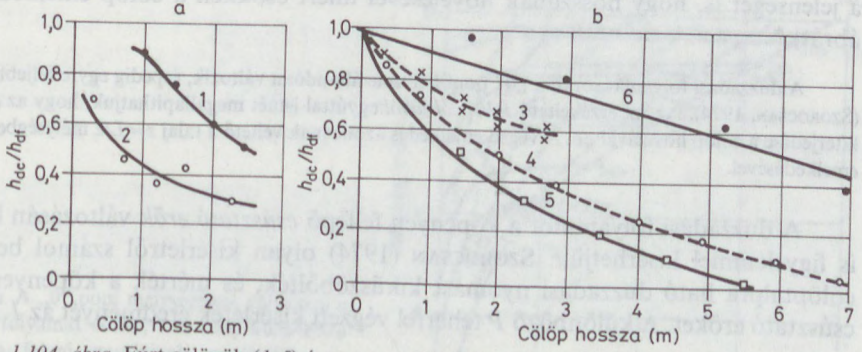
1.5.4. Cölöpalapozás térfogatváltozó talajon

1.5.4.1. A térfogatváltozó talajban álló cölöpök erőjátéka

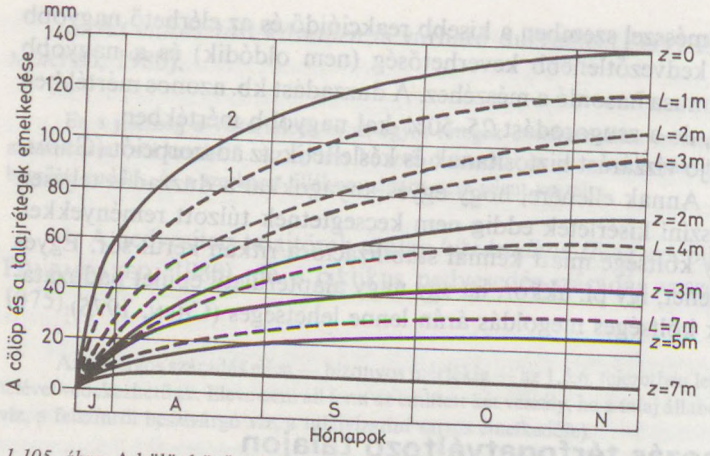
Ha a cölöpöt határoló talajtömeg vizet vesz fel, duzzadási folyamat indul meg. Mivel a talaj minden irányban expandál, a cölöp köpenyére is nyomást fejt ki, és — mert eközben fokozatosan emelkedik — a súrlódás révén a cölöpöt is felfelé kényszeríti. A jelenséget vizsgálva elsősorban arra kell választ kapnunk, milyen szerepe van a cölöp hosszának, a ráható tehernek és a cölöpkészítés technológiájának.

Szorocsan és Burov (1963) olyan betoncölöpökkel végeztek kísérleteket, amelyek talpa nem ért le a fúrólyuk aljáig. A cölöpök hossza változó (1, 1,5, 2 és 2,5 m), a rájuk adott fajlagos teher viszont azonos volt (a köpeny 1 m^2-ére 24 kN). A kísérletek eredményét bemutató *1.104. ábra* szerint a cölöpök emelkedése a hossz növelésével csökkent.

Az eredmény meglepőnek tűnik, hiszen azt hihetnénk, hogy a köpeny felületének növekedésével nő a duzzadási nyomás hatástere, így nőnie kellene az emelkedésnek



1.104. ábra. Fúrt cölöpök (*1–5*) és egy vert (*6*) cölöp (h_{dc}) emelkedésének a felszínemelkedésének (h_{df}) a viszonya a cölöp hosszának függvényében; *a)* Szorocsan és Burov (1963), *b)* Szorocsan (1974)



1.105. ábra. A különböző L hosszúságú cölöpök és a talaj z mélységben fekvő pontjainak emelkedése (SZOROCSAN, 1974)

is. Hogy ez mégsem így van, annak okára az *1.105. ábrából* következtethetünk. Az idősorok tanúsága szerint

a) a cölöp emelkedése — hosszától függetlenül — kisebb, mint a felszín emelkedése;

b) a hosszabb cölöpök emelkedése kisebb, mint a felső, de nagyobb, mint az alsó rétegek emelkedése.

A *b)* alatti megállapítás igazolására figyeljük meg az $L=4$ m hosszú cölöp viselkedését! Ennek a cölöpnek nagyobb az emelkedése, mint a $z=3$, 5 és 7 m-es síkok emelkedése, de kisebb, mint a $z=0$ és 2 m-en felvett képzeletbeli síkok emelkedése.

Az előzőekben vázolt helyzetet az *1.106. ábra* tünteti fel. Amint az a *b* ábrarészen látható, a talajtömegben felvett síkok között van egy kitüntetett sík, amelynek emelkedése éppen azonos a cölöp h_{dc} emelkedésével. Ezen sík felett a cölöpre *emelő erő*, alatta *fékező erő* hat. Így a „0" pont feletti, ún. aktív tartományban kialakuló erőkkel szemben az alsó tartomány jelenti a „befogást". Ezzel megmagyaráztuk azt a jelenséget is, hogy hosszának növelésével miért csökken a cölöp emelkedése (l. *d* ábrát).*

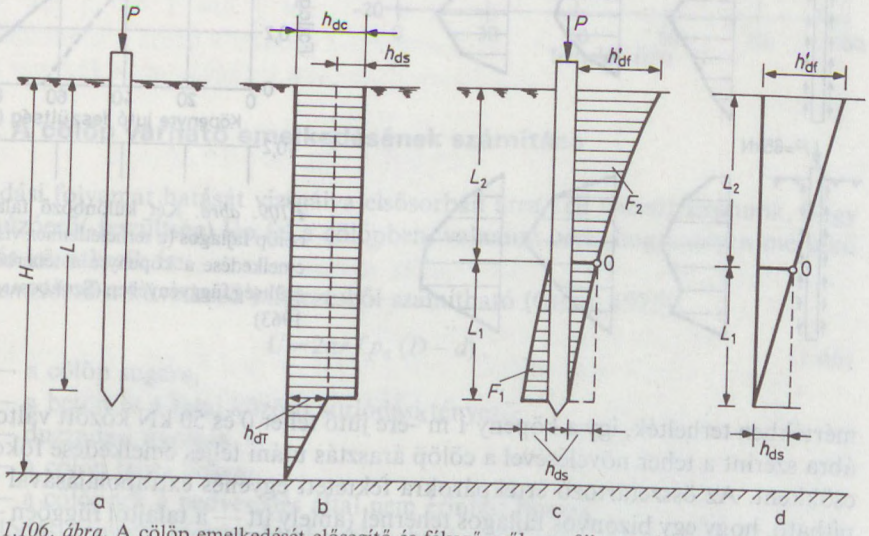
A duzzadási folyamat során a „0" pont helyzete állandóan változik, éspedig egyre feljebb vándorol (SZOROCSAN, 1974). Az ezt érzékeltető *1.107. ábrából* egyúttal ismét megállapíthatjuk, hogy az aktív zóna kiterjedése a cölöp hosszával nő. A végső emelkedés azonosnak vehető a talaj $z=L/2$ mélységben mérhető emelkedésével.

A duzzadási folyamatot a köpenyen fellépő *csúsztató erők* változásán keresztül is figyelemmel kísérhetjük. SZOROCSAN (1974) olyan kísérletről számol be, ahol a cölöptalpra ható duzzadási nyomást kiküszöbölték, és mérték a köpenyen fellépő csúsztató erőket. A különböző P teherrel végzett kísérletek eredményét az *1.108. ábra*

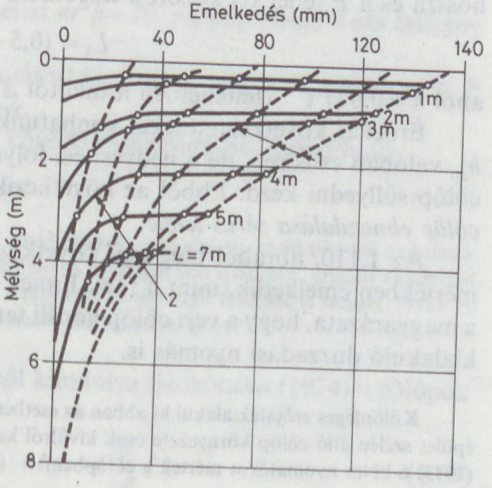
* Ez magyarázó ábra, H számszerű értéke érdektelen; a *d* ábra az emelő és fékező erők zónáját ábrázolja. (A szerk.)

mutatja be. Eszerint a duzzadási folyamat megindulásától kezdve a *I*-erők átrendeződnek, éspedig annál nagyobb mértékben, minél kisebb a cölöpre ható külső *P* erő. Az ábra egyben a „0" pont létezését is bizonyítja, de egyúttal azt is, hogy egy *kritikus terhet* elérve a *fékezési zóna eltűnik*, és a cölöp teljes hossza mentén azonos előjelű csúsztató erők lépnek fel.

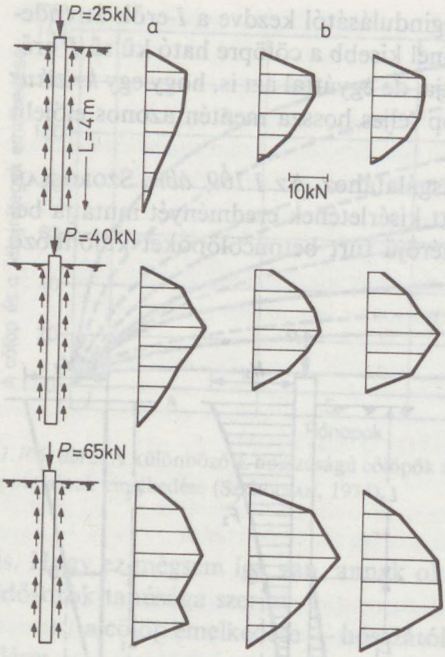
Ezzel eljutottunk a *teher* szerepének a vizsgálatához. Az *1.109. ábra* SZOROCSAN és BUROV (1963) két különböző talajon végzett kísérletének eredményét mutatja be. Az egységesen 1,5 m hosszú és 200 mm átmérőjű fúrt betoncölöpöket különböző



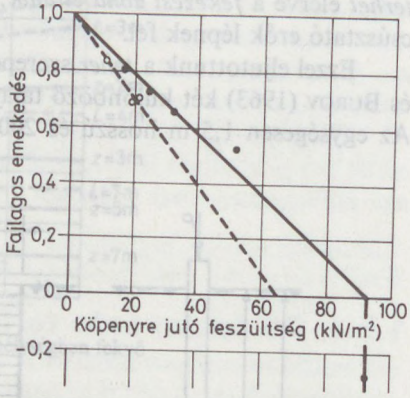
1.106. ábra. A cölöp emelkedését elősegítő és fékező erők, a „0" pont értelmezése (SZAZSIN, 1968)



1.107. ábra. A „0" pont mélységének változása a duzzadási folyamat során; *1* a talaj különböző mélységben fekvő pontjainak emelkedése az árasztási folyamat során, *2* a „0" pont helyzetét ábrázoló görbék (SZOROCSAN, 1974)



1.108. ábra. A köpenyen fellépő csúsztató erők eloszlása az árasztás előtt (*a*) és az árasztás két időpontjában (*b*) (SZOROCSAN, 1974)



1.109. ábra. Két különböző talajban álló cölöp fajlagos (a terheletlenhez viszonyított) emelkedése a köpenyre a teherből jutó feszültség függvényében (SZOROCSAN és BUROV, 1963)

mértékben terhelték, így a köpeny 1 m^2-ére jutó teher 0 és 50 kN között változott. Az ábra szerint a teher növelésével a cölöp árasztás utáni teljes emelkedése fokozatosan csökkent. Az összetartozó értékpárokra fektetett egyenes extrapolálásával megállapítható, hogy egy bizonyos fajlagos tehernél (amely itt — a talajtól függően — 65, ill. 90 kN/m^2 volt) *a cölöp emelkedése várhatóan zérus lesz.*

A fékező zóna kiterjedése — mint láttuk — a teher növelésével csökken. Egyik kísérletsorozatát értékelve SZOROCSAN (1974) úgy találta, hogy a tartomány L_1 hossza és a P teher (t) között a következő összefüggés áll fenn:

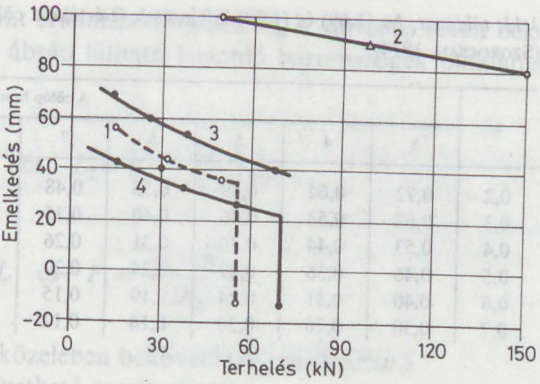
$$L_1 = (0{,}5 - kP)\, L\,, \tag{1.65}$$

ahol $k = 0{,}077\ \mathrm{t}^{-1}$ (feltehetően a talajtól is függő) állandó.

Érdekes következtetéseket vonhatunk le az *1.110. ábrából:* a teher növelésével h_{dc} valóban csökken, de a nedvesítési folyamat során az emelkedés megszűnik, és a cölöp süllyedni kezd. Ebből az következik, hogy *nincs olyan teher, amely mellett a cölöp elmozdulása zérus lenne.*

Az 1.110. ábrából még egy következtetést levonhatunk: a *vert cölöp* nagyobb mértékben emelkedik, mint a fúrt. Ennek a mások által is megfigyelt jelenségnek az a magyarázata, hogy a vert cölöp körüli tartomány tömörebb, így nagyobb a talajban kialakuló duzzadási nyomás is.

Különleges erőjáték alakul ki abban az esetben, ha a nedvesítés nem tengelyszimmetrikus, pl. ha az épület szélén álló cölöp környezete csak kívülről kap vizet. Ilyen esetet vizsgálva KOMORNIK és ZEITLEN (1973) 6 kNm nyomatékot mértek a cölöpben.



1.110. ábra. A cölöp emelkedése a teher függvényében; *1, 3, 4* fúrt cölöpök ($L=2$, 4, ill. 4,5 m), *2* vert cölöp ($L=5$ m) (SZOROCSAN, 1974)

1.5.4.2. A cölöp várható emelkedésének számítása

A duzzadási folyamat hatását vizsgálva elsősorban arra kell választ kapnunk, hogy milyen húzóerő(-feszültség) lép fel a cölöpben, valamint arra, hogy milyen mértékű emelkedés következik be.

Az *emelőerő* a következő kifejezésből számítható (CHEN, 1975):

$$U=2\pi r f p_d (D-d), \tag{1.66}$$

ahol r — a cölöp sugara,
f — a beton és a talaj közötti súrlódási tényező,
p_d — duzzadási nyomás,
D — a cölöp teljes hossza,
d — a cölöpnek a nedvesedés által nem érintett hossza.
(Az f súrlódási tényező kísérletekből határozható meg, értéke 0,15 körül van.)

Az emelkedést *akadályozó* erő:

$$W=\pi r^2 p+2\pi r s d, \tag{1.67}$$

ahol p a cölöp talpán átadódó feszültség (tehát $\pi r^2 p=P$), s a köpenysúrlódás fajlagos értéke.

Az (1.66) és (1.67) kifejezéseket egymással egyenlővé téve számítható az a P teher, amely mellett az emelkedés zérus lesz.

A vasalással felveendő *húzóerő* (T) a következő kifejezésből számítható:

$$T=2\pi r s d-P. \tag{1.68}$$

A húzófeszültség okozta repedések rendszerint a nedvesedési zóna alsó határoló síkjánál alakulnak ki (CHEN, 1975). Az első időkben, amikor a cölöpök erőjátéka még nem volt tisztázott, számos vasalatlan vagy gyengén vasalt cölöp ment tönkre, elsősorban a nagyobb hosszúságú cölöpök (COLLINS, 1958). A tönkrement cölöp természetesen nagyobb mértékben emelkedik is, mert $W=0$.

A cölöpre ható csúsztatófeszültségekből kiindulva SZOROCSAN (1974) a cölöpök várható h_{dc} emelkedését a

$$h_{dc}=\Omega (h_{df}-h_{dT})+h_{dT}-\frac{\omega}{n\beta}P, \tag{1.69}$$

1.11. táblázat. Az (1.69) és (1.70) kifejezések Ω-értéke a cölöphossz és az α-tényező függvényében (SZOROCSAN, 1974)

α	A cölöp hossza (m)									
	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
0,2	0,72	0,64	0,59	0,53	0,48	0,44	0,40	0,37	0,34	0,31
0,3	0,62	0,53	0,46	0,40	0,35	0,31	0,27	0,24	0,21	0,19
0,4	0,53	0,44	0,36	0,31	0,26	0,22	0,19	0,17	0,15	0,13
0,5	0,46	0,36	0,29	0,24	0,20	0,17	0,14	0,12	0,10	0,09
0,6	0,40	0,31	0,24	0,19	0,15	0,13	0,11	0,09	0,08	0,07
0,7	0,30	0,26	0,20	0,16	0,12	0,10	0,08	0,07	0,07	0,05

illetve a

$$h_{dc} = \Omega\, h_{df} - \frac{\omega}{n\beta} P \tag{1.70}$$

képletek segítségével javasolja számítani, aszerint, hogy a cölöp csúcsa a térfogatváltozó talajban vagy annak alsó síkján áll. A képletekben használt jelölések:

Ω — az *1.11. táblázatból,* a cölöphossz és az (1.71) kifejezésből számolt α tényező alapján kivehető érték,
h_{df} — a felszín emelkedése,
h_{dT} — a talajnak a cölöpcsúcs síkjában bekövetkező emelkedése,
n — állandó ($3{,}2\pi r$),
β — állandó ($=30$–75 t m^{-3}),
P — a cölöpre jutó teher (t),
ω pedig a cölöp hosszával a következőképpen változó állandó:

hossz (m)	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
ω	0,27	0,15	0,11	0,07	0,05	0,04	0,03	0,024	0,02	0,016

Az α tényező a következő egyenlet állandója:

$$h_{dz} = h_{df} \exp(-\alpha z), \tag{1.71}$$

ahol h_{dz} a z mélységben felvett sík várható emelkedése.

A várható emelkedés számításakor SZAZSIN (1968) figyelembe veszi az 1.106. ábra szerint értelmezett „0" pontot, valamint azt is, hogy adott esetben a talajnak a cölöpcsúcs síkjában bekövetkező emelkedése nem játszik szerepet. A szerző abból indul ki, hogy az emelkedést előidéző és akadályozó erők által kifejtett munkának azonosnak kell lennie, vagyis

$$f \cdot 2\pi r \cdot F_2 = f \cdot 2\pi r \cdot F_1 + P h_{ds}, \tag{1.72}$$

ahol F_2 és F_1 az 1.106/*d* ábra szerint értelmezett terület, h_{ds} a súrlódás révén bekövetkező emelkedés. Az ugyanezen ábrán látható hasonló háromszögek oldalainak arányára felírható, hogy

$$L_1 = \frac{h_{ds}}{h'_{df}} L \quad \text{és} \quad L_2 = \left(1 - \frac{h_{ds}}{h'_{df}}\right) L,$$

így

$$F_1 = \frac{h_{ds}^2}{2h'_{df}} L \quad \text{és} \quad F_2 = \frac{h_{df}^2 - h_{ds}^2}{2h'_{df}} L.$$

(h'_{df} a felszínnek a cölöp közvetlen közelében bekövetkező emelkedése.)

A munkák azonosságából levezethető emelkedés így

$$h_{ds} = 0{,}5 h'_{df} \left[\sqrt{\left(\frac{P}{2\pi r f L}\right)^2 + 2} - \frac{P}{2\pi r f L} \right]. \tag{1.73}$$

A h'_{df} emelkedés és az L vastagságú talajtömb átnedvesedésekor bekövetkező h_{df} felszíni emelkedés között a kísérletek szerint a következő összefüggés van:

$$h'_{df} = 1{,}4\,(1 - kL)\, h_{df}, \tag{1.74}$$

így a cölöp emelkedése (a talp h_{dT} emelkedését is figyelembe véve):

$$h_{dC} = 0{,}7\,(1 - kL)\, h_{df} \left[\sqrt{\left(\frac{P}{2\pi r f L}\right)^2 + 2} - \frac{P}{2\pi r f L} \right] + h_{dT}. \tag{1.75}$$

Az (1.74) kifejezésben szereplő k állandó a cölöp típusától és hosszától függ; ha $L > 3$ m, vert cölöpre $k = 0{,}10$, fúrt cölöpre $k = 0{,}12$.

Ha a cölöp csúcsa a térfogatváltozó talaj *fedőrétegében* van, a cölöp emelkedése a következő kifejezésből számítható:

$$h_{dc} = 0{,}7\,(1 - kL)\, h_{df} \left[\sqrt{\left(\frac{P}{2\pi r f L}\right)^2 + 2(1 - s)} - \frac{P}{2\pi r f L} \right] + h_{dT}. \tag{1.76}$$

A felső réteg hatását figyelembe vevő s magasság a következő kifejezésből számítható:

$$s = 2 \frac{f_f h_f}{f L},$$

ahol f_f a felső rétegre jellemző fajlagos köpenysúrlódás, h_f a felső réteg vastagsága.

Ha a cölöp *harántolja* a térfogatváltozó réteget, és az alatta fekvő réteggel L_a hosszon érintkezik, akkor (fedőréteget is feltételezve):

$$h_{dc} = 0{,}7\,(1 - kL)\, h_{df} \left[\sqrt{\left(\frac{N}{2\pi r f L}\right)^2 + 2(1 - s)} - \frac{N}{2\pi r f L} \right], \tag{1.77}$$

ahol

$$N = P + 2\pi r f_a L_a \,. \qquad (1.78)$$

Szazsin (1968) különbséget tesz aszerint, hogy a víz felülről vagy alulról (a talajvízszint megemelkedése következtében) éri el a cölöp környezetét. Az első esetben az (1.77), a második esetben az (1.76) kifejezésből javasolja a cölöp emelkedését számítani. (Ez összhangban van az 1.5.4.1. fejezetben írottakkal is, nevezetesen azzal, hogy a felülről való elárasztás esetén $h_{dT} = 0$.)

1.5.4.3. A cölöprács kiképzése

A felszerkezet terhét cölöprács adja át a cölöpökre. Ezt úgy kell kiképezni, hogy a gerendák és a talaj felszíne között megfelelő magasságú (8–10 cm, szélső esetben 15 cm) *hézag* legyen, hogy a talaj — miközben folyamatosan duzzad — ne adjon át emelőerőt a gerendára. A kivitelezés megkönnyítése céljából a talaj felszínére homokot szoktak helyezni, amit a gerenda elkészülte után kimosnak (Mechan et al., 1975). Gyakori hiba, hogy a cölöpfej elkészítésekor a beton gombaszerűen kitüremkedik, és ez a része a talajjal érintkezik (Chen, 1975).*

A Szovjetunióban számos kísérletet végeztek a talajra helyezett, ún. *alacsony cölöprács* viselkedésének megfigyelésére. Az erőjáték és az ebből levonható következtetések Szorocsan (1974) szerint a következőképpen értékelhetők.

Ha a *terheletlen* cölöp rácsát a talajra helyezzük, ez a duzzadás során megemeli a cölöpöt, éspedig nagyobb mértékben, mint amennyit a cölöp menti talaj emelkedik. Így a teljes hossz mentén „fékezési tartomány" alakul ki, aminek következtében a cölöprács emelkedése kisebb, mint amekkora cölöp nélkül lenne, a cölöpé viszont nagyobb, mint amekkora magas cölöprács esetén lenne. A cölöpöt *terhelve* mindkét elem emelkedése kisebb lesz; ekkor fent aktív, lent fékező tartomány alakul ki. Ez az emelkedés még mindig nagyobb, mint magas cölöprács esetén (a süllyedés viszont lényegesen csökken), de ha ez a szerkezetre nem káros, a megoldás elfogadható.**

A helyszíni kísérletek egyikének elrendezése az *1.111/a ábrán* látható. A négy különböző hosszúságú cölöpcsoport egyik részét magas, másik részét alacsony cölöpráccsal fogták össze; az elárasztás időtartama 90 nap volt. A kísérlet eredménye a következőkben foglalható össze (vö. az 1.111/*b* és *c* ábrával).

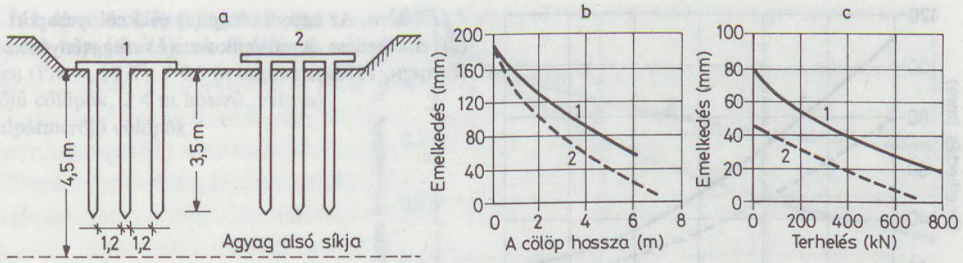
a) Magas rács esetén L növelésével h_{dc} csökken; a cölöpöt az alsó, nem térfogatváltozó talajba 2,5 m-es hosszon befogva emelkedést nem észleltek.

b) Alacsony rács esetén h_{dc} a magas rácsra kapott érték 1,4–2,3-szerese.

c) Alacsony rácsot használva L növelésével h_{dc} csökken.

* Ezt a megoldást hazánkban soha nem alkalmazták. (A szerk.)

** Ilyen cölöpmozgásokat a hazai gyakorlatban nem figyeltek meg; ennek egyik lehetséges magyarázata az lehet, hogy az itthoni feltételek között nem szoktunk cölöpalapozással védekezni a talajok duzzadásával szemben. (A szerk.)



1.111. ábra. Összehasonlító kísérletek alacsony (*1*) és magas (*2*) cölöpráccsal (*a*); emelkedés a cölöphossz (*b*) és a teher (*c*) függvényében (SZOROCSAN, 1974)

d) A rács a talaj duzzadása következtében tönkremehet, ha nincs erre a hatásra vasalva.

e) A P teher növelésével h_{dc} mind a magas, mind az alacsony rács esetén csökken, egy bizonyos teher (itt $P > 120$ t) vagy L hossz esetén az emelkedés zérus lesz.

SZOROCSAN (1974) próbaterhelésekkel igazolta, hogy a duzzadást követő *süllyedés* kisebb alacsony, mint magas rács esetében.

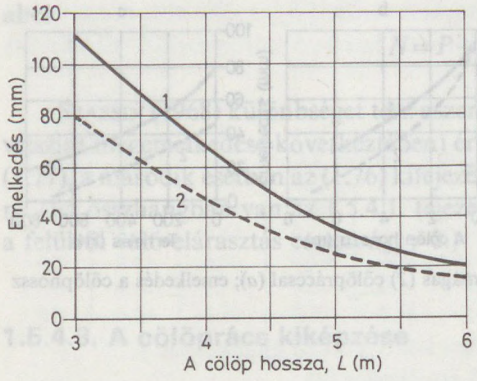
1.5.4.4. Térfogatváltozó talajban álló cölöpcsoportok

A cölöpcsoportok viselkedésének megfigyelésére EKSTEIN (1978a) végzett helyszíni nagymodell-kísérleteket. A fúrt betoncölöpök átmérője 250 mm, hosszuk 3, 4 és 5 m volt; egy-egy bokorban öt cölöp volt (egymástól 3 d távolságban elhelyezve), de készültek egyedi cölöpök is. Az elárasztás céljára 150 mm átmérőjű, később kaviccsal kitöltött fúrólyukakat készítettek; a felhasznált víz mennyisége 100–150 mm-es vízoszlopnak felelt meg. Az emelkedést L függvényében vizsgálva *(1.112. ábra)* megállapítható volt, hogy

a) a cölöpcsoport emelkedése L növelésével csökken,

b) a csoport emelkedése kisebb, mint az egyedi cölöpé, de ez a különbség a hossz növelésével fokozatosan csökken.

Egy másik kísérletsorozatát értékelve EKSTEIN (1978b) azt tapasztalta, hogy a köpeny menti csúsztató feszültség egy T_{max} érték elérése után ezen érték 25–28%-ára esik vissza. Ezt azzal magyarázza — ami egyedi cölöpökre is igaz —, hogy a duzzadási folyamat első szakaszában a szerkezeti kötés megszűnik, a csúszólap távolodik a köpenytől, és a további elmozdulásnak már csak a talaj belső súrlódásából származó erő áll ellen. Megfigyelte azt is, hogy *a)* T_{max} a közbenső cölöpökre kisebb, mint a szélsőkre, *b)* T_{max} csak kb. 75%-a az egyedi cölöpön kialakuló értéknek.



1.112. ábra. Az egyedi cölöp (*1*) és a cölöpcsoport (*2*) emelkedése a cölöphossz (*L*) függvényében (EKSTEIN, 1978a)

1.5.4.5. Szélesített talpú cölöpök

A cölöp talpának szélesítésével („hagyma" kiképzésével) egy *csonkakúp alakú földtömeget* is bevonunk az emelőerővel szemben. Ez a földtömeg nem érzékeny a vízfelvételre, így hasznos szerepére az átnedvesedését követően is számíthatunk (CHEN, 1975). Az így kialakított cölöp — pontosabban ennek talpa — *horgonyként* működik; ezen funkciójának biztosítására a talp D_t átmérőjének legalább 50 cm-rel kell nagyobbnak lennie, mint a szár D átmérője. (A kis szárátmérő kisebb húzóerőt is ébreszt.)

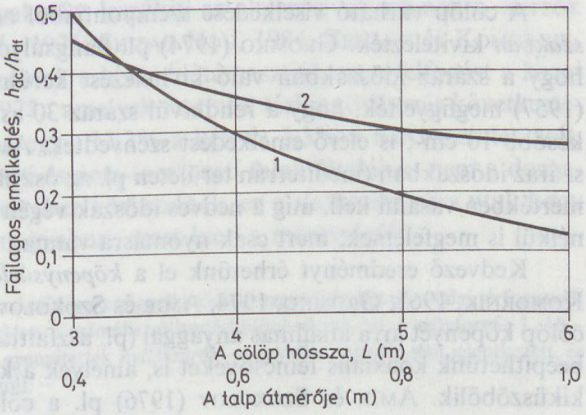
Hasonló erőjáték alakul ki a fémből készült, ún. tányércölöpök esetében is (MITÓK et al., 1965).

A szélesített talpú cölöpöket fokozott mértékben kell vasalni, ellenkező esetben — rendszerint a szár és a talp találkozásánál — eltörhetnek, ami az emelkedés növekedéséhez vezet. Ennek tulajdonítja BARACOS és BOZOZUK (1967), hogy az általuk vizsgált szélesített talpú cölöpök némelyike 85 mm-t emelkedett, COLLINS (1958) pedig azt, hogy egy lakótelepen a mért h_{dc}-értékek jelentős mértékben szórnak.

A szélesített talpú cölöpök nagyobb mértékű vasalásának szükségességére JENNINGS és HENKEL már 1949-ben felhívták a figyelmet.

Ez a cölöptípus különösen a 2-3 szintes épületek esetében gazdaságos. Hátrányai között megemlíthető, hogy a technológia és a többletvasalás miatt viszonylag drága, kemény talajban kivitelezése nehézkes, kavicsban vagy a talajvíz szintje alatt szinte megoldhatatlan (CHEN, 1975).

Figyelemre méltó helyszíni kísérleteket végzett kiszélesített talpú cölöpökkel PIVEN (1977). A 3–6 m hosszú cölöpök átmérője felül 400, alul 800 mm volt, egy másik területen pedig $L = \text{const} = 4$ m hosszú cölöpöket készítettek, a talp átmérőjét 500 és 1000 mm között változtatva. Az árasztást 10 m hosszú, kaviccsal kitöltött lyukakból végezték. A cölöpök h_{dc} emelkedését — a felszín emelkedésének hányadában — az *1.113. ábra* mutatja be. Eszerint a szélesített talpú cölöp emelkedése kisebb, mint a hagyományosé.



1.113. ábra. A cölöp fajlagos emelkedése a talp átmérőjének függvényében (PIVEN, 1977); *1* 0,8 m talpátmérőjű cölöpök, *2* 4 m hosszú, változó talpátmérőjű cölöpök

PIVEN (1977) kísérletei szerint a cölöp hosszának növelése hatékonyabb, mint a talp átmérőjének növelése. Így pl. a $D_t = 800$ mm talpátmérőjű cölöpök hosszát 3 m-ről 6 m-re növelve h_{dc} a 30%-ára, míg a talp átmérőjét 400 mm-ről 1000 mm-re növelve csak az 50%-ára csökken. Ez azzal magyarázható, hogy a hossz növelésével nő a talp feletti talaj csonkakúp alakú tömege, ugyanakkor a talp olyan szintre kerül, ahol a fajlagos duzzadás már kisebb.

Az említett szerző azt is megfigyelte, hogy a P teher növelésével h_{dc} jelentős mértékben csökken. Az $L = 4$ m hosszú és $D_t = 400$, illetve 800 mm átmérőjű cölöpök emelkedése P-vel a következőképpen változott:

P (kN)	0	26	55	78	112
h_{dc} (mm)	63	45	36	24	15 ($D_t = 400$ mm)
	46	37	23	19	8 ($D_t = 800$ mm)

1.5.4.6. Irányelvek cölöpalapozás tervezéséhez

A tervezéshez szükséges alapvető törvényszerűségeket az 1.5.4.1.–1.5.4.5. fejezetből már megismerhettük. Ezek szerint a legjelentősebb — a cölöpök emelkedéséből eredő — veszély mértéke a következő irányelvek betartásával csökkenthető:

— a cölöp hosszát és a rá jutó terhet minél nagyobbra,

— átmérőjét minél kisebbre célszerű választanunk;

— amennyiben lehetséges, a cölöpöt be kell kötni a térfogatváltozó talaj alatti rétegbe;

— a kiszélesített talpú cölöpöknek elsősorban a hosszát, másodsorban talpuk átmérőjét kell növelnünk;

— a cölöpöknek „bokorban" való megépítése az emelkedést valamelyest csökkenti.

Ezek az irányelvek a következőkkel egészíthetők ki.

A cölöp várható viselkedése szempontjából nem közömbös, hogy *milyen időszakban* kivitelezték. Gromko (1974) pl. hangsúlyozottan felhívja a figyelmet arra, hogy a száraz időszakban való kivitelezést kerülnünk kell. Baracos és Bozozuk (1957) megfigyelték, hogy a rendkívül száraz 30-as években készített mély cölöpök később 10 cm-t is elérő emelkedést szenvedtek. Amir és Szokolov (1976) szerint a száraz időszakban (mediterrán területen pl. az ősz elején) készített cölöpöket jelentős mértékben vasalni kell, míg a nedves időszak végén készített cölöpök esetleg vasalás nélkül is megfelelnek, mert csak nyomásra vannak igénybe véve.

Kedvező eredményt érhetünk el a *köpenysúrlódás* csökkentésével (Zeitlen és Komornik, 1961; Gromko, 1974; Amir és Szokolov, 1976). Ez úgy érhető el, hogy a cölöp köpenyét arra alkalmas anyaggal (pl. aszfalttal vagy bitumennel) kenjük be, de beépíthetünk koaxiális fémcsöveket is, amelyek a köpenysúrlódást teljes mértékben kiküszöbölik. Amir és Szokolov (1976) pl. a cölöp kezelésével h_{dc}-nek 21%-kal való csökkenését érték el. A tervezés során gondosan meg kell határoznunk a „0" pont helyét, mert a fékező zónában alkalmazott kenéssel éppen ellentétes hatást érnénk el.

Ugyanúgy, mint a síkalapozás esetében, itt is törekednünk kell az *egyenletes tehereloszlásra,* mert különböző P terhek különböző h_{dc} emelkedést tesznek lehetővé.

A *gerenda* (cölöprács) méreteit és vasszükségletét — így költségeit is — a P reakcióerő és a fesztáv határozza meg. Ezen a téren kompromisszumra ritkán van lehetőség, mert a teher — és ezzel a fesztáv — növelése elsődleges érdekünk. Önmagában a fesztáv növelése is előnyös, Chen (1975) szerint pl. a cölöpöket nem célszerű egymástól 3,6 m-nél kisebb távolságban elhelyezni.

Az alapfal (pincefal) melletti *visszatöltés* duzzadása többlet-emelőerőt adhat át a szélső cölöpöknek, ezért megfelelő (nem térfogatváltozó) talajból kell készíteni, vagy a tömörségi fok mérséklésével kell ez ellen védekezni (Chen, 1975).

1.5.5. A szerkezeti és egyéb elemek kialakítása

A térfogatváltozás káros hatása elleni védekezés szerves része az épület teherhordó és nem-szerkezeti elemeinek megfelelő kiképzése. Vannak olyan esetek is, amikor a káros mozgások ellen nem — vagy nem elsődlegesen — a talaj, hanem a „szerkezet oldaláról" védekezünk.

1.5.5.1. Az épület szerkezetének kialakítása

Jennings (1950) szerint a térfogatváltozó talajon álló épületek szerkezeti kiképzését illetően a következő lehetőségek között választhatunk:

a) a mozgások hatását teljes biztonsággal kiküszöbölő merev szerkezet (felfüggesztett padozatok stb.),

b) az alakváltozások és igénybevételek kialakulását nem akadályozó, de ezek elviselésére méretezett hajlékony vagy

c) merev szerkezetek.

Az irodalom és az építési gyakorlat leszűkíti az alternatívák számát, a szerzők többsége ugyanis (Ulicskin et al., 1976; Shitao Hou, 1984; Zeitlen és Komornik, 1961) a szerkezet *merev* kialakításának a híve. Alátámasztják ezt a felfogást a hazai statisztikai adatok is (Rétháti, 1977), amelyek szerint a térfogatváltozás következtében károsodott épületek 83,4%-a egy-, 13,3%-a két- és 3,3%-a háromszintes volt. Mivel Magyarországon a szerkezeti és nem-szerkezeti falak általában nem a duzzadás, hanem a zsugorodás következtében károsodnak, ez a statisztika arra utal, hogy a „kis" épületek károsodása azért gyakori, mert kicsi a merevségük.

A merevség szerepe egy-egy épületen belül is megfigyelhető. Egy szegedi épület pl. a talaj térfogatváltozása következtében súlyosan károsodott: a maximális süllyedéskülönbség 36 cm, a szögforgás 1 : 18 – 1 : 98 volt. Az É-i falon — amelyet nem gyengítettek *nyílászárók* — egyetlen repedés sem jelentkezett, és a szögforgás maximuma is csak 1 : 470 volt.

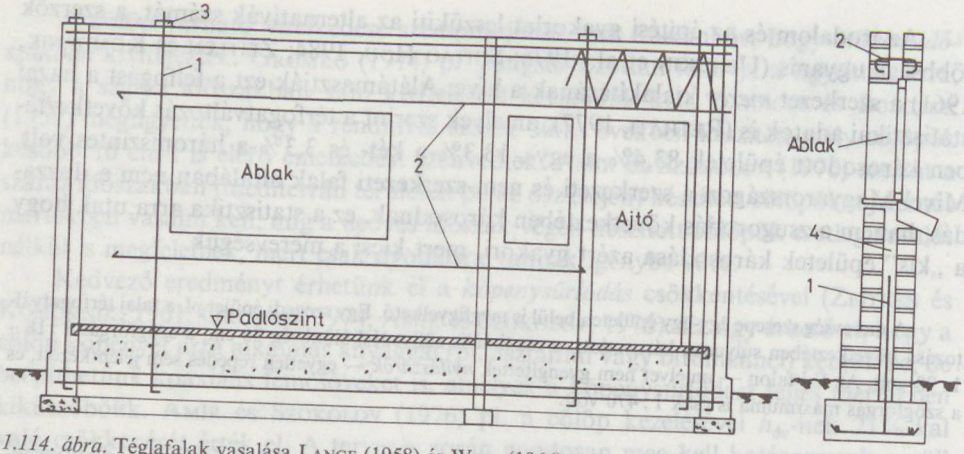
Nagy szerkezeti merevség érhető el az alapok — vagy a teljes épület — dobozszerű kialakításával (Jennings, 1953), a téglafalaknak vasbeton keretek közötti elhelyezésével (Templer, 1958) vagy acélvázzal kombinált szerkezetekkel. Ezek a megoldások a károsodások valószínűségét ugyan a minimumra csökkentik, de igen drágák, így a gyakorlatban — szinte kizárólag — csak a következőkben ismertetett négy megoldás terjedt el.

1. Vasbeton koszorúk beépítése. Az egyik koszorút célszerű az alapba vagy közvetlenül fölé, a másikat a tetőszerkezet alá beépíteni. Szoliter alapok esetén az alsó koszorút az alapokat összekötő vasbeton gerenda helyettesítheti, de jó védelmet nyújthat a lábazati fal vasalása is (Neumann és Polonszky, 1948). Különösen fontos a vasbeton koszorúk beépítése, ha az épület előregyártott alapokon áll (Szorocsan, 1974). Salas et al. (1957) szerint a kettős koszorú nem mindig nyújt tökéletes védelmet, a nyílászárók környezete ugyanis — ahol igen gyakori a repedésképződés — ezzel nincs védve.

2. Vasbeton elemek beépítése. Ez a megoldás abban különbözik az előzőtől, hogy függőleges elemeket is használunk, a nyílászárók környezete is védhető (Templer, 1958).

3. A téglafalak vasalása. A módszert az 50-es évek elején dolgozták ki (Rigby, 1952; Henry, 1956; Boardman, 1956; Lange, 1958; Chen 1975). Az eljárás lényege, hogy a téglák között 8–10 mm átmérőjű acélhuzalokat helyeznek el, különös figyelmet szentelve a nyílászárók környezetének védelmére *(1.114. ábra)*. Védelmet jelenthetnek a falkötővasak is, de ez inkább a helyreállítás egyik jellegzetes megoldása.

4. Az épület dilatációs egységekre tagolása. A süllyedési hézagok beiktatása növeli az így keletkező épületszakaszok merevségét, csökkenti a függőleges elmozdulások egyenlőtlen eloszlásának káros hatását, de a szerkezetben fellépő nyomatékot és ezzel adott esetben a vasmennyiséget is (Boardman, 1958). Süllyedési hézagot kell feltétlenül beterveznünk a rétegváltás helyén, valamint az *L* alakú épületek két négyszög alakú részre való bontása céljából. (A térfogatváltozási veszély a zárt, négyszög alaprajzú építményre a legkisebb.) Panelépületekre a dilatált egységek hosszát nem célszerű 30 m-nél nagyobbra venni (Szorocsan, 1974).



1.114. ábra. Téglafalak vasalása LANGE (1958) és WEBB (1966) szerint; *1* acélhuzalok a falak védelmére, *2* a nyílászárókat védő acélhuzalok, *3* csavar, *4* betonnal töltött üreg

A téglafal rideg viselkedését mérsékelni lehet a habarcs elhagyásával vagy cementhabarcs helyett mészhabarcs alkalmazásával (TEMPLER, 1958). (Az előbbi megoldás a benne rejlő kockázat miatt nem terjedt el.)

A falak *méretezésére* többen is dolgoztak ki eljárást. Alapelvük általában az, hogy a falat a két végén vagy a közepén alátámasztott tartóként kezelik, aszerint, hogy duzzadás vagy zsugorodás várható. LYTTON és MEYER (1971) a domború felszínen álló lemez és gerenda differenciálegyenletéből indulnak ki. Hasonlóképpen jár el SZAZSIN (1970, 1971) is; a duzzadási nyomás okozta feszültségeket a következőképpen közelíti:

$$p = a_o + a_2 x^2 + a_4 x^4 + \ldots = \sum a_{2n} x^{2n}, \tag{1.79}$$

és függvényt ad meg a feszültség és a vízforrástól való távolság kapcsolatára. RIGBY és DEKENA (1951) a következő egyszerű kifejezést adja meg a falban keletkező M hajlítónyomaték számítására:

$$M = \frac{KWl^2}{2}, \tag{1.80}$$

ahol W a fal által átadott teher (kN/m), l a fal félhossza (m). A K állandót Dél-Afrikában 0,5–0,8-ra veszik fel, SALAS et al. (1957) szerint azonban ezek túlzottan nagy értékek.

A talajon álló vagy a talajjal érintkező padozatra felhúzott *válaszfalak* megemelhetik a födémet, súlyos szerkezeti károkat és üzemelési zavarokat idézve ezzel elő. A veszély kiküszöbölésére két megoldás kínálkozik: 2,5–5,0 cm-es szabad elmozdulást biztosító csúszó-csatlakozások kialakítása a födém alatt vagy a padozat felett (CHEN, 1975); az első esetben a válaszfal terhét a padozat, a második esetben a födém hordja.

Az *alapok* anyagául a beton jobban megfelel, mint a tégla, nemcsak kedvezőbb viselkedése miatt, hanem azért is, mert vasalással tetszés szerint erősíthető.

1.5.5.2. A függőleges szerkezetekre ható nyomás figyelembevétele

Ha a végtelen féltérben elhelyezkedő, véges térfogatú talajtömeg vizet vesz fel, a duzzadási nyomás a talaj szemcséit a kisebbik ellenállás irányába, vagyis felfelé mozdítja el. Ez nem jelenti azt, hogy vízszintes elmozdulás nem következik be, hiszen az oldalirányú nyomás azonos nagyságrendű a függőleges irányúval, a talaj pedig összenyomható közeg. Meggyőzően bizonyítja ezt SZOROCSAN (1974) egyik példája: az egyoldalú elárasztás hatására 95 mm-t emelkedő sávalap vízszintes irányban 13 mm-t mozdult el.

A vízszintes irányú nyomás a laboratóriumi és helyszíni vizsgálatok szerint a következőkkel jellemezhető.

a) A mozdulatlan falra ható nyomás az anizotrópia mértékétől függően azonos vagy közel azonos a p_d duzzadási nyomással.

b) A feszültségi ábra nem háromszög alakú (mint pl. az önsúlyfeszültségek esetében), a $p \cong p_d$ feszültség a függőleges elem minden pontjában közel azonos. Ez azt jelenti, hogy az eredő erő nem az alsó harmadban, hanem a felület közepén hat.

c) A vízszintes irányú nyomás a duzzadási folyamat során egy p_{max}-értékig nő, innen kezdve fokozatosan csökken, majd a csúcsérték 75–85%-ánál stabilizálódik. Ezt a jelenséget SZOROCSAN (1974) a szilárdság csökkenésével magyarázza.

d) A duzzadási nyomás (a falra jutó erő) akkor sem csökken, ha a felszínen ható terhet levesszük (KATTI et al., 1985).

A vízszintes irányú duzzadási nyomás gyakran tesz tönkre szád- és támfalakat; SZOROCSAN (1974) pl. egy készáruraktár vasbeton falának tönkremeneteléről számol be. A pincét határoló falak vonatkozásában két jelenséget figyelhetünk meg (CHEN, 1975):

— a falra ható nyomás következtében a fal elmozdul és kihasasodik (egy esetben pl. 7,5 cm nyílmagasságú kihasasodást figyeltek meg, és megszűnt a fal és a padozat kapcsolata is);

— a duzzadási nyomás a súrlódás közvetítésével emelőerőt fejt ki a pincefal alatti cölöpökre.

Ezen jelenségek ellen úgy védekezhetünk, hogy a pincetömböt rézsűsen emeljük ki, és a visszatöltés céljára térfogatváltozásra nem hajlamos talajt választunk. Hasonlóképpen kell eljárnunk a belső feltöltések esetében is. Ha csak helyi, térfogatváltozó talaj áll rendelkezésünkre, ezt nem szabad a megengedettnél nagyobb tömörségűre készíteni; NEUMANN és POLONSKY (1948) szerint úgy is eljárhatunk, hogy a belső feltöltést rézsűvel határoljuk.

1.5.5.3. A padozat kialakítása

Ha a padozatot a *hagyományos* módon építjük meg, a következő káros jelenségekkel kell számolnunk:

— a padozat felpúposodik (a széleken a súrlódás következtében az emelkedés kisebb) és darabokra törik;

— a padozatra helyezett válaszfalak megemelkednek, megrepednek, és erőt adnak át a felettük lévő födémre (az ez ellen való védekezésre az 1.5.5.1. fejezet ad irányelveket);

— a fokozatosan emelkedő padozat a súrlódás révén emelőerőt ad át a szomszédos falaknak.

Ezek ellen a veszélyek ellen a következőképpen védekezhetünk.

a) A padozat alá 15–30 cm vastag, durva szemcséjű *ágyazatot* (homokos kavicsot, zúzott követ stb.) helyezünk. Ez a megoldás egyesek szerint növelheti is a veszélyt, a közművek törése esetén ugyanis gyors és a teljes felületre kiterjedő átnedvesedést idézhet elő (CHEN, 1975).

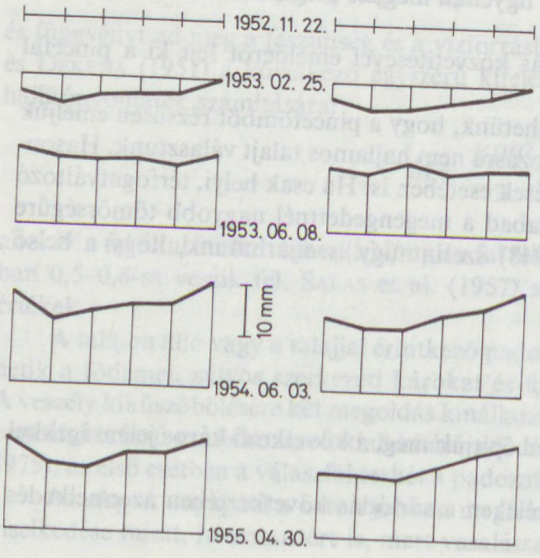
b) Egyik lehetséges megoldás, hogy a padozatot különálló, 3–4 m oldalhosszúságú *táblákból* képezzük ki (SZOROCSAN, 1974), a falak mentén aszfalttal stb. kitöltött rést hagyva (BOARDMAN, 1958). (A kenőanyaggal kitöltött dilatáció monolit építési mód esetén is hasznos szolgálatot tesz.)

Ezt a megoldást (3 × 3 m-es táblák, 10 cm vastag, erősen vasalt lemez, 15 cm vastag zúzottkő-ágyazat) javasolják MECHAN és társai (1975) a *garázsok* padozatának kialakítására, azzal a megjegyzéssel, hogy nem mindig nyújt tökéletes védelmet.

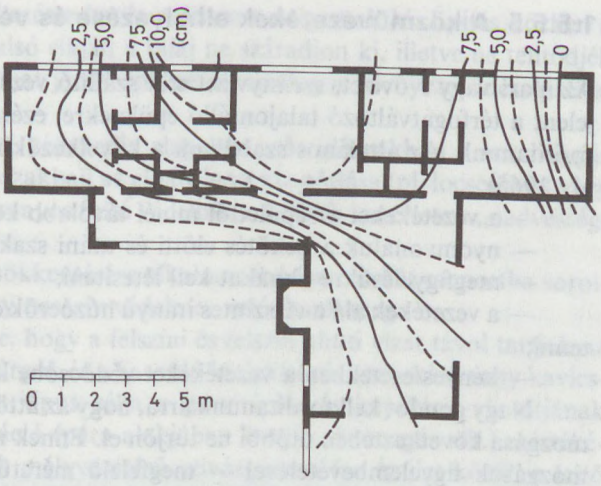
c) A padozat *lépsejtszerű* kiképzése (DAWSON, 1953; CHEN, 1975) lehetővé teszi, hogy a duzzadó agyag a padozat alsó részén kiképzett hasáb vagy félhenger alakú hézagokba szabadon behatoljon.

d) Az épületet *lemezalapra* helyezve, ez a padozat funkcióját is betölti. Egy száraz időszakban épített lemez utólagos mozgását mutatja be az *1.115. ábra;* az emelkedést az épület szélein bekövetkező víztartalom-növekedés idézte elő.

Az *a)–d)* alatt említett megoldások ritkán nyújtanak megfelelő védelmet, ezért a szakemberek többsége (NEUMANN és POLONSKY, 1948; LANGE, 1958; MECHAN et al.,



1.115. ábra. Száraz időszakban épített lemezalap átlóján elhelyezkedő pontok süllyedése és az ezt követő perem menti emelkedés (BARACOS és BOZOZUK, 1957)



1.116. ábra. Példa a padozat egyenlőtlen emelkedésére (TSCHEBOTARIOFF, 1953)

1975 stb.) az *önhordó padozat* kialakításának a híve. A padozat anyaga lehet vasbeton, utófeszített vasbeton, de fából is készíthető (GROMKO, 1974).* A fesztávtól, a ráhelyezett válaszfalak számától — általában a gazdasági számítások eredményétől — függően a padozat beköthető a falakba, de áthidaló gerendákra is helyezhető.

Az önhordó padozat alatt *légrést* (búvóteret) kell létesíteni, hogy függetlenítsük az altalaj duzzadásától. Kiképzése hasonló módon történhet, mint a cölöpök esetében (lásd az 1.5.4.3. fejezetet), de ballont is helyezhetünk a talajra, amelyből a levegőt a padozat elkészülte után ki lehet engedni (CHEN, 1975). A búvótér biztosítja a talaj szellőzését (szárítását), de elhelyezhetők itt a közművezetékek is, aminek az az előnye, hogy tetszés szerinti időpontban ellenőrizhetők.

1.5.5.4. Az épület körüli járdák kialakítása

Ha az épület körül járdát építünk, ez előnyösen hat az épület altalajának vízgazdálkodására, különösen akkor, ha a zsugorodás jelenti a fő veszélyt. Ebből az következik, hogy a járdát a szokásosnál *szélesebbre* kell építenünk, azt a szabályt is betartva, hogy külső széle legalább 30–40 cm-re legyen a visszatöltés külső szélétől.

A járda *esését* legalább 3%-ra kell választanunk. A fal melletti *hézagot* vízzáró anyaggal (bitumennel, szurokkal stb.) kell kitölteni, mert ellenkező esetben a beszivárgó víz okozta duzzadás a járdát tönkreteheti. CHEN (1975) nyomatékosan felhívja a figyelmet arra is, hogy a járdát nem szabad az áthidaló gerendára helyezni, illetve az alapba vagy a lábazatba bekötni, sem acélhuzallal, sem anélkül.

A járda alá célszerű ágyazatot helyezni, csökkentve ezzel a zsugorodás mértékét, és azt a veszélyt, hogy a süllyedő járda magával viszi a lefolyócsövet (SILYE, 1962).

* Fa alkalmazása a hazai gyakorlatban nem ismeretes; alárendelt jelentőségű építményeknél elvileg elképzelhető. (A szerk.)

1.5.5.5. A közművezetékek elhelyezése és védelme

Az ipari vagy ivóvizet, szennyvizet stb. szállító vezetékek károsodása nagy veszélyt jelent a térfogatváltozó talajon álló épületekre, ezért tervezésükre nagy gondot kell fordítanunk. Az általános szabályok a következőkben foglalhatók össze (Mitók et al., 1965):

— a vezetékeket az épülettől minél távolabb kell elhelyezni;
— nyomvonaluk a bekötés előtti és utáni szakaszon legyen merőleges a falra;
— megfigyelésükre aknákat kell létesíteni;
— a vezetékek alá a vízszintes irányú húzóerők csökkentésére célszerű ágyazatot tenni;
— kényes esetekben a vezetékeket védőcsőbe kell helyezni.

Nagy gondot kell fordítanunk arra, hogy az áttörés helyén a fal és a vezeték saját mozgása következtében utóbbi ne törjön el. Ennek megakadályozására — a várható mozgások figyelembevételével — megfelelő méretű ovális nyílást kell kiképezni a falon. Olyan területeken, ahol a vezeték elfagyásával nem kell számolnunk, úgy is eljárhatunk, hogy a vezetéket a felszín felett vezetjük át a falon, előtte csuklós csatlakozást képezve ki, hogy ez a szakasz konzolszerűen, szabadon tudjon elmozdulni (Boardman, 1958). Ha lehetséges, a vezetéket rugalmas anyagból, rugalmas kötésekkel kell készíteni, illetve kiképezni.

A Kassiff és Zeitlen (1962) által megfigyelt vezetékek 17–33 mm-t emelkedtek az esőzések után, és jelentős nyomaték ébredt bennük az emelkedéskülönbségek hatására, a cső és a talaj közötti súrlódás pedig nagy húzófeszültségeket ébresztett. (Méréseik szerint az igénybevételek nagysága négyszerese volt a nem térfogatváltozó talajba helyezett vezetékekhez viszonyítva.) Kanadai megfigyelések szerint különösen a korrózió által meggyengített vezetékek károsodása gyakori, mert ezek a duzzadás és zsugorodás hatására könnyen eltörnek (Baracos és Bozozuk, 1957).

1.5.6. Az altalaj víztartalmának szabályozása

A víztartalomnak az építést követő megváltozását természetes jelenségek (csapadék, párolgás, a talajvízszint emelkedése) vagy mesterséges hatások (közművek törése stb.) egyaránt előidézheti. A változást kiváltó hatások három csoportba sorolhatók:

1. hagyományos módszerekkel, gondos tervezéssel, kis költségekkel kivédhető hatások (felszíni víz és tetővíz távol tartása, az épület körüli gödrök megszüntetése);
2. a szokványostól eltérő és/vagy költségesebb megoldásokkal kizárható hatások (vizes közművezetékek, technológiai csatornák egyenlőtlen emelkedés elleni védelme, az öntözött területek, szomszédos üzemek vizének felfogása);
3. az épület értékéhez viszonyítva csak nagy költséggel kivédhető hatások (talajvízszint emelkedése, nedvességkoncentráció a fedett terület alatt).

A szükséges teendőket elsődlegesen a víztartalom-változás *előjele* határozza meg, vagyis az, hogy a fő veszélyt a zsugorodás, a váltakozó előjelű (szezonális) mozgás vagy a duzzadás jelenti.

A *zsugorodás* elleni védekezésre kevés módszert dolgoztak ki. Építés közben a munkagödör és a pincetömb alsó síkján a talaj ne száradjon ki, illetve ne telítődjék vízzel. A meglévő épület altalaját járda építésével, esetleg a környezet locsolásával óvhatjuk meg a kiszáradástól.

A *szezonális mozgás* elleni védekezés alapelve: esős időszakban a beszivárgás mérséklése, száraz és meleg időszakban az elpárolgott víz pótlása (pl. locsolással vagy árasztó árkok létesítésével). Bizonyos fokú védelmet a később ismertetett „nedvességgátak" is adnak.

A *duzzadás* veszélyének csökkentésére alkalmas módszerek két csoportba sorolhatók aszerint, hogy aktív vagy passzív védelmet valósítunk meg.

Az *aktív védekezés* lényege, hogy a felszíni és felszín alatti vizet távol tartjuk az épülettől. Ide sorolhatók a szivárgók és a hasonló kialakítású, homokkal vagy kavicscsal kitöltött drének. Mindkét típus célja a gravitációs és kapilláris víz útjának megszakítása, valamint a migráció (pára alakjában lezajló vízmozgás stb.) mértékének csökkentése. Kialakíthatók mélyvezetésű szivárgóként (az épület körül, a lejtő aljában, az öntözött terület szélén stb.), de lemez- (paplan-) szivárgóként is, a padozatok alatt.

A *passzív védekezés* legismertebb eszköze a „nedvességgát" (*barrière*).* Anyaga lehet beton, aszfalt vagy műanyag, a vele szemben támasztott fő követelmény a minél nagyobb fokú vízzáróság. Vízszintesen és függőlegesen egyaránt kialakítható, az utóbbi valamivel drágább. Mindkét típusról elmondható, hogy a víztartalom változását (pl. az épület alatti nedvességkoncentrációt) inkább csak késlelteti, de egyértelmű előnye, hogy w eloszlása lényegesen egyenletesebb lesz. Műanyag membránt használva számítani kell a későbbi sérülésére (vízszintes elrendezés esetén teknő is képződhet, és a víz a repedéseken átszivároghat), beton esetén pedig arra, hogy ez a talajból vizet szívhat fel. Geometriai méretük megállapításakor két szempontot kell figyelembe vennünk: a vízszintes típusnak túl kell nyúlnia a visszatöltés kontúrján, a függőleges típusút pedig olyan mélységig kell levinni, ahol a meteorológiai elemek hatása már nem jelentős.

1.6. Károsodott épületek vizsgálata és helyreállítása

Ez a feladat bizonyos vonatkozásokban különbözik az egyéb kedvezőtlen (vagy éppen kedvező) talajon álló épületek vizsgálatától és helyreállításától: a függőleges mozgás nemcsak lefelé, hanem felfelé is irányulhat (ez megnehezíti a kárkép értékelését), nagyobb szerepe van a talajvízszint és a víztartalom változásának, egyedül itt jut szerephez a vegetáció stb. Mindezek ellenére a következőkben ismertetett irányelvek értelemszerűen más talajviszonyok esetén is hasznosíthatók.

A vizsgálatok alapját az 1.4. és 1.5. fejezetekben írottak képezik, mert ezeket csak úgy végezhetjük eredményesen el, ha a térfogatváltozó talajok okozta veszély kritériumait és a tervezési irányelveket ismerjük.

* A „barrière" gátat, akadályt jelent. (A szerk.)

1.6.1. Adatgyűjtés

A térfogatváltozásra mint a károsodás okára már a helyszíni és laboratóriumi vizsgálatok elvégzése előtt is következtethetünk, elsősorban a geológiai és geotechnikai *szakirodalom*, valamint a vizsgált területre korábban kiadott talajmechanikai szakvélemények alapján. Jó szolgálatot tehet az *Altalaj eredetű károk gyűjteménye* (RÉTHÁTI, 1976), amelyből megtudhatjuk, volt-e a vizsgált területen ilyen jellegű károsodás.

Hasznos támpontot nyújthat a diagnózis felállításához az *építési napló* is. Áttanulmányozása során olyan eseményekről (munkagödör-beázás, régi vezetékek törése, a műszaki ellenőr kritikai megjegyzései stb.) szerezhetünk tudomást, amelyek összefüggésbe hozhatók a károsodással.

A *helyszíni szemlén* — az 1.5.1.1. fejezetben írottakon kívül — fel kell kutatnunk minden rendellenességet (járda és ereszcsatorna hiánya vagy helytelen kiképzése, a

1.12. táblázat. Károsodási kategóriák a téglaépületek falain látható repedések szerint, az 1981. évi Building Research Establishment ajánlása alapján (DRISCOLL, 1983)

Károsodási kategória	A kár mértéke	A károsodás jellemzői	Repedésszélesség (mm)
1	2	3	4
0	Jelentéktelen	Csak hajszálrepedések	<0,1
1	Igen kicsi	A szokásos módon könnyen eltüntethető kis repedések, általában csak belül. Esetleg kisebb törési jelenségek	<0,1
2	Kicsi	Könnyen kitölthető, nem feltétlenül kívül jelentkező repedések, kiújulásuk megelőzhető. A nyílászárók kissé beszorulhatnak	<5
3	Közepes	A repedések feltárást és tapasztást igényelnek. Külső falak javítása, esetleg néhány fal újjáépítése. Nyílászárók beszorulnak, vezetékek esetleg eltörnek	5–15 (vagy falanként legalább három repedés)
4	Nagy	Jelentős javítás, egyes falaknak — főleg a nyílászárók felett — a bontása szükséges. Nyílászárók deformálódnak, a padozat lejt. A falak dőlésben vannak és kihasasodnak, a gerendák teherbírása csökken. Vezetékek eltörnek	15–25 (de a repedések számától is függ)
5	Igen nagy	Nagy javítási munka, teljes vagy részleges bontás szükséges. A gerendák elveszítik teherbírásukat, a megdőlt falak dúcolást igényelnek. Az ablakok eltörnek. Az épület állékonysága veszélyben van.	>25 (de a repedések számától is függ)

Megjegyzések. 1. A kár mértékének mérlegelésekor a kár épületen belüli helyére és a funkcióra is tekintettel kell lenni. 2. A vízszintestől vagy függőlegestől való eltérés szemmel akkor észlelhető, ha mértéke 1/100-nál nagyobb, de 1/150-nél nagyobb dőlés már nem kívánatos.

környezet öntözése, a vizes közművezetékek rossz állaga, a felszíni vízelvezetés elégtelensége, a pince elöntése stb.).

A térfogatváltozás okozta károk felismerését megkönnyíti, hogy ezek mindig *tömegesen* jelentkeznek. Ebből ugyanakkor az is következik, hogy

a) le kell határolnunk azt a területet, ahol ilyen jellegű károk vannak;

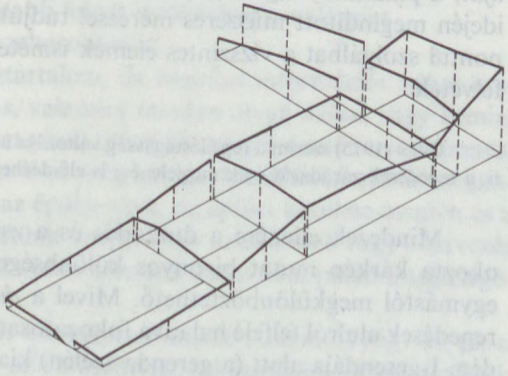
b) összefüggést kell találnunk a károk mértéke és a geotechnikai, ill. szerkezeti jellemzők között;

c) össze kell hasonlítanunk a károsodott és a sértetlenül álló épületek egyes jellemzőit (az építés évét, a szerkezet kiképzését, talaj- és talajvízviszonyokat stb.).

A helyszíni szemlén látottak alapján az épületeket célszerű *károsodási kategóriákba* sorolni (vö. az 1.3.1. fejezettel), mert ez megkönnyíti az okozati összefüggés megállapítását, de támpontul szolgál a helyreállítás megtervezéséhez is. A kategóriák felállítására az *1.12. táblázat* mutat be újabb példát.

1.6.2. Helyszíni vizsgálatok és értékelésük

Az altalajviszonyokat elsősorban *fúrásokkal* kell felderítenünk, de hasznosak lehetnek a szondázások (vö. az 1.3.2.7. fejezettel) és a nyílt feltárások, valamint az alapfeltárások is. A fúrásokból elegendő számú magmintát kell vétetni a p, ε_d összefüggés, p_d stb. meghatározására, ezenfelül a szokásosnál több víztartalmi (részben zavart) minta vételét célszerű előírnunk (vö. az 1.6.4. fejezettel). A feltárások már önmagukban is sokat elárulnak a helyszíni viszonyokról: a rétegek vastagságáról, az esetleges lencsék helyéről, a tervezéshez készített feltárások időpontja óta bekövetkező talajvízszint-változásról vagy pl. a lokális vízelfolyásra utaló vízdómokról. Itt is be kell tartanunk azt az általános szabályt, hogy legalább egy fúrást az épülettől távol kell telepítenünk. MAN (1958) pl. így bizonyította, hogy az épület kis egységekre való dilatálása mennyire hasznos volt *(1.117. ábra)*.*



1.117. ábra. Dilatált egységek emelkedésének axonometrikus ábrázolása (BOARDMAN, 1958)

* A mérési eredmények ábrázolására szolgál a dőlésvektor megszerkesztése is, amely a dőlések eredőjét adja meg. (A szerk.)

A mozgások megfigyelésére más lehetőségeink is vannak (gipsztapaszok, repedéstágasság-mérők elhelyezése stb.), köztük olyanok is, amelyek többletinformációt nyújtanak a függőleges mozgások méréséhez képest (pl. a pincefal kihasasodásának folyamatos mérése).

A helyszínen kell meggyőződnünk a *közművezetékek* állagáról is. A nyomócső vonatkozásában — a lakók meghallgatásán kívül — úgy járhatunk el, hogy a fogyasztóhelyek elzárását követően megfigyeljük, jelez-e az óra „fogyasztást". Lényegesen megbízhatóbb — és minden, folyadékot szállító közműre alkalmazható — módszer a *nyomáspróba*. CHEN (1975) több érdekes esetet ír le (többek között olyat is, amikor a nyomás 32 s alatt 2,2 barról zérusra csökkent).

1.6.3. A kárkép értékelése

Kárképen az épületen észlelt rendellenességek összességét szoktuk érteni, függetlenül attól, hogy ezek állékonysági, üzemelési vagy csak esztétikai szempontból érdemelnek figyelmet. A kárkép minden esetben — így akkor is, ha térfogatváltozás gyanúja merült fel — alapvető információ az okozati összefüggés (a „diagnózis") megállapításához és a helyreállítás megtervezéséhez.

Ha a károsodott épület eredetileg vízszintes elemeinek szintezésével meghatározzuk a *relatív elmozdulások* vonalát, ennek értékelésekor gyakran kerülünk nehéz helyzetbe. A relatív mozgások egyértelmű értelmezését az nehezíti meg, hogy a fal egyik szakaszán észlelt „süllyedés" lehet a zsugorodás következménye, de az is lehetséges, hogy nem ez a falszakasz süllyedt, hanem a másik emelkedett.

Hasonló a helyzet a *ferde repedések* értékelésekor is: a fal egyik végének irányába emelkedő repedés jelentheti ezen sarok (falszakasz) süllyedését, de — esetleg azonos valószínűséggel — a másik emelkedését is.

Fokozza a nehézségeket, hogy térfogatváltozó talajok esetében a mozgásnak több, egymástól eltérő jellegű *fázisa* lehet (vö. az 1.4.1. fejezettel), valamint az is, hogy a repedések egy része esetleg független az altalaj alakváltozásától. A mozgás tendenciáját, a pillanatnyilag érvényesülő fázis jellegét megbízható módon csak a vizsgálat idején megindított műszeres méréssel tudjuk megállapítani. Ennek hiányában támpontul szolgálhat a vízszintes elemek ismételt szintezése és a repedésrajzok ismételt felvétele.

CHEN (1975) szerint a repedéstágasság változása nem jelent feltétlenül szezonális (alternáló) mozgást, ti. a repedések záródását újak megjelenése is előidézheti, mert a feszültségek átrendeződnek.

Mindezek ellenére a duzzadás és a zsugorodás (az emelkedés és a süllyedés) okozta kárkép mutat bizonyos különbségeket, így e két jelenség egyes esetekben egymástól megkülönböztethető. Mivel a *duzzadás* rendszerint áthajlást idéz elő, a repedések alulról felfelé haladva fokozatosan szélesednek. Duzzadásra utal a pincefödém I-gerendája alatt (a gerenda szélén) kialakuló függőleges repedés is. A *zsugorodásra* a falak kifelé, a sarkok átlósan kifelé való billenése jellemző, különösen akkor, ha az alap szélessége nagy. Ha egy falszakasz *váltakozó előjelű* mozgást szenvedett, rendszerint X alakú repedések jelennek meg rajta.

A helyszíni szemlén arra kell törekednünk, hogy a kárképet *már ott* értelmezni tudjuk. Ehhez azokat a jelenségeket és adottságokat használhatjuk fel, amelyeket egyébként is rögzítenünk kell, mint pl. a közeli fákra vonatkozó adatokat, a pincézett és pincézetlen szakasz határvonalát, az alapozás módját és az alapozási sík mélységét, a padozat kiképzésének módját, a pincefalak állagát (esetleges kihasasodás vagy felnedvesedés). Azzal is számolnunk kell, hogy az okozati összefüggés felderítése érdekében a laborvizsgálatokat, adatfeldolgozást stb. követően — most már más szemmel — a helyszínt újra megtekintsük, illetve újabb adatokat gyűjtsünk.

1.6.4. Laboratóriumi vizsgálatok és értékelésük

A laboratóriumi vizsgálatnak két fő célja van:

— az okozati összefüggés vizsgálata (vagy — ha úgy tetszik — a károsodás okára tett feltételezés igazolása) és

— a károsodási folyamat fázisának megállapítása és a folyamat előrejelzése.

Minderre elsődlegesen azért van szükségünk, hogy a helyreállítást megtervezhessük, de adott esetben az is feladatunk lehet, hogy a felelősség mértékét és megoszlását determinisztikus módszerekkel bizonyítsuk (pl. peres eljárások esetében).

Azokat a laboratóriumi vizsgálatokat, amelyek a térfogatváltozó talajok minősítésére és viselkedésük leírására (előrejelzésére) alkalmasak, az 1.5.1.1. fejezet foglalta össze. Ezek mindegyikének elvégzése nem szükséges (már az új épületek tervezésének vonatkozásában sem volt ez általános érvényű követelmény), a vizsgálatok jellegét és mennyiségét az épület(ek) jelentősége, a feladat bonyolultsága és gazdasági szempontok alapján kell megválasztani.

A vizsgálati metodika alapvetően abban tér el az új épületek tervezési metodikájától, hogy itt rendkívül nagy szerepe van az *összehasonlító elemzésnek*. Ez a következő fázisokból áll:

— az épület különböző részeinek,

— az épületen belüli és attól távolabb fekvő területeknek, valamint

— az új és régi fúrásoknak az összehasonlítása.

Az elemzés tárgya általában a víztartalom, de hasznos információt adhat a p, ε_d összefüggések és a duzzadási nyomás, valamint minden olyan fizikai vagy kémiai jellemző meghatározása, amely az épület viselkedésének magyarázatához támpontul szolgálhat. Chen (1975) javaslata szerint $\bar{w}$-ot rétegenként (lamellánként) kell meghatározni, éspedig a következő helyeken: az épület alatt, az épület kerülete mentén és a távoli fúrások helyén. Ehhez annyit tehetünk hozzá, hogy az eltérések vagy a tervezés óta bekövetkező változások szignifikáns voltát célszerű statisztikai próbák segítségével vizsgálni (Rétháti, 1985).

A víztartalomból a víz eredetére is következtethetünk (Chen, 1975). Ha pl. a padozat alatti talaj felső rétege nedves, az valószínűleg a közművek károsodásának a következménye, a fejgerenda alatti nedvesedés viszont felszíni víz beszivárgására utal. A víztartalom abszolút értékéből, valamint a telítettségi fokból arra is következtetni tudunk, hogy a közművek okozta nedvesedési folyamat milyen stádiumban

van. A külső és belső szakaszokon mért víztartalom-különbségek annak előrejelzését is lehetővé tehetik, hogy milyen mértékű migráció (és emelkedés) várható a jövőben.

A p, ε_d összefüggések értékelésekor figyelembe kell vennünk, hogy a vizsgálat időpontjában a talaj már nem az eredeti víztartalommal rendelkezik.

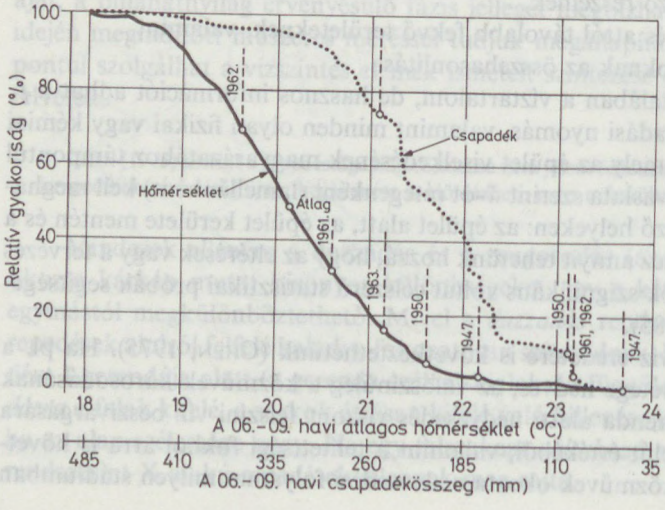
1.6.5. A helyreállítás általános szempontjai

Az épület helyreállítására csak akkor kerülhet sor, ha a károsodás *okát* egyértelműen meghatároztuk és a *folyamat* további alakulásáról megbízható képünk van. Az okozati összefüggés megállapítására alkalmas módszerek a következő két nagy csoportba sorolhatók (RÉTHÁTI, 1977).

a) A *determinisztikus* eljárás lényege, hogy az épületben keletkező feszültségeket és alakváltozásokat fizikai (kémiai) jellemzők alapján számítjuk, vagyis a mozgás nagyságrendjét *számszerűen kimutatjuk*. Ilyen jellegű bizonyításnak tekinthető pl., ha bizonyítjuk, hogy a p, ε_d-görbék szerint a mért Δw hatására a vizsgált falnak a ténylegessel közel egyező mértékben kellett emelkednie.

b) A *sztochasztikus* módszer a vizsgált esemény (tehát a károsodás) bekövetkezését — bizonyos valószínűséggel — más esemény bekövetkezésével hozza összefüggésbe, éspedig *térbeli* vagy *időbeli egyezés* alapján. Ha pl. a károsodás jelei egy száraz nyár végén és az épület azon részén keletkeztek, amelynek közelében egy időközben terebélyessé növekedett fa van, az okozati összefüggést bizonyosra vehetjük. (Különösen akkor, ha az épület létesítése óta ez volt az első igen száraz időszak.)

A zsugorodás okozta károk sztochasztikus megítélését segítik elő a nyári hónapok csapadék- és hőmérsékleti anomáliáira szerkesztett empirikus eloszlásfüggvények. Az *1.118. ábráról* pl. megállapíthat-



1.118. ábra. A 06.–09. havi csapadékösszeg és átlagos hőmérséklet anomáliái az 1944/1973. és 1780/1968. évi átlagokhoz viszonyítva (RÉTHÁTI, 1977)

juk, hogy Magyarországon az átlagosnál jóval magasabb hőmérséklet 1947-ben, 1950-ben és 1963-ban, jelentős csapadékhiány pedig 1947-ben, 1950-ben, 1961-ben és 1962-ben lépett fel. Ez összhangban van azzal, hogy a zsugorodás okozta károk többségét 1949/50-ben és 1961/63-ban észlelték.

Ami a *helyreállítás módját* illeti, itt is azt a három lehetőséget kell mérlegelnünk, amit a tervezés során; ezek értelemszerűen most a következőképpen fogalmazhatók meg:

— a szerkezet vagy
— az alapozási rendszer módosítása és/vagy megerősítése.
— a víztartalom-változás okának megszüntetése, a víztartalom állandó szinten tartása.

A helyreállítás megtervezésekor a károsodásra felállított diagnózisból és a még várható alakváltozási folyamat jellemzőiből kell kiindulnunk, de figyelembe kell vennünk a gazdasági szempontokat is. (A helyreállítás költsége elérheti az épület értékének 50%-át is!) Azt is mérlegelnünk kell, hogy *a)* — a tatarozáson stb. kívül — szükség van-e egyáltalán beavatkozásra, vagy *b)* függővé tehető-e a helyreállítás szükségessége az épület későbbi viselkedésétől.

A munkálatok két nagy csoportba sorolhatók:

— az 1.5. fejezetben ismertetett tervezési irányelvek utólagos érvényesítése (ezek tehát kiegészítő vagy korrigáló jellegű munkák);
— jellegzetes javítási munkálatok.

A következőkben (1.6.6.–1.6.9. fejezetek) csak az utóbbiakkal foglalkozunk.

A feladat jellege esetenként különleges megoldásokat igényel. A pirit átalakulása és duzzadása okozta veszély (vö. az 1.4.2.4. fejezettel) pl. úgy szüntethető meg, hogy a savas közeget 0,1 N töménységű KOH adagolásával semlegesítjük, a levegő- (oxigén-) utánpótlás mértékét pedig vízzel való elárasztással csökkentjük (PENNER et al., 1973).

A *tatarozás* csak akkor kezdhető meg, ha az épület mozgása már megszűnt. (Ennek igazolására célszerű a mozgásokat mérni és a gipsztapaszokat, repedéstágasság-mérőket folyamatosan figyelni.)

1.6.6. A szerkezet megerősítése

A szerkezeti beavatkozás költséges eljárás, de a talaj és a víz oldaláról való védekezéssel szemben az az előnye, hogy az esetek többségében akkor is hatékony, ha a károsodás okát nem tudtuk egyértelműen megállapítani, vagy a még várható mozgásokat nem tudjuk megfelelő pontossággal előrejelezni.

A szokásos eljárások egy része — az 1.6.5. fejezetben írottak értelmében — *hiánypótló* jellegű (ilyen pl. a padozat elválasztása a fejgerendától hézag vésésével, csúszóhézagok kialakítása a válaszfalakon, talajcsere elhelyezése a padozat alatt). A *javító jellegű* munkálatok funkciójukat tekintve három csoportba sorolhatók:

— a kidőlést (billenést) megelőző,
— a szerkezet összeroppanása ellen védő és
— a repedések kifejlődését gátló megoldások.

A *kidőlés* veszélye elsősorban a pincefalakat és a külső falakat (sarkokat) fenyegeti, az előzőeket a duzzadás, az utóbbiakat a zsugorodás következményeképpen. A pincefalak védelme megoldható a falon átvezetett, a külső felületen elhelyezett acéllemezhez hegesztett fémrudak (HAMMER és THOMPSON, 1966) vagy a belső oldalon felhúzott fal segítségével (HAMMER és THOMPSON, 1966; CHEN, 1975), amely egyúttal a födém megtámasztására is szolgál. A külső falak kidőlése körülményesebb és drágább megoldást (támpillérek építését, újrafalazást) igényel.

A *szerkezet összeroppanása* következhet be, ha a pillérek teljes keresztmetszetükben eltörnek, vagy ha a födémek, gerendák felfekvési felülete minimálisra csökken. Az első veszély ellen többnyire körülköpenyezéssel, a második ellen a felfekvési felület utólagos megnövelésével védekezhetünk.

A *repedések* kezdetben csak esztétikai és lélektani szempontból kifogásolhatók, de olyan mértékűvé is kifejlődhetnek, hogy az épület állékonyságát veszélyeztetik. A helyreállítás legismertebb módozatai a következők: vasbeton gerendák utólagos beépítése, a meglévők acélgerendával való erősítése, fémhuzalok elhelyezése vagy sajtók beépítése.

A fémhuzalok a téglaépületek megerősítésének jellegzetes eszközei. Elhelyezhetők — első lépésként — az épület sarkain és a nyílászáró szerkezetek körül, majd — ha szükséges — a falfelület egyéb részein is. Irányukat tekintve lehetnek függőlegesek vagy vízszintesek, de ferdék is (a repedésekre merőlegesen vagy a teljes falfelületen — átlós rendszerben — elhelyezve). Adott esetben elegendő lehet egyszerű falkötő vasak beépítése is.

1.6.7. Az alapozási rendszer módosítása

Ha az épület *síkalapokon* áll, a *duzzadás* okozta veszély megszüntetése vagy csökkentése érdekében a következőket tehetjük (CHEN, 1975):

— az alapok (elsősorban a tömbalapok) teherátadó felületének levéséssel való csökkentése;

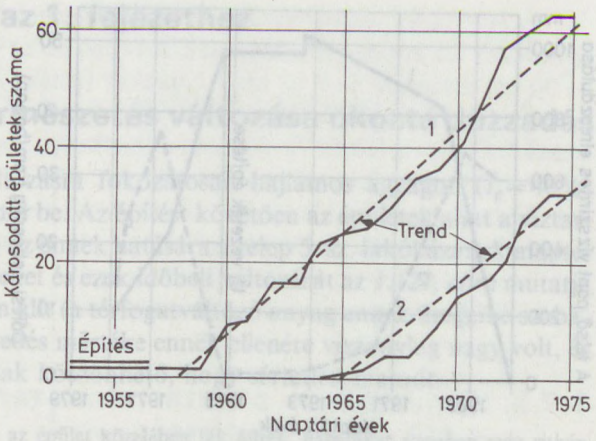
— a sávalapok teherátadó felületének csökkentése, üregek szakaszonkénti kialakításával;

— acélhuzalok beépítése az alapfalba (minél kisebb távolságra az ablakoktól).

Felmerülhet még az alapoknak *cölöpökkel* való alátámasztása is. Erre a célra a sajtolt (pl. a Mega-) cölöpöket vagy az alap két oldalán mélyített és gerendával összekötött fúrt cölöppárokat szokták felhasználni.

Az *alátámasztás* inkább a zsugorodási veszély csökkentésére alkalmas, de ekkor is számolnunk kell azzal, hogy — a technológia következményeként — min. 2 cm-es további süllyedés következik be. A tapasztalatok szerint különösen rossz megoldás a részleges alátámasztás (a csak a nagyobb mértékben süllyedt sarkok, falszakaszok alátámasztása). Meggyőzően bizonyítja ezt az *1.119. ábra:* az említett munkálatok 1-2 évig hatásosnak bizonyultak, később azonban a károsodás trendje megegyezett az alá nem támasztott épületekével.

A *cölöpökön* álló épületet fenyegető *duzzadási veszély* a következő módszerek valamelyikével csökkenthető (CHEN, 1975):



1.119. ábra. Egy bányászlakótelep épületeinek károsodási folyamata az építés (*1*) és a részleges aláfalazás (*2*) után (BALÁZSOVICH—PÁRDÁNYI, 1976)

— egyes cölöpöknek a teherviselésből való kikapcsolása és ezzel a többire jutó teher növelése;

— a megrepedt cölöpök acélgyűrűvel való megerősítése;

— a cölöpök körüli talaj kiemelése és veszélytelen talajjal való pótlása;

— a kivitelezési hibák javítása (rés kiképzése a fejgerenda alatt, a betonkitüremkedések levésése).

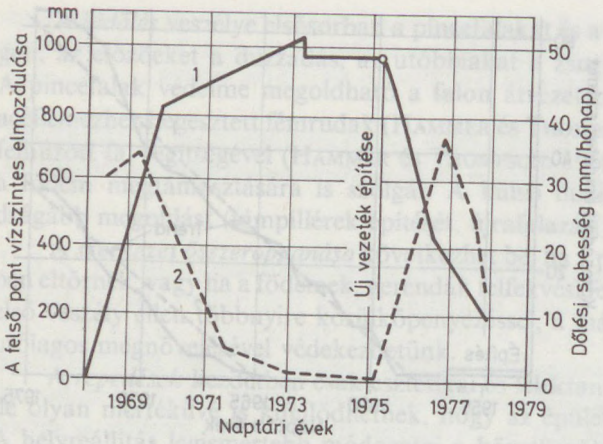
Arra is volt példa (CHEN, 1975), hogy valamennyi cölöpöt kikapcsolták a teherviselésből, mert a talajvíz szintjét nem tudták szabályozni.

1.6.8. Merev épületek visszabillentése

A helyreállítás szempontjából a merev építménynek a többivel szemben az az előnye, hogy bizonyos határokon belüli elmozdítása esetén nem kell tartanunk többlet-igénybevételek fellépésétől. A következőkben ismertetett két példán a térfogatváltozó talajon álló, elferdült építmények visszabillentésének lehetőségeit tanulmányozhatjuk.

Az első példa tárgya az 1.4.4.2. fejezetben ismertetett *kémény*. Helyreállítását úgy oldották meg, hogy a kemencével ellentétes oldalon is kiépítették a füstgázvezetékeket (vonalkázás nélküli falak az 1.76. ábrán). Ezen a szakaszon meghatározták a w-profilt, majd — a kemence felőli szakasz víztartalmai alapján — prognosztizálták a zsugorodási víztartalmat. A w, ε_s összefüggést ödométerbe helyezett és 200 kN/m^2-rel terhelt, fokozatosan szárított mintán határozták meg. Ennek alapján kiszámították az 50 cm-es lamellák várható zsugorodását és ezek összegeként a teljes zsugorodást (süllyedést). A kémény felső részén mért vízszintes elmozdulások és a dőlési sebesség időbeli változása az *1.120. ábrán* látható (az új gázvezetékeket 1975 májusában építették).

A talaj természetes kiszáradása következtében dőlt meg a chicagói Szt. Hedvig-templom egyik 150 m magas, gótikus tornya. Az aláfogás helyett itt a talaj *öntözését* határozták el, aminek meg is lett a várt eredménye: a torony visszatért eredeti helyzetébe (HOLTZ, 1983).



1.120. ábra. Az 1.76. ábrán látható kémény billenésének (*1*) és dőlési sebességének (*2*) időbeli változása az új gázvezeték megépítése előtt és után (SZOROCSAN, 1974)

1.6.9. A vegetáció okozta károk helyreállítása

Ha az épület károsodását a közeli fák idézték elő, a kárkép általában tisztább, az elmozdulás előjele egyértelműbb és a folyamat előrejelzése megbízhatóbb, mint általános esetben. A helyreállítást — az 1.4.6. fejezetben írottakat is figyelembe véve — a következő szempontok szerint tervezhetjük meg.

A lehetőségek első csoportja magukhoz a *fákhoz* kapcsolódik. DRISCOLL (1983) szerint a talaj kiszáradásának mértéke eredményesen csökkenthető a korona megcsonkításával, de ennél is hatékonyabb módszer az alapok alá nyúló gyökerek elvágása, esetleg betonból stb. épített „gátak" beépítése a fa és az épület közé.

A fák minden veszély nélkül ki is vághatók, mert az ezt követő nedvességkoncentráció és duzzadás még hasznos is lehet: a megsüllyedt falak emelkedése az eredetihez hasonló helyzetet teremt. PERPICH et al. (1985) egyik példája szerint a fák kivágását követő néhány év múlva az épületek mozgása teljesen megszűnt. HAMMER és THOMPSON (1966) hasonló esetről számolnak be: a 12 m-nél közelebb álló szil-, nyár- és fűzfák kivágásával sikerült a további mozgásokat teljes mértékben megakadályozni.

Ha a fák kivágása esztétikai vagy egyéb, elsősorban környezetvédelmi okokból nem kívánatos, a *talaj öntözése* jöhet szóba. PERPICH et al. (1965) 8–15 cm átmérőjű, egymástól 0,9–1,8 m-re telepített, homokkal kitöltött lyukak létesítését javasolják. Vízzel való elárasztásuk legegyszerűbben egy összekötő (és ugyancsak homokkal kitöltött) árok segítségével oldható meg.

A megoldások harmadik csoportja az *alapokhoz* kapcsolódik. A cölöpökön álló épületeket a fák közelsége nem veszélyezteti, így az egyik lehetőség — mint „luxusmegoldás" — az alap cölöpökre való kiváltása (HAMMER és THOMPSON, 1966). Ami a síkalapokat illeti, egyedül az alapozási sík mélyítésétől várhatunk eredményt, az alapok szélesítése természetesen nem megoldás, de ugyanígy a *részleges* aláfalazás sem (DRISCOLL, 1983).

1.7. Esettanulmányok az 1. fejezethez

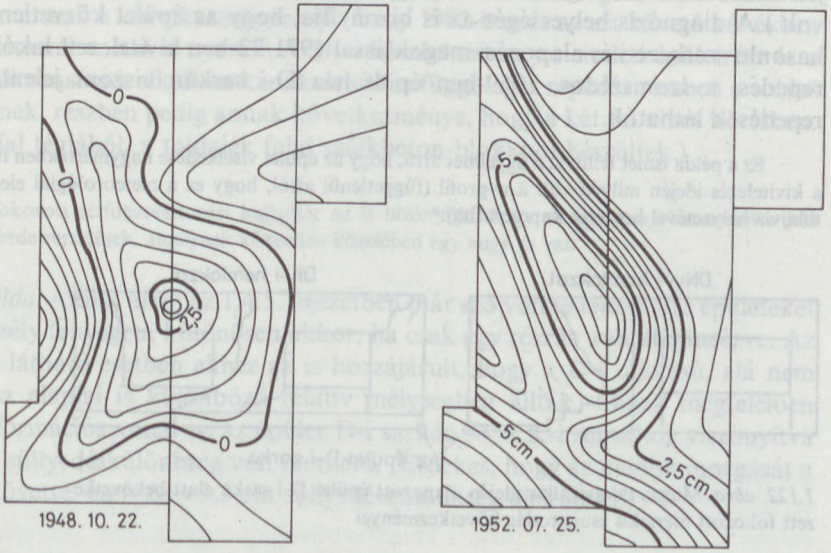
1.7.1. A víztartalom természetes változása okozta duzzadás

Dawson (1953) egy térfogatváltozásra fokozatosan hajlamos agyagon ($\bar{I}_p = 40\%$) álló épületek viselkedéséről számol be. Az építést követően az épületek alatt a víztartalom fokozatosan nőni kezdett; az ennek hatására a telep 5. sz. lakóházának alapterületén bekövetkezett emelkedéseket és ezek időbeli változását az *1.121. ábra* mutatja be. Az épület ún. lépsejtalapokon állt (a térfogatváltozó anyag ennek üregeibe szabadon be tudott hatolni), az emelkedés mértéke ennek ellenére viszonylag nagy volt, és csak a szerkezet hajlékonyságának köszönhető, hogy sértetlen maradt.

A cikkben közölt fénykép szerint az épület közelében fák álltak, hatásukat azonban még ritkán elemezték, szerepük jelentőségét sok országban csak később ismerték fel (vö. az 1.4.6. fejezettel).

1.7.2. Mesterségesen elárasztott talajon álló épületek

Az 1.4.2.2. fejezet az 1.62. és 1.63. ábrák kapcsán két olyan esetet mutatott be, amikor a talajba jutó víz súlyos károkat idézett elő. Ennek a veszélynek és a természetes nedvességkoncentráció hatásának kivédésére szolgál — többek között — az előzetes elárasztás (lásd az 1.5.3.3. fejezetben). Hatékonyságát Szorocsan (1974) a következőkben leírt példával bizonyítja.



1.121. ábra. Emelkedési folyamat az épület alatti nedvességkoncentráció hatására (Dawson, 1953)

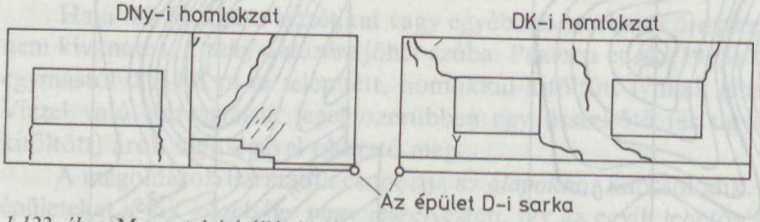
A 36×12 m^2 alapterületű, 7 m magas csarnok tervezett sávalapjainak helyén 5 m széles és 1,5 m mély árkokat ástak, ezekben pedig — sakktáblaszerű elrendezésben — 30 cm átmérőjű és 2 m mély lyukakat fúrtak. Az árok felszínét és a lyukakat murvával fedték le, ill. töltötték ki, majd 3 hónapon keresztül vízzel borították el őket. Ennek hatására a felszín 75–210 mm-t emelkedett, éspedig a Δw víztartalom-növekedéssel arányosan ($\Delta w = 4\%$-ra $h_{df} = 75$ mm, 8%-ra 150 mm emelkedés következett be). Az árasztás után 5 hónapot vártak, majd az árokban a murvát és a talaj felső rétegét eltávolították. A 100 kN/m^2-rel igénybe vett sávalapokat 15 cm vastag kavicságyazatra helyezték. A mérések szerint az épület minden pontja közel azonos mértékben süllyedt, a 4 év után mért maximális érték 29 mm volt.

1.7.3. Károsodások a víztartalom természetes csökkenésének hatására

A következőkben ismertetett négy példa közül kettő sík, egy lejtős területre vonatkozik, a negyedik a hidrológiai viszonyok megváltozásának hatására mutat be példát.

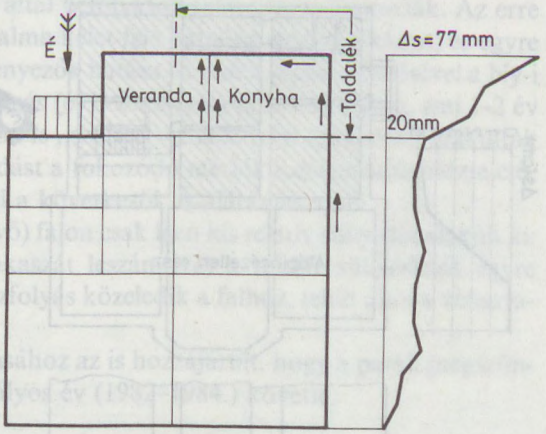
1. sz. példa. Egy vidéki városban 1967 végén készítették el a szóban forgó lakóház alapjait, fekete, humuszos, kövér agyagra helyezve azokat. Az épület 1972-ig sértetlenül állt, ennek az évnek a nyarán azonban a D-i sarok közelében súlyos repedések jelentek meg *(1.122. ábra)*, ugyanakkor a járda és a lépcső is károkat szenvedett. A kárkép egyértelműen a talaj zsugorodására utalt. Az építés idején az egész országban igen magasan állt a *talajvíz*, az alapok így kapillárisan telített talajra kerültek. A *száraz* periódus 1972-ben kezdődött, tehát éppen akkor, amikor a károsodás első jelei mutatkoztak. (A repedések száma és mértéke 1973 őszén már igen jelentős volt, összhangban azzal, hogy ennek az évnek a nyara is csapadékszegény volt.) A diagnózis helyességét az is bizonyítja, hogy az épület közvetlen közelében, hasonló szerkezeti és alapozási megoldással 1971/72-ben kivitelezett lakóházon nincs repedés, a szomszédos, 1969-ben épült ház D-i sarkán viszont jelentős mértékű repedések láthatók.

Ez a példa ismét felhívja a figyelmet arra, hogy az épület viselkedése nagymértékben függ attól, hogy a kivitelezés idején milyen volt a w-profil (függetlenül attól, hogy ez a meteorológiai elemekkel vagy a talajvíz helyzetével hozható kapcsolatba).*



1.122. ábra. Magas talajvízállás idején alapozott épület D-i sarka alatt bekövetkezett fokozott mértékű zsugorodás következményei

* Természetesen nem hagyható megjegyzés nélkül, hogy humuszos, kövér agyagra alapozni eleve szabálytalan és rossz megoldás volt. (A szerk.)



1.123. ábra. Egy lakóépület eredeti és utólag épített részein kialakult süllyedéskülönbségek a talaj zsugorodásának hatására (a nyilak a ferde repedések emelkedésének irányát jelzik)

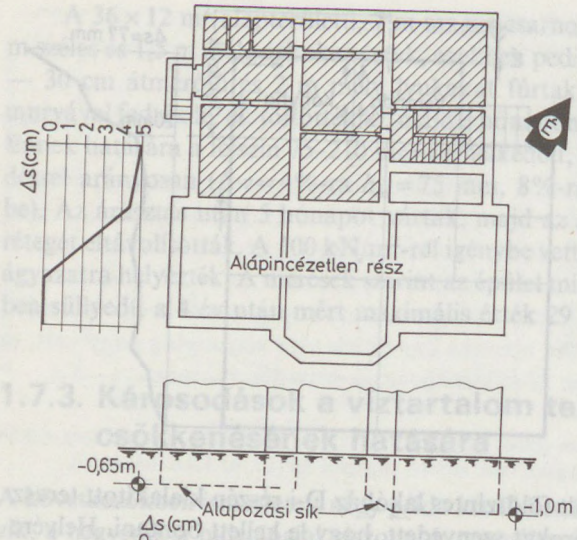
2. sz. példa. Egy 1959-ben épült földszintes lakóház D-i részén kialakított terasz a 70-es évek elején olyan súlyos károkat szenvedett, hogy le kellett bontani. Helyére 1975-ben verandát és konyhát építettek, de 1983-tól kezdve ezen helyiségek falain is — egyre jobban megnyíló — repedések jelentek meg. A falakon látható ferde repedések emelkedési irányát és a Ny-i homlokzaton mért relatív süllyedéseket az *1.123. ábra* tünteti fel. Mindezek alapján a károsodás folyamata a következőképpen rekonstruálható.

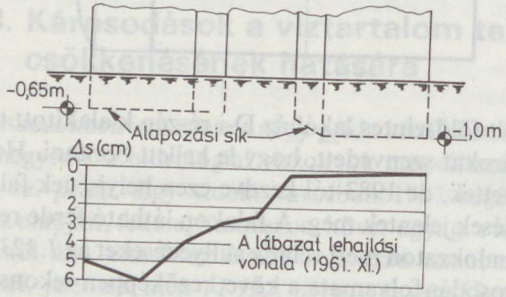
Az építést követően két száraz periódus volt (1961/62 és 1972/73). Ekkor alakulhatott ki a Ny-i homlokzaton mért süllyedéskülönbség, és ekkor károsodott a terasz is. A toldalék „eltakarta" a főépület D-i szakaszát, viszont — a régi teraszhoz hasonlóan — súlyos károkat (3 m-en 57 mm süllyedéskülönbséget!) szenvedett. Ez egyértelműen annak a következménye volt, hogy 1982-ben és az ezt követő két évben rendkívül szárazak voltak a nyarak. A Ny-i homlokzaton, az eredeti épületrész és a toldalék találkozásának síkjában kialakult széles függőleges repedés részben a toldalék billenésének, részben pedig annak következménye, hogy a két fal nincs kötésben. (Az eredeti fal téglából, a toldalék falai salakbeton-blokkból készültek.)

A talaj fokozott térfogatváltozási hajlamát az is bizonyítja, hogy az épületnek azon sarka felé emelkednek a ferde repedések, amelynek közvetlen közelében egy *nagy fa* van.

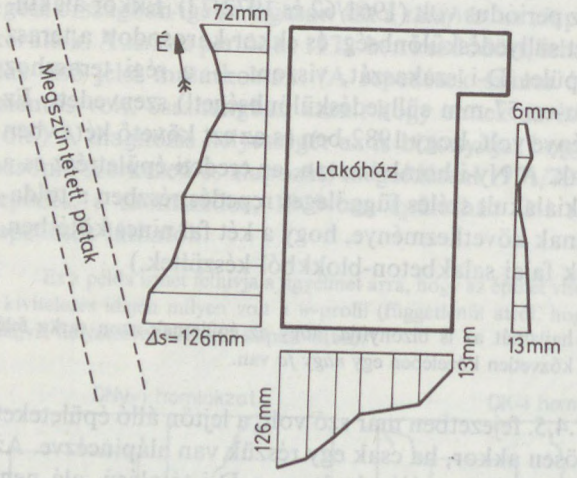
3. sz. példa. Amint arról az 1.4.5. fejezetben már szó volt, a lejtőn álló épületeket fokozott veszély fenyegeti, különösen akkor, ha csak egy részük van alápincézve. Az *1.124. ábrán* látható esetben ehhez az is hozzájárult, hogy a D-i tájolású, alá nem pincézett rész alapjai is különböző relatív mélységben álltak. Ennek megfelelően alakult a deformációs vonal is: az épület D-i sarkán — a K-i sarokhoz viszonyítva — $\Delta s = 6$ cm süllyedéskülönbség volt mérhető. (Érdekes, hogy az alapok mozgását a parketta is követte, ezen $\Delta s = 3{,}3$ cm süllyedéskülönbség alakult ki.)*

* Nyilvánvalóan hibás és szakszerűtlen megoldás volt az alapozási síkot −0,65 m-en felvenni. (A szerk.)





1.124. ábra. Lejtőn álló, alápincézetlen részén belül is különböző mélységekben alapozott épület mozgása (RÉTHÁTI, 1977)



1.125. ábra. Patak megszüntetése okozta zsugorodás következményei (RÉTHÁTI Zs., 1985)

4. sz. példa. Egy évtizedek óta sértetlenül álló földszintes, −0,9 m-en alapozott lakóházon azt követően jelentek meg a repedések, amikor a tőle néhány m-re folyó patakot megszüntették, zártszelvényű csatornát létesítve a víz elvezetésére. A falakon súlyos repedések jelentek meg, a külső homlokzaton pedig $\Delta s = 12{,}6$ cm süllyedéskülönbség alakult ki *(1.125. ábra)*. A károsodás oka és folyamata a következők szerint értékelhető (RÉTHÁTI Zs., 1985).

Az épület Ny-i falát a vízfolyás által befolyásolt talajrétegre alapozták. Az erre merőleges D-i fal alatt a talaj víztartalma kelet felé haladva egyre csökkent, és egyre jobban érvényesült a meteorológiai tényezők hatása. A patak megszüntetésével a Ny-i oldalon is megindult a fokozott párolgás (és ezzel az altalaj kiszáradása), ami 1-2 év alatt oda vezetett, hogy a Ny-i oldalon is „szabad vízháztartási feltételek" alakultak ki. Azt a feltételezést, hogy a károsodást a fokozódó mértékű zsugorodás idézte elő, az események időbeli egyezésén kívül a következők is alátámasztják:

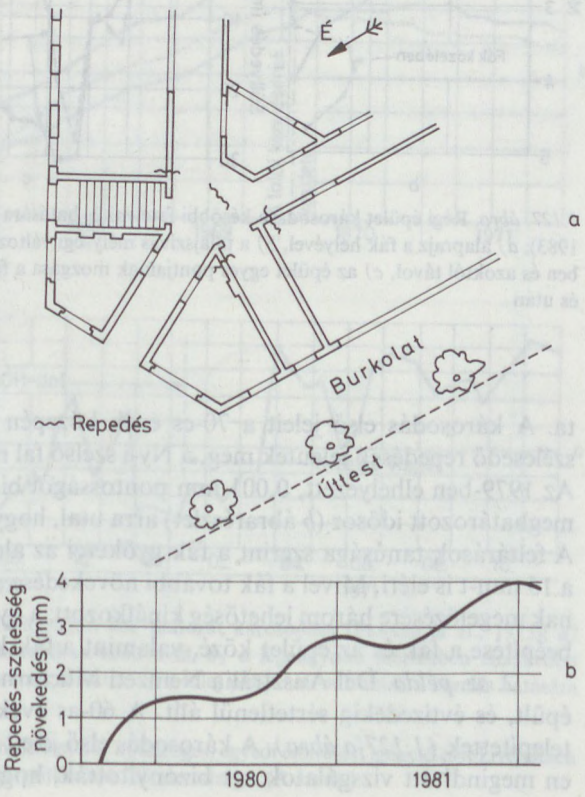
— a K-i (a vízfolyástól távol fekvő) falon csak igen kis relatív süllyedés alakult ki;

— a Ny-i falon (ennek É-i szakaszát leszámítva) a relatív süllyedések egyre nagyobbak, amint a megszüntetett vízfolyás közeledik a falhoz, tehát ahol a víztartalom-változás a legnagyobb.

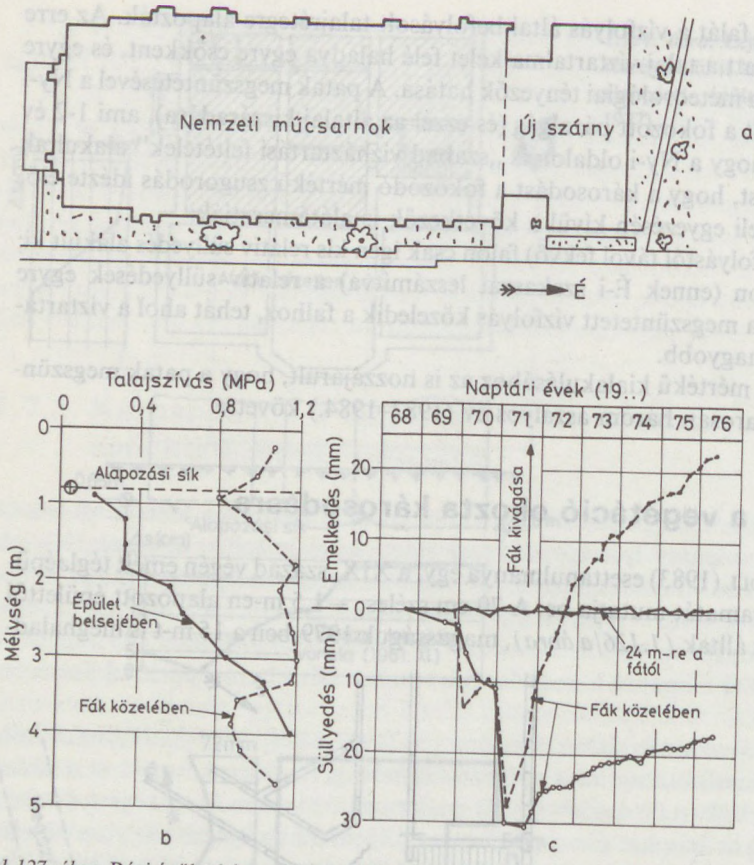
A károk ilyen mértékű kialakulásához az is hozzájárult, hogy a patak megszüntetését (1979) hamarosan három aszályos év (1982–1984.) követte.

1.7.4. Példák a vegetáció okozta károsodásra

1. sz. példa. Driscoll (1983) esettanulmánya egy, a XIX. század végén emelt téglaépület károsodási folyamatát mutatja be. A 70 cm széles, −1,5 m-en alapozott épülettől 5-6 m-re platánfák álltak *(1.126/a ábra)*, magasságuk 1979-ben a 15 m-t is meghalad-



1.126. ábra. Régi épület károsodása a közeli platánfák hatására (Driscoll, 1983); *a)* alaprajz a repedések helyével, *b)* a repedéstágasság időbeli változása

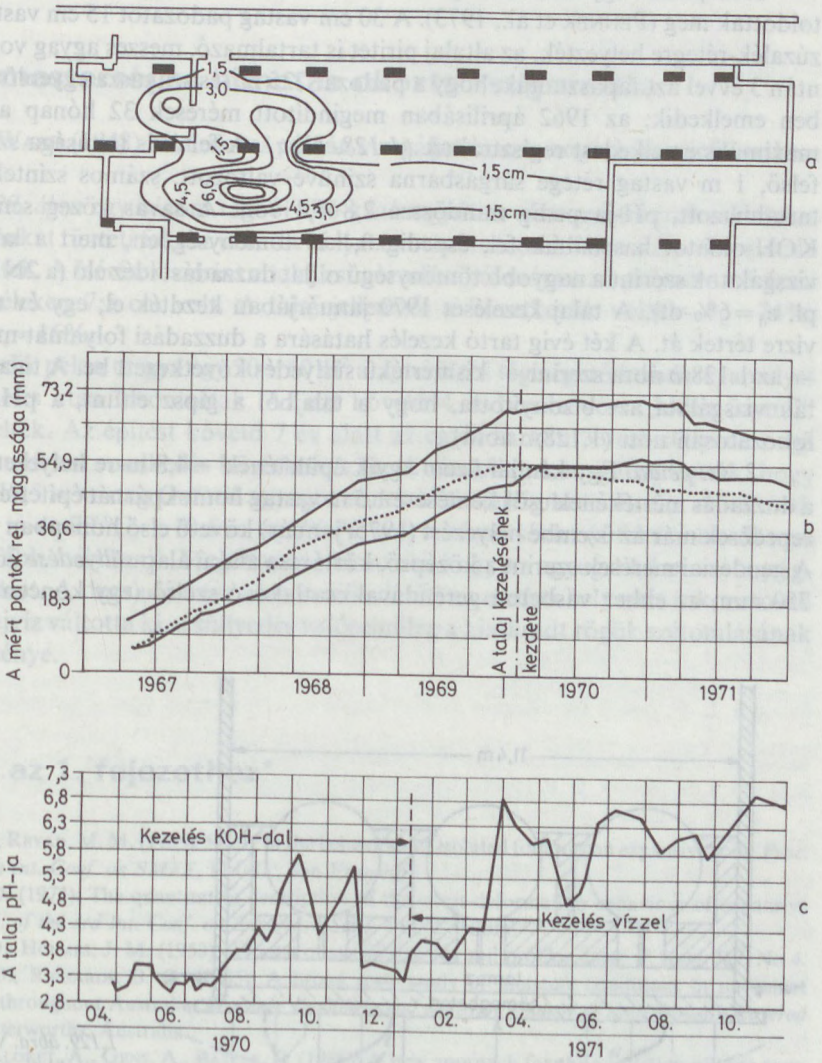


1.127. ábra. Régi épület károsodása későbbi fatelepítés hatására (RICHARDS et al., 1983); *a)* alaprajz a fák helyével, *b)* a talajszívás mélységi változása a fák közelében és azoktól távol, *c)* az épület egyes pontjainak mozgása a fák kivágása előtt és után

ta. A károsodás első jeleit a 70-es évek közepén észlelték: a belső falakon felfelé szélesedő repedések jelentek meg, a Ny-i szélső fal nyílászáró szerkezetei beszorultak. Az 1979-ben elhelyezett, 0,001 mm pontosságot biztosító repedéstágasság-mérőkkel meghatározott idősor (*b* ábrarészlet) arra utal, hogy a mozgások szezonális jellegűek. A feltárások tanúsága szerint a fák gyökerei az alapok alá is benyúlnak, átmérőjük a 15 mm-t is eléri. Mivel a fák további növekedése volt várható, a károk fokozódásának megelőzésére három lehetőség kínálkozott: a gyökerek elvágása, függőleges „gát" beépítése a fák és az épület közé, valamint a fák kivágása.

2. sz. példa. Dél-Ausztrália Nemzeti Műcsarnoka a XIX. század utolsó éveiben épült, és évtizedekig sértetlenül állt. A 60-as évek elején K-i homlokzata elé fákat telepítettek *(1.127/a ábra)*. A károsodás első jeleit 1969-ben észlelték. Az ezt követően megindított vizsgálatok azt bizonyították, hogy a fák környezetében a *pF*-érték

jelentősen megnőtt (lásd az 1.87. és az 1.127/*b* ábrát). A szakértők javaslatára 1971 őszén a fákat kivágták.* A megoldás helyesnek bizonyult, az épület szóban forgó fala lassan emelkedni kezdett, a süllyedéskülönbség mértéke pedig egyre kisebb lett (1.127/*c* ábra).



1.128. ábra. Pirit tartalmú agyagon álló padozat károsodása (PENNER et al., 1973); *a)* alaprajz az emelkedés izometrikus vonalaival, *b)* a legnagyobb mértékben emelkedett pontok függőleges mozgásának idősora, *c)* a talaj pH-jának változása a kezelés hatására

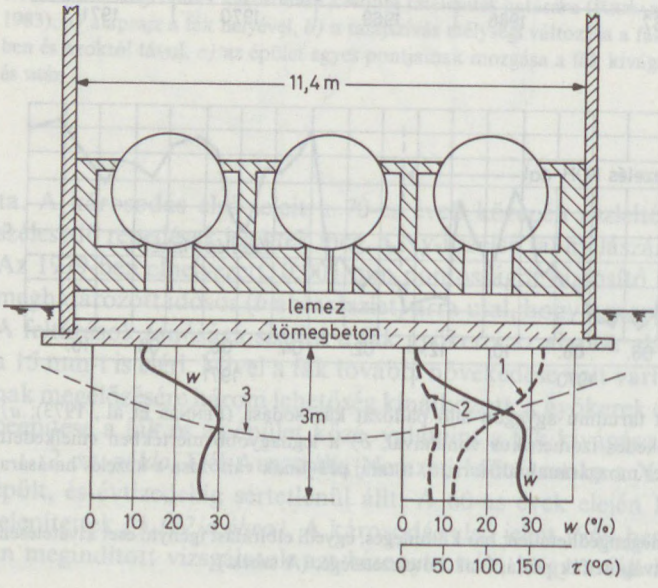
* A fák kivágása ma már megengedhetetlen; bár különleges, egyedi elbírálást igénylő eset kivételesen előfordulhat, mindig fennáll a kivágott fák pótlásának kötelezettsége. (A szerk.)

1.7.5. Kémiai duzzadás

A következő két példa az 1.4.2.4. fejezethez kapcsolódik. Az első a pirit kémiai átalakulásának következményeit mutatja be, a második viszont arra példa, amikor a várt duzzadás helyett süllyedés következett be.

1. sz. példa. Egy 1929-ben épült háromszintes épületet 1961-ben egy új szárnnyal toldottak meg (PENNER et al., 1973). A 30 cm vastag padozatot 15 cm vastag mészkőzúzalék-rétegre helyezték, az altalaj piritet is tartalmazó, meszes agyag volt. Az építés után 3 évvel azt tapasztalták, hogy a padozat 225 m^2-es szakasza egyenlőtlen mértékben emelkedik; az 1962 áprilisában megindított mérések 32 hónap alatt 5,6 cm maximális emelkedést regisztráltak *(1.128. ábra)*. A feltárás tanúsága szerint a talaj felső, 1 m vastag rétege sárgásbarna színűvé változott, számos színtelen kristályt tartalmazott, pH-ja pedig mindössze 2,8–4,4 volt. A savas közeg semlegesítésére KOH-oldatot használtak fel, éspedig 0,1 N töménységben, mert a laboratóriumi vizsgálatok szerint a nagyobb töménységű oldat duzzadást idéz elő (a 2N töménységű pl. $\varepsilon_d = 6\%$-ot). A talaj kezelését 1970 januárjában kezdték el; egy év múlva tiszta vízre tértek át. A két évig tartó kezelés hatására a duzzadási folyamat megszűnt, sőt — az 1.128/*b* ábra szerint — kismértékű süllyedés következett be. A talaj- és vízminták vizsgálata azt bizonyította, hogy a talajból a gipsz eltűnt, a pH-érték pedig fokozatosan nőtt (1.128/*c* ábra).

2. sz. példa. Egy kémiai üzem egyik épületének −4,8 m-re helyezett alapjai alá a duzzadás mértékének csökkentésére 1,5 m vastag homokpárnát építettek be. Az első repedések már az üzembe helyezést (1975. január) követő első hónapban megjelentek. A geodéziai mérések szerint a középső, körtárcsa alakú alap *süllyedése* 20 hónap alatt 750 mm, az ehhez vasbeton gerendával csatlakozó szélső (egy koncentrikus körön



1.129. ábra. Víztartalmi és hőmérsékleti viszonyok három kazán alatt (COOLING és WARD, 1948); *1* hőmérséklet 9 héttel az üzembe helyezés után, *2* hőmérséklet 10 héttel a fűtés megszüntetése után, *3* a kiszáradás mélysége

elhelyezett) alapok süllyedése pedig 30–32 cm volt. A vizsgálatok megállapították, hogy a talajba szivárgó kénsavoldat hatására a szulfátionok mennyisége 1970 és 1976 között a 2,5-szeresére növekedett, és jelentősen megnőtt a vízben oldott sók koncentrációja is. Megállapították ugyanakkor azt is, hogy a duzzadási nyomás kisebb volt a talpfeszültségnél. (Elképzelhető az is, hogy az alakváltozások egy részét a homokpárna roskadása idézte elő.)

1.7.6. A mesterséges hőhatás okozta zsugorodás

Cooling és Ward (1948) két érdekes példán vizsgálja a mesterséges hőhatás következményeit.

Az *1.129. ábra* egy három tagból álló kazánegyüttes alatt mért hőmérsékleteket és víztartalmakat tünteti fel. Az üzembe helyezés utáni második télen süllyedésre utaló jeleket észleltek. A mérések szerint a talaj zsugorodásából származó süllyedés középen 15 cm, a széleken 7,5 cm volt. A talaj jellemzői a következők voltak: $w_L = 74\%$, $w_p = 28\%$, $w_s = 16\%$.

A második példa tárgya egy 30×60 m^2 alapterületű téglaégető kemence, amelyet 30 évi üzemelés után lebontottak. Az ezt követő 4. évben helyére „hideg üzemű" épületet emeltek. Az építést követő 7 év alatt az egyik sarkán 33 cm süllyedés, egy másik sarkán 18 cm emelkedés következett be. A vizsgálatok megállapították, hogy a hőhatás a 19,5 m vastag Oxford agyagot ennek alsó síkjáig kiszárította. A mérések szerint $-4{,}8$ m-en 70 °C, $-10{,}5$ m-en 390 °C volt a hőmérséklet (a feltáró aknát nem is tudták tovább mélyíteni). Megállapították azt is, hogy az agyag 14,4 m vastagságban oxidálódott. A duzzadást (az alap emelkedését) az eredeti helyzetét fokozatosan elfoglaló talajvíz váltotta ki, a süllyedés valószínűleg a kiszáradt rögök szétomlásának a következménye.

Irodalom az 1. fejezethez*

Abouleid, A. F., Reyad, M. M. (1985): Study of the behaviour of isolated footings on expansive soils. *Proc. of the 11th Int. Conf. on SMFE,* Vol. II., San Francisco

Aitchison, G. D. (1973): The quantitative description of the stress-deformation behaviour of expansive soils. *Proc. of the 3rd Int. Conf. on Expansive Soils,* Vol. 2., Haifa

Aitchison, G. D., Holmes, J. M. (1953): Aspects of swelling in the soil profile. *Austr. J. Appl. Sci.* No 4.

Aitchison, G. D., Richards, B. G. (1965): A broad scale study of moisture conditions in pavement subgrades throughout Australia. *Moisture Equilibria and Moisture Change in Soils Beneath Covered Areas.* Butterworths, Australia

Alonso, E. E., Lloret, A., Gens, A., Battle, F. (1989): A new approach for the prediction of long term heave. *Proc. of the 12th Int. Conf. on SMFE,* Vol. 1., Rio de Janeiro

Alpan, I. (1957): An apparatus for measuring the swelling pressure in expansive soils. *Proc. of the 4th Int. Conf. on SMFE,* Vol. I., London

* A szerző irodalmi utalásaiban a tudományos munkákban és a könyvtári katalógusokban általánosan használt nemzetközi cirill–latin átírási szabályt használja. (A szerk.)

ALTMEYER, W. T. (1955): Discussion of engineering properties of expansive clays. *Proc. ASCE,* Separate No 658, March

AMIR, J. M., SZOKOLOV, M. (1976): Finite element analysis of piles in expansive media. *Proc. ASCE,* No GT 7

ANDREI, S. (1966): *Le drainage de l'eau dans les sols à granulation fine.* Eyrolles, Paris

ANDREI, S. (1971): Application of soil pore water suction in civil engineering. *Proc. of the 4th Budapest Conf. on SMFE.* Akadémiai Kiadó, Budapest

BAKER, R., KASSIFF, G. (1968): Mathematical analysis of swell pressure with time for partly saturated clays. *Can. Geot. J.,* No 4.

BALÁZSOVICH B., PÁRDÁNYI J. (1976): Bányászlakótelepek alapozási problémái. *Műszaki Tervezés,* 7. sz.

BANDYOPADHYAY, S. S. (1981): Prediction of swelling potential for natural soils. *Proc. ASCE,* No GTS

BARACOS, A., BOZOZUK, M. (1957): Seasonal movements in some Canadian clays. *Proc. of the 4th Int. Conf. on SMFE,* Vol. I., London

BARACOS, A., MARANTZ, O. (1953): Vertical ground movements. *Proc. of the 6th Canadian Soil Mech. Conf.,* Winnipeg. *Nat. Res. Conne. Assoc. Ctee on Soil and Snow Mech.,* Tech. Mem. No 27.

BARBER, E. W. (1956): Discussion of paper by HOLTZ and GIBBS, titled Engineering properties of expansive soils. *Trans. ASCE,* No. 121.

BÉRARD, J. (1970): Black shale heaving at Ottawa, Canada, Discussion. *Can. Geot. J.,* No. 2.

BIDDLE, P. G. (1983): Patterns of soil drying and moisture deficit in the vicinity of trees on clay soils. *Géotechnique,* No. 2.

BLIGHT, G. E. (1966): Strength characteristics of desiccated clays. *Proc. ASCE,* No. SM6.

BOARDMANN, V. R. (1956): Reinforcement of brick walls to reduce cracking on heaving foundations. *N. B. R. I. Bull.,* No. 14.

BOARDMANN, V. R. (1958): The design, construction and behaviour of a reinforced brick building on heaving clay. *Proc. of the Symp. on Expansive Clays,* Johannesburg

BOLT, G. H. (1955): Analysis of the validity of the GUOY–CHAPMAN theory of the electric double layer. *J. Coll. Sci.,* No. 10.

BOLT, G. H. (1956): Physical-chemical analysis of the compressibility of pure clay. *Geo. Technique,* No. 2.

BOLT, G. H., MILLER, R. D. (1955): Compression studies of illite suspensions. *Soil Science Proc.,* 19

BOWLES, J. E. (1977): *Foundation analysis and design. McGraw–Hill,* New York

BOZOZUK, M., BURN, K. N. (1960): Vertical ground movements near elm trees. *Géotechnique,* No. 1.

BRACKLEY, I. J. A. (1980): Prediction of soil heave from suction measurements. *Proc. of the 7th Reg. Afr. Conf. on Soil Mech.,* Accra

BROOKER, E. W. (1965): Identification and performance of swelling soil types. Discussion. *Can. Geot. J.,* No. 2.

BRUNE, G. (1965): Anhydrite and gypsum problems in engineering geology. *Eng. Geol.,* Vol. 2., pp. 26–38.

BURLAND, J. B., WROTH, C. P. (1974): Settlement of buildings and associated damage. *Proc. of the Conf. on the Settlement of Structures,* Cambridge.

BUROV, E. Sz., SZOROCSAN, E. A., CSUNIHIN, V. G. (1966): Iszledovanije nabuhajuscsie — uszadocsnüh glin v rajone g. Keres. *Osznovania, fundamenti i mehanika gruntov,* No. 4.

BUZÁGH A. (1951): *Kolloidika,* I. k. Akadémiai Kiadó, Budapest

CASSAGRANDE, A. (1936): The determination of the preconsolidation load and its practical significance. *Proc. of the 1st Int. Conf. on SMFE,* Vol. 3., Cambridge

CHANDLER, R. J., GUTIERREZ, C. I. (1986): The filter-paper method in suction measurement. *Géotechnique,* No. 2.

CHANG, R. K. (1969): Pressure plate apparatus for volumetric measurement of suction, swelling pressure, and consolidation in clays. *Can. Geot. J.,* No. 2.

CHANG, R. K., WARKENTIN, B. P. (1968): Volume change of compacted clay soil aggregates. *Soil Sci.,* Vol. 105., pp. 106–111.

CHEN, F. H. (1965): The use of piers to prevent the uplifting of lightly loaded structures founded on expansive soils. Eng. effects of moisture changes in soils, concluding *Proc. of the 2nd Int. Research and Eng. Conf. on Expansive clay soils,* Texas

CHEN, F. H. (1975): *Foundations on expansive soils. Elsevier Sci. Publ. Co.,* Amsterdam–Oxford–New York

CHEN, X. Q., LU, Z. W., HE, X. F. (1985): Moisture movement and deformation of expansive soils. *Proc. of the 11th Int. Conf. on SMFE,* Vol. 4., San Francisco

COLLINS, L. E. (1958): Some observations on the movement of buildings on expansive soils in Vereeniging and Odendaalsrus. *Proc. of the Symp. on Expansive clays,* Johannesburg

COOLING, L. F., WARD, W. H. (1948): Some examples of foundation movements due to causes other than structural loads. *Proc. of the 2nd Int. Conf. on SMFE,* Vol. II., Rotterdam

CRONEY, D., COLEMAN, J. D. (1953): Soil moisture suction properties and their bearing on the moisture distribution in soils. *Proc. of the 3rd Int. Conf. on SMFE,* Vol. I., Zürich

CUTLER, D. F., RICHARDSON, I. B. K. (1981): *The roots and buildings.* Construction Press, London

DANIEL, D. E., HAMILTON, J. M., OLSON, R. E. (1979): Suitability of thermocouple psychrometers for studying moisture movement in unsaturated soils. *ASTM Symp. on Permeability and ground water contaminant transport. American Testing and Materials*

DAVID, D., KOMORNIK, A., GOLDBERG, M. (1973): Swelling and bearing characteristics in clayey sands. *Proc. of the 8th Int. Conf. on SMFE,* Vol. 2.2., Moszkva

DAWSON, R. F. (1953): Movement of small houses erected on an expansive clay soil. *Proc. of the 3rd Int. Conf. on SMFE,* Vol. I., Zürich

DE BRUIJN, C. M. A. (1973): Moisture redistribution in Southern African soils. *Proc. of the 8th Int. Conf. on SMFE,* Vol. 2.2., Moszkva

DIDIER, G., LAREAL, P., GIELLY, J. (1973): Prévision du potential et de la pression de gonflement. *Proc. of the 8th Int. Conf. on SMFE,* Vol. 2.2., Moszkva

DONALDSON, G. W. (1969): The occurrences of problems of heave and the factors affecting its nature. *Proc. of the 2nd Int. Research and Eng. Conf. on Expansive clay soils,* Texas

DONALDSON, G. W., KLEYNHANS, J. W. (1963): The progressive distortion of a house founded on heaving soil at Vereeniging. *Proc. of the 3rd Reg. Afr. Conf. on Soil Mech.,* Vol. 1, Salisbury

DRISCOLL, R. (1983): The influence of vegetation on the swelling and shrinking of clay soils in Britain. *Géotechnique,* No. 2.

EKBLAW, G. E., GRIM, R. E. (1936): Some geological relations between the constituents of soil materials and highway construction. *Illinois Geol. Survey Rept. Investigation*

EKSTEIN, L. I. (1978a): Iszledovanie podjema szvajnüh Kusztov v nabuhajuscsih gruntah. *Osznovania, fundamenti i mehanika gruntov,* No. 3.

EKSTEIN, L. I. (1978b): Ekszperimentalnüe iszledovania rabotü szvajnüh kusztov v nabuhajuscsih gruntoh. *Osznovanija, fundamenti i mehanika gruntov,* No. 6. *Engineer Manual EM 110-345-147* (1961): Engineering and design; procedures for foundation design of buildings and other structures. Department of the Arny, Washington, D. C.

FARRAR, D. M., COLEMAN, J. D. (1967): The correlation of surface area with other properties of nineteen British clay soils. *J. Soil Sci,* 18., pp. 118–124.

FELT, E. J. (1953): Influence of vegetation on soil moisture contents and resulting soil volume changes. *Proc. of the 3rd Int. Conf. on SMFE,* Vol. I., Zürich

FOX, W. E. (1964): A study of bulk density and water in a swelling soil. *Soil Sci.,* 98, pp. 307–316.

FÖLDES F., GABOS GY. (1959): Alapozási problémák és hazai tapasztalatok térfogatváltozó talajon álló épületeknél. *Mélyépítéstudományi Szemle,* 1. sz.

FREDLUND, D. G. (1983): Prediction of ground movements in swelling clays. *31st Annual Soil Mech. and Found. Eng. Conf.,* Minneapolis

GABOS GY., VARGA M. (1957): Külföldi tapasztalatok épületek zsugorodó talajon való alapozásáról. *Mélyépítéstudományi Szemle,* 7–8. sz.

GARDNER, R. (1937): A method of measuring the capillary tension of soil moisture over a wide moisture range. *Soil Sci.,* 43., pp. 277–283.

GRATTAN-BELLEW, P. E., MCROSTIE, G. C. (1982): Evaluation of heave prevention methods for floors founded on shale in the Ottawa Region. *Can. Geot. J.,* No. 1.

GROMKO, G. J. (1974): Review of expansive soils. *Proc. ASCE,* No. GT6

HAEFELI, R., AMBERG, G. (1948): Contribution to the theory of shrinking. *Proc. of the 2nd Int. Conf. on SMFE,* Vol. I., Rotterdam

HAGGARTY, G. J. (1957): *Measurement of shrinkage strains in clays.* SM Thesis, M.I.T.

Haines, W. B. (1923): The volume changes associated with variations of water content in soil. *J. Agricultural Sience,* Vol. 13., pp. 296–310.

Hammer, M. J., Thompson, O. B. (1966): Foundation clay shrinkage caused by large trees. *Proc. ASCE,* No. SM6

Hardy, R. M. (1965): Identification and performance of swelling soil types. *Can. Geot. J.,* No. 2.

Harrison, V. F., Gow, W. A., Ivarson, K. C. (1966): Leaching of uranium from Elliot Lake ore in the presence of bacteria. *Can. Mining J.,* No. 5.

Henry, F. D. C. (1956): The design and construction of engineering foundations. *Spon,* London

Hofmann, V., Bilke, W. (1936): Über die innerkristalline Quellung und das Basenaustauschungvermögens des Montmorillonites. *Koll. Zeitschr.,* Vol. 77.

Holtz, W. G. (1959): Expansive clay — properties and problems. *Colorado School of Mines Quarterly,* Vol. 54., No. 4.

Holtz, W. G. (1983): The influence of vegetation on the swelling and shrinking of clays in the United States of America. *Géotechnique,* No. 2.

Holtz, W. G., Gibbs, J. J. (1956): Engineering properties of expansive clays. *Trans. ASCE,* Vol. 121., No. 2814.

Holtz, W. G., Hart, S. S. (1978): *Home construction on shrinking and swelling soils.* National Science Foundation, Washington DC. Denver: Colorado geological Survey

Hunter, D. (1988): Lime-induced heave in sulfate-bearing clay soils. *Proc. ASCE, J. of Geot. Eng.,* No. 2.

Hvorslev, J. (1938): The shearing resistance of remolded cohesive soils. *Proc. of the Conf. Soils* and *Foundation,* U. S. Engr. Dept., Boston

Ijjász, E. (1938): Die Rolle des Waldes in dem Wasserhaushalt der Natur. *Hidrol. Közlöny*

Jennings, J. E. (1950): Foundations for building in the Orange Free State goldfields. *J. of the S. A. Institute of Engineers,* Vol. 4 p., No. 4. és 8.

Jennings, J. E. (1953): The heaving of buildings on desiccated clay. *Proc. of the 3rd Int. Conf. on SMFE,* Vol. I., Zürich

Jennings, J. E. (1958): Some observations on the movement of buildings on expansive soils in Vereeniging and Odendnalsrus, Discussion. *Proc. of the Symp. on Expansive clays,* pp. 47–48. Johannesburg

Jennings, J. E. (1961): A comparison between laboratory prediction and field observation of heave of buildings on desiccated subsoils. *Proc. of the 5th Int. Conf. on SMFE,* Vol. I., Párizs

Jennings, J. E., Henkel, D. J. (1948): Small house foundation design. *Proc. of the 2nd Int. Conf. on SMFE,* Vol. II., Rotterdam

Jennings, J. E., Kerrich, J. E. (1961): The heaving of buildings and the associated economic consequence with particular reference of the Orange Free goldfields. *Proc. of the 5th Int. Conf. on SMFE,* Párizs

Jennings, J. E., Knight, K. (1958): The prediction on total heave from the double oedometer test. *Proc. of the Symp. on Expansive clays,* Johannesburg

Jennings, J. E., Firth, R. A., Ralph, T. K., Nagar, N. (1973): An improved method for predicting heave using oedometer test. *Proc. of the 3rd Int. Conf. on Expansive soils,* Vol. 2., Haifa

Johnson, L. D. (1977): Evaluation of laboratory suction tests for prediction of heave in foundation soils. *Technical Report S-77-7.* US Army Engineer Waterways Experiment Station, Vicksburg

Johnson, L. D. (1979): Overview for design of foundations on expansive clays. *Miscellaneous Paper GL-79-21.* US Army Engineer Waterways Experiment Station, Vicksburg

Johnson, L. D., Sherman, W. C., McAnear, C. L. (1973): Field test sections on expansive clays. *Proc. of the 3rd Int. Research and Eng. Conf. on Expansive clay soils,* Haifa

Jones, D. E. Jr., Holtz, W. G. (1973): Expansive soils – the hidden disaster. *Civil Engineering,* No. 8.

Jong, E. De, Warkentin, B. P. (1965): Shrinkage of soil samples with varying clay concentration. *Can. Geot. J.,* No. 1.

Jumikis, A. R. (1962): *Soil Mechanics.* D. Van Nostrand Co. Inc., Princeton—New Jersey

Justo, J. L., Saura, J., Jaramillo, A., Delgado, A., Gentil, P. (1985): Prediction and performance for seasonal swelling-shrinkage of buildings on expansive clays. *Proc. of the 11th Int. Conf. on SMFE,* Vol. IV. San Francisco

Kabanov, V. M., Lebedeva, G. A., Finkelstein, L. I., Tkacsenko, G. P., Senin, O. Sz. (1977): Nabuhamie gruntov vszledsztvie zamacsivania ih scselocsnimi rasztvorami. *Osznovania, fundamenti i mehanika gruntov,* 5. sz.

KANTEY, B. A., BRINK, A. B. A. (1952): Laboratory criteria for the recognition of expansive soils. *Bulletin No. 9.* National Building Research Institut. South African Council for Scientific and Industrial Research, Dec.

KASSIFF, G., BAKER, R. (1971): Aging effects on swell potential of compacted clays. *Proc. ASCE,* No. SM3

KASSIFF, G., BEN SHALOM, A. (1970): Apparatus for measuring swell potential under controlled moisture intake. *A.S.T.M. Journal Mater.* No. 4.

KASSIFF, G., BEN SHALOM, A. (1971): Experimental relationship between swell pressure and suction. *Géotechnique,* No. 3.

KASSIFF, G., ZEITLEN, J. G. (1962): Behaviour of pipes buried in expansive clays. *Proc. ASCE,* No. SM2

KATTI, R. K., MOZA, K. K., KATTI, D. R. (1984): Unconventional behaviour of expansive soils. *Proc. of the 6th Budapest Conf. on SMFE.* Akadémiai Kiadó, Budapest

KEEN, B. A. (1931): *The physical properties of the soil.* Longmans Green, London

KOMORNIK, A. (1958): Some observations on the movement of buildings on expansive soils in Vereeniging and Odendaalsrus. Discussion. *Proc. of the Symp. on Expansive clays,* Johannesburg

KOMORNIK, A., ZEITLEN, J. G. (1965): An apparatus for measuring lateral soil swelling pressure in the laboratory. *Proc. of the 6th Int. Conf. on SMFE,* Vol. I., Montreal

KOMORNIK, A., ZEITLEN, J. G. (1973): Effect of swelling clay on piles. *Proc. of the 8th Int. Conf. on SMFE,* Vol. 2.2., Moszkva

KRAMER, P., KOZLOWSKY, T. (1960): *Physiology of trees.* McGraw–Hill, New York

KRUTOV, V. J., SOROCHAN, E. A., TOKAR, R. A. (1973): Regularities of swelling and collapsing deformations of clayey soils. *Proc. of the 8th Int. Conf. on SMFE,* Vol. 2.2., Moszkva

KUZNETZOV, S. L., IVANOV, M. V., LYALIKOVA, N. N. (1963): *Introduction to geological microbiology.* McGraw–Hill, New York

LADD, C. C., LAMBE, T. W. (1961): The identification and behaviour of expansive clays. *Proc. of the 5th Int. Conf. on SMFE,* Vol. I., Párizs

LAMBE, T. W. (1953): The structure of inorganic soil. *Proc. ASCE,* Sept.

LAMBE, T. W. (1958a): The structure of compacted clay. *Proc. ASCE,* No. SM2

LAMBE, T. W. (1958b): The engineering behaviour of compacted clay. *Proc. ASCE,* No. SM2

LAMBE, T. W. (1960): The mechanistic picture of clay. *Proc. ASCE on Conf. Sheer strength of cohesive soils,* Boulder

LAMBE, T. W., WHITMAN, R. V. (1979): *Soil Mechanics, SI Version.* J. Wiley and Sons, New York

LANGE, C. P. (1958): Methods used to overcome foundation difficulties in heaving clays. *Proc. of the Symp. on Expansive clays,* Johannesburg

LEE, I. K. (1974): *Soil Mechanics — new horizons.* Newnes–Butterworths, London

LEE, I. K., KOCHERHANS, J. G. (1973): Soil stabilization by use of moisture barriers. *Proc. of the 3rd Int. Research and Eng. Conf. on Expansive soils,* Haifa

LEGGET, R. F. (1962): *Geology and Engineering.* McGraw–Hill, New York

LEUSSINK, H. (1955): Über die Gleichmässigkeit von Bauwerksetzungen. *Vortage der Baugrundtagung,* Hamburg

LYTTON, R. L., MEYER, K. T. (1971): Stiffened mats on expansive clay. *Proc. ASCE,* No. SM7

MACKENZIE, R. C. (1957): *The differential thermal investigation of clays.* Mineralogical Society, London

MACKENZIE, R. C. (1963): Retention of exchangeable ions by montmorillonite. In *Proc. of the Int. Clay Conf.* Pergamon Press, Oxford–London–New York–Párizs

MCDOWELL, C. (1956): Inter-relationship of load, volume change and layer thickness of soils to the behaviour of engineering structures. *Proc. of the Highway Research Board,* Vol. 35.

MCDOWELL, C. (1959): The relation of laboratory testing to design for pavements and structures on expansive soils. Wetting of substrats for pavements. *Quarterly of the Colorado School of mines,* Vol. 54.

MCKEEN, R. G. (1980): Field studies of airport pavements on expansive clay. *Proc. of the 4th Int. Conf. on Expansive soils,* Vol. 1., Deuver

MCQUEEN, I. S., MILLER, R. F. (1968): Calibration and evaluation of a wide-range gravimetric method for measuring moisture stress. *Soil Sci.,* Vol. 106., pp. 225–231.

MECHAN, R. L., DUKES, M. T., SHIRES, P. Q. (1975): A case history of expansive claystone damage. *Proc. ASCE,* No. GT9

Meszcsjan, Sz. R., Malakjan, R. G. (1979): Zakonomernoszti deformirovanije nabuhajuscsevo grunta vo vremeni. *Osznovania, fundamenti i mehanika gruntov*, No. 1.

Miheev, V. V. (1962): O nomenklaturom kriterii proszadocsnüh gruntov. *Osznovania, fundamenti i mehanika gruntov*. No. 5.

Mitók B., Veszelák R., Molnár Gy., Hegyi I.-né (1965): *Tervezési segédlet térfogatváltozó talajon való alapozás tervezéséhez*. ÉDOK, Budapest

Molnár Gy. (1963): A szamossályi református templom károsodása és helyreállítása. *Műszaki Tervezés*, 7. sz.

Morgenstern, N. R. (1970): Black shale heaving at Ottawa, Canada. Discussion. *Can. Geot. J.*, No. 2.

Moussa, A. A., Abd-El-Meguid, M. A., Okdah, S. M., Heikal, A. H. (1985): Effect of sand cushion on swelling and swelling pressure of expansive silty clay. *Proc. of the 11th Int. Conf. on SMFE*, Vol. II., San Francisco

Mustafayev, A. A., El-Hansy Roubi, M. M. (1985): The theory of heredity of the clayey soil deformations of swelling. *Proc. of the 6th Budapest Conf. on SMFE*. Akadémiai Kiadó, Budapest

Musztafaev, A. A., Csigniev, G. D., Nazirova, G. R. (1974): O reologicseszkoj prirode deformacij nabuhania v glinisztüh i proszadki v lesszovüh gruntah. *Osznovania, fundamenti i mehanika gruntov*. No. 5.

Neumann, H., Polonsky, M. (1948): A problem of foundation on loamy soil in subtropical countries. *Proc. of the 2nd Int. Conf. on SMFE*, Vol. IV., Rotterdam

Noble, C. A. (1965): Identification and performance of swelling soil types. Discussion. *Can. Geot. J.*, No. 2.

Noble, C. A. (1966): Swelling measurements and prediction of heave for a lacustrine clay. *Can. Geot. J.*, No. 1.

Novais-Ferreira, H., Horta Da Silva, J. A. (1973): Note on expansive soils, their recognition and the forecasting of their behaviour. *Proc. of the 8th Int. Conf. on SMFE*, Vol. 2.2., Moszkva

O'Neill, M. W., Ghazzaly, O. I. (1977): Swell potential related to building performance. *Proc. ASCE*, No. GT12

O'Neill, M. W., Poormoayed, N. (1980): Methodology for foundations on expansive clays. *Proc. ASCE*, No. GT12

Ordemir, I., Soydemir, C., Birand, A. (1977): Swelling problems of Ankara clay. *Proc. of the 7th Int. Conf. on SMFE*, Vol. I., Tokyo

Ornatszkij, N. V. (1950): *Mehanika gruntov*. Izd. Moszkovszkovo Universziteta, Moszkva

Palit, R. M. (1953): Determination of swelling pressure on black cotton soil — a method. *Proc. of the 3rd Int. Conf. on SMFE*, Vol. I., Zürich

Palit, R. M., Josai, S. S. (1957): Determination of effective shrinkage pressure of soil. *Proc. of the 4th Int. Conf. on SMFE*, Vol. 1., London

Peck, A. J., Rabdage, R. M. (1966): Soil water potential: direct measurement by a new technique. *Science*. Vol. 151.

Penman, H. L. (1950): The water balance of the Stour catchment area. *J. Instn. Wat. Engrs*, pp. 457–469.

Penner, E., Eden, W. J., Gillott, J. E. (1973): Floor heave to biochemical weathering of shale. *Proc. of the 8th Int. Conf. on SMFE*, Vol. 2. 2., Moszkva

Penrod, E. B., Walton, W. W., Terrell, D. V. (1958): A method to describe soil temperature variation. *Proc. ASCE*, No. SM1

Perpich, W. M., Lucas, R. G., Baker, C. N. Jr. (1965): Desiccation of soils by trees related to foundation settlement. *Can. Geot. J.*, No. 1.

Pichler, E. (1953): The expansion of soils due to the presence of clay minerals, as determined by the adsorption test. *Proc. of the 3rd Int. Conf. on SMFE*, Vol. I., Zürich

Pidgeon, J. T., Tromp, B. E. (1983): Stiffened raft foundations for houses at the Loraine gold mine in the Orange Free State. *Civil Engineering Contractor*, Johannesburg

Piven', V. G. (1977): Szvai sz usirennüm osznovaniem v nabuhajusesih gruntah. *Osznovania, fundamenti i mehanika gruntov*, No. 6.

Polsin, D. E., Tokar, R. A. (1957): Maximum allowable non-uniform settlement of structures. *Proc. of the 4th Int. Conf. on SMFE*, Vol. I. London

Popescu, M. E. (1979): Engineering problems associated with expansive clays from Romania. *Engineering Geology*, Vol. 14., pp. 43–53.

Popescu, M. E. (1980): Behaviour of expansive soils with a crumb structure. *Proc. of the 4th Int. Conf. on Expansive soils,* Vol. 1., Denver

Poulos, H. G., Davis, E. H. (1973): Theory of piles in swelling and shrinking soils. *Proc. of the 8th Int. Conf. on SMFE,* Vol. 2. 2., Moszkva

Quigley, R. M., Vogan, R. W. (1970): Black shale heaving in Ottawa, Canada. *Can. Geot. J.,* No. 2.

Ranganatham, B. V., Satyanarayana, B. (1965): A rational method of predicting swelling potential for compacted expansive clays. *Proc. of the 6th Int. Conf. on SMFE,* Vol. I., Montreal

Rao, R. R., Rahardjo, H., Fredlund, D. G. (1988): Closed-form heave solutions for expansive soils. *Proc. ASCE, J. ot Geot. Eng.,* Vol. 5.

Ravina, I. (1983): The influence of vegetation on moisture and volume changes. *Géotechnique,* No. 2.

Redus, J. F. (1957): Moisture conditions under flexible airfield pavements. *Proc. ASCE,* No. SM1

Rengmark, F., Eriksson, B. (1953): An investigation into vapour transport in soil. *Proc. of the 3rd Int. Conf. on SMFE,* Vol. I., Zürich

Reynolds, E. R. C. (1979): *A report on tree roots and build development.* Department of the Environment. London: HMSO

Rétháti, L. (1973): Soil condition as characterized by the unconfined compressive strength. *Proc. of the 8th Int. Conf. on SMFE,* Vol. 1. 2., Moszkva

Rétháti L. (1974): *Talajvíz a mélyépítésben.* Akadémiai Kiadó, Budapest

Rétháti L. (1976): *Altalajeredetű épületkárok gyűjteménye.* Építésügyi Tájékoztatási Központ, Budapest

Rétháti L. (1977): *Altalaj eredetű épületkárok.* Akadémiai Kiadó, Budapest

Rétháti, L. (1983): *Groundwater in Civil Engineering.* Elsevier Sci. Publ. Co.—Akadémiai Kiadó, Amsterdam—Budapest

Rétháti L. (1985): *Valószínűségelméleti megoldások a geotechnikában.* Akadémiai Kiadó, Budapest

Rétháti Zs. (1985): *Alapozás térfogatváltozó talajon.* Kézirat, Budapest

Richards, B. G., Peter, P., Emerson, W. W. (1983): The effects of vegetation on the swelling and shrinking of soils in Australia. *Géotechnique,* No. 2.

Rigby, Ch. A. (1952): Crack-resistant housing. *Public Works of South Africa,* Vol. XI., No. 95., Merch

Rigby, Ch. A., Dekena, C. J. (1951): Crack resistant housing. *30th Ann. Conf. on British Inst. of Mun. Eng.* (South African District), Mimeographed

Russam, K., Coleman, J. D. (1961): The effect of climatic factors on subgrade moisture conditions. *Géotechnique,* No. 1.

Salas, J. A. J., Serratosa, J. M. (1957): Foundations on swelling clays. *Proc. of the 4th Int. Conf. on SMFE,* Vol. I., London

Samuels, S. G., Cheney, J. E. (1975): Long-term heave of a building on clay due to tree removal. *Proc. of the Conf. on Settlement of structures, Cambridge.* Pentech Press, London

Schmertmann, J. H., Crapps, D. K. (1980): Slope effect on house shrink-swell movements. *Proc. ASCE,* No. GT12

Schofield, R. K. (1935): The pF of water in soil. *Trans. 3rd Int. Congress of Soil Science,* Vol. II., Discussion

Schuler, G., Gödecke, H. J. (1982): Zur Beurteilung der Schwellfähigkeit von Böden mittels Kornverteilung, Plastizität, Trockendichte und Frei-Schwellwert. *Die Bautechnik,* No. 7.

Schumann, E. E. (1967): The effect of environment on soil moisture suction. *Proc. of the 5th Austr.—N. Z. Conf. on Soil Mech.,* Vol. 1., Auckland

Seed, H. B., Mitchell, J. K., Chan, C. D. (1960): The strength of compacted cohesive soils. *Proc. ASCE on Conf. Shear strength of cohesive soils,* Boulder

Seed, H. B., Woodward, R. J., Lundgren, R. (1962): Prediction of swelling potential for compacted clays. *Proc. ASCE,* SM3

Shitao Hou (1984): Expansive-shrinkable soils in China. *Can. Geot. J.,* No. 2.

Shraga, S., Amir, D., Kassiff, G. (1973): Review of foundation practice for Kibbutz dwelling in expansive clay. *Proc. of the 3rd Int. Research and. Eng. Conf. on Expansive soils,* Haifa

Shridharan, A., Rao, G. V. (1971): Effective stress theory of shrinkage phenomena. *Con. Geot. J.,* No. 4.

Silye S. (1962): Épületkárosodások Budapesten a talajnedvesség változásának hatására. *Mélyépítéstudományi Szemle,* 10. sz.

SKEMPTON, A. W. (1954): A foundation failure due to clay shrinkage caused by poplar trees. *Proc. of the Inst. Civ. Engin.*, pp. 65–83
SKEMPTON, A. W., MACDONALD, D. H. (1956): The allowable settlement of buildings. *Proc. of the Inst. Civ. Engin.*, Vol. 5.
SNETHEN, D. R., JOHNSON, L. J., PETRICK, D. M. (1977): An evaluation of expedient methodology for identification of potentially expansive soils. *Report No. FHWA-RD-77-94.* US Army Engineer Waterways Experiment Station, Vicksburg
SOWERS, G. F. (1974): Analysis and design of lightly-loaded foundations. *Proc. of the Conf. on Analysis and design in geotechnical engineering*, Vol. II., Texas. ASCE, New York
STAMATOPOULOS, A. C., GASSIOS, E. C., CHROSTODOULIAS, J. C., GIANNAROS, H. CH. (1989): Recent experiences with swelling soils. *Proc. of the 12th Int. Conf. on SMFE*, Vol. 1., Rio de Janeiro
STEFANOVITS P. (1981): *Talajtan.* Mezőgazdasági Kiadó, Budapest
STEPKOWSZKA, E. T. (1985): Problems of particle delamination in clay swelling. *Proc. of the 6th Budapest Conf. on SMFE.* Akadémiai Kiadó, Budapest
STIRK, G. B. (1954): Some aspects of soil shrinkage and the effect of cracking upon water entry into the soil. *Australian J. Agr. Res.*, pp. 279–291.
SZAZSIN, V. Sz. (1968): Metod opredelenia velicsinii podjema szvaj pri zamacsivanii nabuhajuscsih gruntov. *Osznovanija, fundamenti i mehanika gruntov*, No. 1.
SZAZSIN, V. Sz. (1970): Opredelenie deformacij osznovania iz nabuhajuscsevo grunta sz ucsetom evo szovmesztnoj rabotü sz szooruzseniem. *Osznovania, fundamenti i mehanika gruntov*, No. 1.
SZAZSIN, V. Sz. (1971): Deformations of buildings due to expansive soil. *Proc. of the 4th Budapest Conf. on SMFE*, Akadémiai Kiadó, Budapest
SZLAVIN, M. E. (1980): Nabuhanie gilin v uszloviah perekrütia ih szloem krupnooblomocsnüh gruntov. *Osznovania, fundamenti i mehanika gruntov*, No. 5.
SZOKOLOVICS, V. E., TROICKIJ, G. M. (1976): Pucsenie peszcsanovo osznovania oszledsztvie obrazovania v nem krisztallohidratnüh novoobrazovanij. *Osznovania, fundamenti i mehanika gruntov*, No. 6.
SZOROCSAN, E. A. (1961): Deformacii szooruzsenij, vozvedennüh na nabuhajuscsih glinisztüh gruntah. *Osznovanija, fundamenti i mehanika gruntov*, No. 1.
SZOROCSAN, E. A. (1974): *Sztroitelsztvo szooruzsenij na nabuhajuscsih gruntah.* Sztroizdat, Moszkva
SZOROCSAN, E. A., BUROV, E. Sz. (1962): Podgotovka osznovanij pri sztroitelsztve szooruzsenij na nabuhajuscsih gruntah. *Osznovanija, fundamenti i mehanika gruntov*, No. 3.
SZOROCSAN, E. A., BUROV, E. Sz. (1963): Szvojnüe fundamentü v nabuhajuscsih gruntah. *Osznovania, fundamenti i mehanika gruntov*, No. 5.
SZOROCSAN, E. A., BUROV, E. Sz., KULACSENOK, B. G. (1967): Opüt sztroitelsztva szooruzsenij na nabuhajuscsih gruntah sz podgotovkoj osznovania. *Osznovania, fundamenti i mehanika gruntov*, No. 4.
SZOROCSAN, E. A., DJAKONOV, V. P. (1972): Raszcsot peremascsenij nabuhajuscsevo grunta pri izmenü vadno-teplovo rezsima na evo poverhnoszti. *Osznovania, fundamenti i mehanika gruntov*, No. 5.
SZOROCSAN, E. A., MALGINA, Sz. M. (1962): Ob ocenke nabuhajuscsih glinisztih gruntov. *Osznovanija, fundamenti i mehanika gruntov*, No. 2.
SZOROCSAN, E. A., RÜZSKOV, E. M. (1979): Vüpravlenie krena dümovüh trub putem organizobannoj uszadki gruntov osznovania. *Osznovania, fundamenti i mehanika gruntov*, No. 1.
TEMPLER, C. F. (1958): Notes on the design of structures founded on heaving soil. *Proc. of the Symp. on Expansive clays*, Johannesburg
TER-MARTIROSZJAN, E. G., DEMIN, I. I., DEMINA, E. A. (1986): Isszledovanie vlijania ekranirovania poverhnoszti na izmenenie vlazsnosztovo rezsima i peremescsenia nabuhajuscsevo grunta. *Osznovania, fundamenti i mehanika gruntov*, No. 4.
TERZAGHI, K. (1923): Die Berechnung der Durchlässigkeitsziffer des Tones aus dem Verlauf der hydrodynamischen Spannungserscheinungen. *Sitz. Akad. der Wiss., Kleine Abt.*, No. 132. pp. 105–124.
TERZAGHI, K. (1927): Principles of final soil classification. *Public Roads*, Vol. 8., p. 41.
TERZAGHI, K. (1938): Settlement of structures in Europe and methods of observation. *Trans. ASCE*, Vol. 103.
TERZAGHI, I. (1960): *From the theory to practice in soil mechanics.* J. Wiley and Sons, New York
TERZAGHI, K., FRÖHLICH, O. K. (1936): *Theorie der Setzung von Tonschichten.* Leipzig—Wien

THOMPSON, M. R., ROBNETT, Q. L. (1976): Pressure injected line for swelling soils. *Transportation Research Record, 568.* Transportation Research Board, Washington

THORNTHWAITE, C. W. (1948): An approach towards a rational classification of climate. *Geog. Rev.*, Vol. 38., pp. 55–94.

TORCHINSKY, B. B. (1953): Foundation movements on highly plastic clays. *Proc. of the 6th Con Soil. Mech. Conf.*, Winnipeg

TOURTELOT, H. A. (1973): Geologic origin and distribution of swelling clays. *Proc. of Workshop on expansive clay and shale in highway design and construction,* Vol. I.

TSCHEBOTARIOFF, G. D. (1951): *Soil mechanics, foundations and earth structures*

TSCHEBOTARIOFF, G. P. (1953): A case of structural damages sustained by one-storey high houses founded on swelling clays. *Proc. of the 3rd Int. Conf. on SMFE,* Vol. I., Zürich

ULICSKIN, G. M., GUREVSZKIJ, E. A., KOCSIN, V. F. (1976): O deformacioh szooruzsenij na nabuhojuscsih gruntah Kazahsztana. *Osznovania, fundamenti i mehanika gruntov,* No. 6.

UNGÁR T. (1961): Térfogatváltozó talaj szegedi előfordulása. *Mélyépítéstudományi Szemle,* 11. sz.

VAN DEN HEEVER, L. L. (1952): Temperature, moisture content and electrical potential measurements in the soil under a house at Leenhof, Vereeningen. *South Afr. Nat. Building Research Inst. Bull.*, No. 8., June

VARGA L., ELBERT T. (1986): A duzzadási nyomás laboratóriumi vizsgálatáról. *Mélyépítéstudományi Szemle,* 1. sz.

VASZILJEV, A. M. (1953): *Osznovü szovremennoj metodiki i tehniki laboratornüh iszledovonij fizicseszkih szvoisztv gruntov.* M. Gosztroizdat

VERGELESZ, G. M. (1977): Nomogramma dlja predvaritelnoj ocenki proszadocsnüh i nabuhajuscsih gruntov. *Osznovanija, fundamenti i mehanika gruntov,* No. 1.

VETTERLEIN, E. (1961): Zu Fragen des Wasserhaushalts und des Wasserversicherung im Boden unter besonderer Berücksichtigung der Grundwasserneubildung. *Wasserwirtschaft — Wassertechnik,* No. 8.

VIZCAINO, A., OLIVEROS, F. (1955): Un suelo expansivo. *Informes de la Construccion,* Vol. 75., pp. 470–474.

VRONSZKIJ, A. V., BOLDÜREV, G. G., TERENTEV, B. I. (1978): Deformacii zdanij i szooruzsenij Balakovszkovo himicseszkovo zavoda, vozvodimüh na nabuhajuscsih gruntah. *Osznovania, fundamenti i mehanika gruntov,* No. 5.

WARD, W. H. (1953): Soil movement and weather. *Proc. of the 3rd Int. Conf. on SMFE,* Vol. I.

WARKENTIN, B. P. (1962): Water retention and swelling pressure of clay soils. *Can. J. Soil Sci.,* Vol. 42., pp. 189–196.

WARKENTIN, B. P., BOZOZUK, M. (1961): Shrinking and swelling properties of two Canadian clays. *Proc. of the 5th Int. Conf. on SMFE,* Vol. I. Párizs

WARKENTIN, B. P., BOLT, G. H., MILLER, R. D. (1957): Swelling pressure of montmorillonite. *Soil Science Society of America,* Proc. 21.

WARKENTIN, B. P., SCHOFIELD, R. K. (1962): Swelling pressure of Na-montmorillonite in NaCl solutions. *J. Soil Sci.,* Vol. 13., p. 98.

WEBB, D. L. (1966): Foundations and structural treatment of buildings on expansive clay in South Africa. *Proc. of the 2nd Int. Research and Eng. Conf. on expansive clay soils,* Texas

WILLIAMS, C. M. A. (1958): Some observations on the movement of buildings on expansive soils in Vereeniging and Odendaalsrus. Discussion. *Proc. of the Symp. on Expansive clays,* Johannesburg

WILLIAMS, A. A. B., PIDGEON, J. T. (1983): Evapo-transpiration and heaving clays in South Africa. *Géotechnique,* No. 2.

WILLIAMS, A. A. B., SIMONS, N. E. (1963): The heaving of roads on expansive clays with suggested remedies based on field moisture conditions. *Proc. of the 3rd Reg. Afr. Conf. on Soil Mech.,* Vol. 1., Salisbury

WYLES, R. (1983): The legal aspects of the influence of vegetation on the swelling and shrinking of clays. *Géotechnique,* No. 2.

ZEITLEN, J. G., KOMORNIK, A. (1961): Deformation and moisture movements in expansive clays. *Proc. of the 5th Int. Conf. on SMFE,* Vol. I., Párizs

YONG, R. N. (1965): Identification and performance of swelling soil types. Discussion. *Can. Geot. J.*, No. 2.

YONG, R. N., WARKENTIN, B. P. (1975): *Soil properties and behaviour.* Elsevier Sci. Publ. Co., Amsterdam—Oxford—New York

2. Alapozás roskadó talajon

Amint arról az 1.1.4. fejezetben már szó volt, a p, ε koordináta-rendszerben ábrázolt alakváltozási görbék alapján négyféle talajt különböztethetünk meg, aszerint, hogy vízfelvétel hatására hogyan viselkednek. Ez a fejezet a „roskadó" talajokkal foglalkozik, értelemszerűen idesorolva a „duzzadó *és* roskadó" talajokat is.

2.1. Bevezetés

2.1.1. A roskadó talajok osztályozása

A roskadó talajokat a következő két szempont szerint osztályozhatjuk.

a) *Keletkezése* szerint a roskadó talaj lehet

— típusos, roskadásra hajlamos eolikus talaj (lösz, vulkáni por stb.);

— laza szemcsés talaj;

— roskadásra hajlamos egyéb talaj (kilúgozott reziduális talaj, oldható sókkal cementált homok, diszperzív agyag, folyók árvizekor lerakódott talaj).

b) A p, ε koordináta-rendszerben értelmezett *maximális fajlagos roskadáshoz* (ε_{rm}) tartozó p_m feszültségtől függően meg kell különböztetnünk a

— $p_m = 0$ és a

— $p_m > 0$

esetet.

A $p_m = 0$ eset a laza szemcsés talajokra jellemző. A mérnöki gyakorlatban ezt a kategóriát elsősorban a mesterséges feltöltések (térfeltöltés, épületek belső feltöltése stb.) képviselik, ezért az ezzel kapcsolatos kérdéskomplexumot a 4. fejezet tárgyalja. A 2. fejezet csak a többi típussal foglalkozik, ezeken belül is a *lösszel*, tekintettel jelentős területi elterjedésére, egységes viselkedésére, könnyű felismerhetőségére, valamint arra, hogy az elméleti és tapasztalati ismeretanyag túlnyomó része erre a talajfajtára vonatkozik. E fejezet megállapításait — a szemcsés talajokat kivéve — természetesen más roskadó talajtípusra is általánosíthatjuk, ha a lösszel való analógiát kísérletekkel megbízhatóan igazoljuk.

Az irodalomban számos — roskadónak bizonyult — talajtípus leírásával találkozunk.

Az *eolikus* talajok közül leggyakrabban a lösz szerepel, de olvashatunk más talajfajtáról is. Spanyolországban pl. a mállott gipszet szállította el a szél jelenlegi helyére. Ezt a talajt gipsz, illit, kaolinit és karbonátok alkotják (SALAS et al., 1973). Mivel arid területen keletkezett, víztartalma és telítettségi foka kicsi, *pF*-értéke nagy. Flokkulált szerkezetű, és nagy áteresztőképesség jellemzi.

Alluviális eredetűek pl. a San Joaquin-völgyben (USA) található iszap- és agyagtalajok. Ezeket kis vízfolyások felhőszakadások által előidézett sárfolyásai rakták le, majd az így keletkezett igen laza üledék fokozatosan kiszáradt (DUDLEY, 1970; CLEMENCE és FINBARR, 1981). Víz hatására a felszín 60–90 cm-t roskad, ami sok út- és épületkárt idézett elő: egy öntözőcsatorna mentén a mért maximális roskadás 450 cm volt (BULL, 1964), ami egyedülálló érték az irodalomban.

Roskadásra hajlamos *reziduális* talaj sokféle kőzetből keletkezhet. Dél-Afrikában pl. a gránit, Dél-Kaliforniában a homokkő mállása révén keletkezett ilyen talaj (DUDLEY, 1970); az utóbbi fajlagos roskadása a 10%-ot is eléri. Roskadékonyságukat az oldható és a kolloidális méretű anyagok kilúgozása idézi elő, ami — főleg a felső rétegekben — nagy hézagtényezőt és labilis szerkezetet eredményez. Az Urál hegység környékén (Oroszország) a tufából keletkezett reziduális talajok többsége bizonyult roskadékonynak, akárcsak ennek (pontosabban a tufa-porfiritnek) a szél által lerakott változata (KORZSENKO, 1959).

2.1.2. A lösz keletkezése

A lösz keletkezésével elsődlegesen a földrajztudományok és a geológia foglalkozik. Mindemellett a genetikának* a mérnök szempontjából is nagy jelentősége van: az erre vonatkozó ismeretek eligazítást adnak a vízszintes és magassági változások értékeléséhez, egyes területrészek azonosításához, de nemegyszer a fizikai jellemzők és a lösz viselkedésének értékeléséhez, illetve előrejelzéséhez is.

A lösz keletkezésére már 1934-ben, SCHEIDIG „Der Löss und seine geotechnischen Eigenschaften" c. könyvének megjelenésekor 20-nál több elméletet ismertek. A kutatások ezt követően sem zárultak le, és jelenleg is folynak.

Abban minden kutató megegyezik, hogy a lösz képződéséhez sajátos *éghajlati* viszonyok szükségesek: csapadékszegény időjárás és megfelelő erősségű szél.

Mivel a jégkorszakokat nagy szárazság jellemezte, érthető, hogy a Föld löszeinek többsége *diluviális* eredetű: a pleisztocén minden jégkorszakához tartozik egy löszréteg. (A prediluviális lösz általában agyag.) Két löszképződési korszak között a lösz felszíne mállási folyamaton esik át, és pl. humuszos iszappá alakul át. Kelet-Európában vannak területek, ahol négy — egymástól homok- vagy humuszos réteggel elválasztott — löszréteg van (MAHOV, 1924). Mindez nem jelenti azt, hogy minden löszréteg roskadó tulajdonságú; Kínában pl. a közép- és korai pleisztocénben keletke-

* A genetika kifejezést — itt „származástan" jelentéssel — a mérnök olvasó ismeri és használja. (A szerk.)

zett lösz nem roskad, ez csak a kora pleisztocén és a holocén löszre jellemző (Lin és Liang, 1982).

A keletkezési folyamatban négy tényező játszik szerepet: 1. az uralkodó szemnagyság keletkezési helye és módja, 2. az anyagszállításnak és 3. a részecskék felhalmozódásának folyamata és 4. a felhalmozódás helyén végbemenő átalakulások (diagenezis, mállás). Arányuk megoszlása ma is vitatott, és területenként is változik.

A löszszemcsék keletkezhetnek a kőzetek kifagyásából, az inszoláció okozta mállásukból, a gleccser aprózó hatására, az állóvizekben felhalmozódott üledékből, a sivatagok homokjából. Így a lösz lehet fluviális eredetű (árterek, hordalékkúpok) és fluvio-glaciális eredetű is (a jégtakaróról induló olvadékvízzel megmozgatott anyag).

A szél annál messzebbre tudja eljuttatni a szemcséket, minél kisebb azok átmérője. Udden (1898) szerint a szél a különböző d (mm) átmérőjű szemcséket a következő L távolságra tudja eljuttatni:

$d =$	1–8	0,25–1	0,125–0,25	0,062–0,125	0,031–0,062	0,016–0,031
$L =$	1 m	25 m	1,5 km	7,5 km	300 km	1500 km

A $d < 0{,}016$ mm átmérőjű szemcsék akár a Földet is körbejárhatják. Kínában pl. 1500–2000 km-re is eljutnak egyes szemcsék, 1901 májusában pedig a Szahara pora 4000 km-re jutott el.

A táblázat adataiból is következik, hogy a finom frakció részaránya a kifúvási helytől távolodva nő. A kapcsolat azonban nem mindig egyértelmű: ez az arány a félig száraz zónától a csapadékosabb környezet felé haladva is nőhet.

A lerakódás egyik feltétele a növényzet, ez védi meg ugyanis a szemcséket a szél további hatásától. A másik feltétel a megfelelő éghajlat, az elsősorban, hogy az évi csapadékösszeg 300 mm alatt legyen. A két feltétel együttesen jól teljesült a hideg, esetleg meleg-száraz éghajlatú sztyeppéken és a periglaciális hideg sztyeppéken. A viszonylagos szárazság következménye, hogy nincs lehetőség a mész kioldására, a porhullásnak „utánanövő" növényzet gyökérzete pedig — elkorhadva — hozzájárul a lösz sajátos szerkezetének kialakulásához.

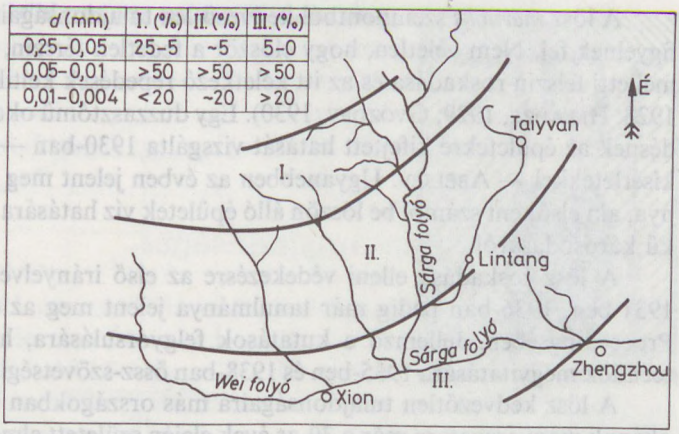
Az előzőekből is következik, hogy a lösz tulajdonságai mind a pleisztocén kori, mind a jelenlegi földrajzi környezettől is függenek. Ami a többi talajtól elsődlegesen megkülönbözteti őket, az az, hogy kialakulásukban az abiogén hatások lényegesen kisebbek, mint a biogén hatások.

2.1.3. A lösz területi elterjedése

A lösz — ezen belül a tipikus lösz is — minden világrészen megtalálható, elsődlegesen a mérsékelt égövön. Területi részaránya Európában és az Egyesült Államokban 17% körül van, Dél-Amerikában (elsősorban Argentínában, Paraguayban és Brazíliában már ennél kisebb; Ázsiában Kína vezet, ahol 630 000 km^2 nagyságú területet, az ország területének 6,6%-át fedi lösz. Ausztráliában és Új-Zélandon csak eltvétve található meg, Afrikára pedig a reziduális roskadó talajok a jellemzők.

2.1. ábra. A lösz szemcseösszetételének területi változása Kínában (LIN és LIANG, 1982)

d (mm)	I. (%)	II. (%)	III. (%)
0,25–0,05	25–5	~5	5–0
0,05–0,01	>50	>50	>50
0,01–0,004	<20	~20	>20



A lösz elterjedésére vonatkozó adatok ma sem pontosak. Ennek oka elsődlegesen az, hogy a roskadási veszély felismerésének időpontja országonként más és más volt. Ugyanazon országon belül is egyre pontosabb kép alakul ki, amint újabb és újabb területek részletes geotechnikai vizsgálatára kerül sor. Így derült ki pl., hogy Magyarországon nemcsak a Dunántúlon van roskadásra hajlamos lösz, hanem pl. az ország ÉK-i részén is.

A lösz egy-egy területen belül sem azonos felépítésű. Az Egyesült Államokban pl. az ország ÉNy-i részén a kötőanyag nagyrészt montmorillonit (a Közép-Nyugati részen nem), Kínában pedig az agyagtartalom DK felé haladva nő *(2.1. ábra)*, és ezzel a fajlagos roskadás fokozatosan csökken (LIN és LIANG, 1982). A település szeszélyességét illetően érdekes megfigyelés, hogy Európa hegyvidékein elsősorban a K-i lejtőket borítja lösz (SCHEIDIG, 1934).

A lösz viszonylagosan nagy területi arányszámából következik, hogy a viselkedésével kapcsolatos kutatásoknak és megfigyeléseknek igen nagy jelentőségük van. Mérnöki szempontból kedvezőtlen körülmény az is, hogy a löszrétegek vastagsága általában 15–40 m (Kínában a tipikus löszé 60–90 m), ami megnehezíti és megdrágítja a roskadás elleni védekezést.

2.1.4. Történeti visszapillantás

A lösszel foglalkozó első publikációk egyike BRAUN (1842) tollából származik. Ebben leírja, hogy a Rajna környéki sárga-sárgásbarna színű, jellegzetes talajt a lakosság lösznek nevezi (a megnevezés valószínűleg a „lose" vagy a „lösen" szóból származik). Honfitársa, RICHTHOFEN (1872) írja le tudományos igényességgel először a kínai lösz sajátosságait.

A kutatások később is folytatódnak, de még a XX. század elején is csak a természeti földrajz és a geológia területén. A lösz az egyik témája a jelenleg is működő nemzetközi egyesület, az *International Union for Quaternary Research* tagjainak.

A lösz *mérnöki* szempontból kedvezőtlen tulajdonságaira az 1920-as évek végén figyelnek fel. Nem véletlen, hogy először a fedetlen térszín, nevezetesen a csatornák melletti felszín roskadása és az itt keletkező repedések keltik fel a figyelmet (Püskin, 1928; Heladze, 1929; Gvozdev, 1930). Egy duzzasztómű okozta talajvízszint-emelkedésnek az épületekre kifejtett hatását vizsgálta 1930-ban — most már *laboratóriumi* kísérletekkel — Abeljev. Ugyanebben az évben jelent meg Miheev (1930) tanulmánya, aki elsőként számol be löszön álló épületek víz hatására bekövetkező nagymértékű károsodásáról.

A lösz roskadása elleni védekezésre az első irányelveket Abeljev dolgozta ki 1931-ben, 1936-ban pedig már tanulmánya jelent meg az első SMFE Konferencia Proceedingsében. Jellemző a kutatások felgyorsulására, hogy a Szovjetunióban a teendők megvitatására 1935-ben és 1938-ban össz-szövetségi konferenciát rendeztek.*

A lösz kedvezőtlen tulajdonságaira más országokban is felfigyeltek. A jelenség okának magyarázatára már a 30-as évek elején született elmélet (Casagrande, 1932), a második SMFE Konferencián pedig már amerikai szerzők tollából is jelent meg ilyen tárgyú tanulmány (Peck, O. K. és Peck, R. B., 1948). A kutatás súlypontja azonban továbbra is a Szovjetunióban marad, amit bizonyít az is, hogy az ország geotechnikai témájú szaklapjában 35 év alatt közel 200 ilyen tárgyú közlemény jelent meg.

2.2. A roskadás jelensége

2.2.1. A lösz általános jellemzői

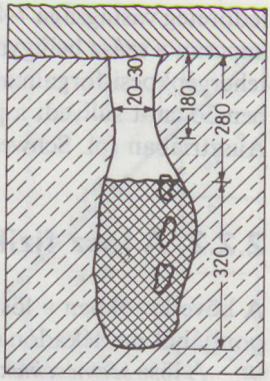
A roskadás jelenségének elemzése előtt tekintsük át, milyen általános jellemzőkkel rendelkezik a roskadásra hajlamos lösz a szakirodalom szerint (Scheidig, 1934; Denisov, 1953; Korocsenko, 1959; Krutov, 1972; Brownin, 1981 stb.)!

A löszt többnyire már a jellegzetes sárga, sárgásbarna *színe* elárulja. Rendszerint függőleges lapok mentén törik, és ekkor jól megfigyelhető, hogy a szabad szemmel nem vagy alig látható pórusokon kívül 0,5–2, néha 5 mm-nél is nagyobb átmérőjű, ún. *makropórusokat* tartalmaz. Ezek a későbbiek során elkorhadt gyökerek helyét jelzik, térfogati részarányuk Denisov szerint 20–25%.

Szabad szemmel is viszonylag jól megfigyelhető, hogy a lösz *közel azonos szemcsékből* áll, a durva és a finom frakció részaránya igen kicsi. Ez részben abban nyilvánul meg, hogy vízbe helyezve a talaj igen gyorsan *szétesik*. Ez nincs ellentétben azzal, hogy a lösz több 10 m-es falban is megáll, mert a közel *függőleges* rézsűk a víz eróziós hatásának jól ellenállnak.

Jellegzetes a lösz *ásványi összetétele* is. Legnagyobb mennyiségben (40–75%, kivételes esetekben 80%) kvarcot, vagyis SiO_2-ot tartalmaz. A kvarcszemcsék szögletesek, ritka a pálcika és csillám alak. A 10–20%-os részaránnyal szereplő földpát

* Ez a hivatkozás a kézirat keletkezésének időszakát teszi azonosíthatóvá. (A szerk.)



2.2. ábra. A löszben keletkezett üreg metszete (GALICKIJ, 1960)

lapos alakú, hasadó anyag. Minden roskadásra hajlamos löszre jellemző a 10 és 25% között változó karbonáttartalom, amely elsősorban $CaCO_3$, kisebb mennyiségben $MgCO_3$ alakjában van jelen. Mészmentes anyagból (pl. földpátból) is keletkezhet, arid bomlás során, de nagyobb mennyiségben mész jelenlétében képződik, pl. a Mészkő Alpok közelében.

A karbonáttartalom a lösz felismerését is megkönnyíti: gyakoriak benne a mészkonkréciók („löszbabák"), sósav rácseppentésével pedig erősen pezseg.

Az építményekre nemcsak a roskadás, hanem az — a szerencsére nem túl gyakori — jelenség is veszélyes, hogy a löszben *természetes üregek* keletkezhetnek.

Korábbi elképzelések szerint a löszben képződő üregek a talajvíz jelenlétében lezajló szuffóziós-karsztos jelenségek következményei, az itteni megfigyelések azonban ennek ellentmondanak.

GALICKIJ (1960) az egyik krasznojarszki építési területen megfigyelte, hogy a felső 8 m-en a lösz igen laza ($n = 45–58\%$) és száraz ($w = 9–14\%$), fajlagos roskadása 0,022 és 0,134 között van. Az üregek túlnyomó többsége ellipszis alakú, a talaj felszíne felé megnyúlva *(2.2. ábra)*. Egymás fölé települnek, közöttük csak kis vastagságú, laza talaj van. Számuk változó, pl. egy 3 m mély, 22 × 14 cm^2-es munkagödör 10 üreget tárt fel, átmérőjük 0,2–0,5 m volt, és a felszíntől számított 4–4,5 m mélységig hatoltak le.

Jellegzetes természetes képződmények a *löszkutak* is. Ezeket a csapadékvíz vájja ki; egyik gyakori válfajuk a szurdok, hasadék mellett alulról felfelé rágódó löszkút (SCHEIDIG, 1934).

Nem kisebb veszélyt jelentenek a mérnöki létesítményekre a *mesterséges üregek* (pincék, lakások) sem. Egyesek több évtizede vagy évszázada sértetlenül állnak (akár boltozatlanul is), a felgyorsuló urbanizációs hatások azonban — elsősorban a járműforgalom és a közművekből elszivárgó víz — egyre gyakrabban vezetnek omláshoz (Magyarországon pl. Szekszárdon és Pakson).

Erre a veszélyre már a 20-as években felfigyeltek, amint azt SCHEIDIG (1934) következő példái is bizonyítják. Lommatzsch városában — ahol helyenként két pince is van egymás felett — 1926-ban egy teherautó alatt szakadt be az úttest, jóllehet a

fedőréteg vastagsága 7–8 m volt. Glauchauban 1911-ben egy ház ment tönkre, aminek kapcsán a szász belügyminiszter rendeletet adott ki, hogy ilyen helyeken tereljék el a tehergépkocsi-forgalmat. Altenburgban 1928-ban egy nyomócső törése következtében 30 cm-t süllyedt a pince felett álló ház. Sok pince beomlott ezekben az időkben Ausztriában (pl. Schwechat környékén) egy-egy nagyobb felhőszakadás után.

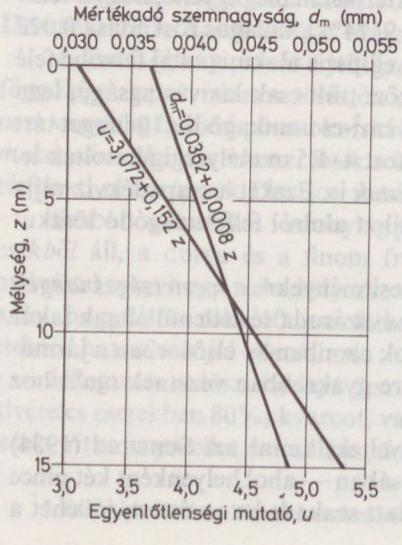
2.2.2. A lösz fizikai tulajdonságai

A következőkben a lösz talajfizikai jellemzőiről lesz szó, kivéve a viselkedése szempontjából mértékadónak tekintendő alakváltozási paramétereit.

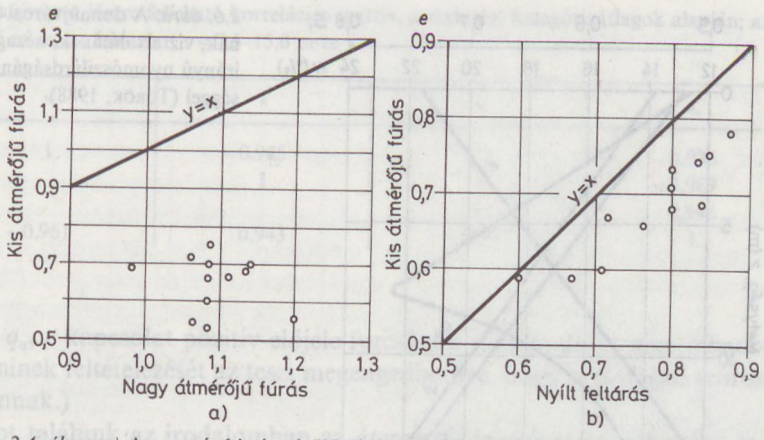
A lösz *szemcséinek* mintegy 45–50%-a esik a 0,01 és 0,05 mm közötti tartományba. Denisov szerint soha nem tartalmaz 0,25 mm-nél nagyobb szemcséket, agyagtartalma pedig max. 12–15%. Szedleckij (1945) kísérletei szerint a lösz nem roskad, ha a $d = 0{,}0005$ és 0,001 mm közé eső szemcsék részaránya 8%-nál vagy a 0,0002 mm-nél kisebb szemcsék részaránya 3%-nál nagyobb. A lösz szemeloszlási görbéje meredek lefutású, az egyenlőtlenségi mutató 3 és 5 között van.

A dunaújvárosi lösz mértékadó szemnagyságáról és egyenlőtlenségi mutatójáról, illetve ezek mélységi változásáról a *2.3. ábra* ad képet. (A 0,5 m-ként vett kategóriaátlagok 33–76 mintát képviselnek.) Eszerint a lösz itt a mélységgel egyre durvább lesz: a felszín közelében $d_m = 0{,}036$ mm, 15 m mélységben már $d_m = 0{,}048$ mm. Ezzel párhuzamosan a szemeloszlási görbe egyre laposabb lesz ($U = 3{,}07$, illetve $U = 5{,}35$). A két jellemzőt együttesen vizsgálva, és figyelembe véve az előző bekezdésben írottakat, megállapíthatjuk, hogy a „lösz-jelleg" a mélységgel fokozatosan csökken.

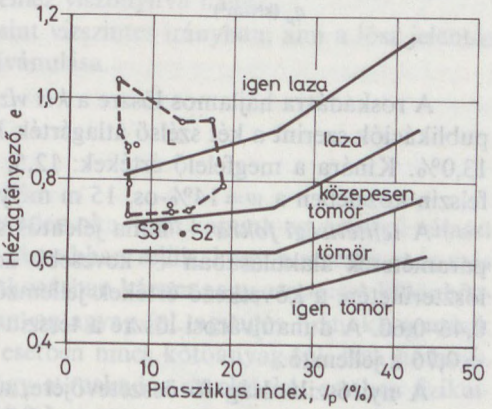
A roskadásra hajlamos lösz laza, *hézagtérfogata* viszonylag nagy. A Szovjetunió területén található lösz fizikai tulajdonságait leíró 27 tanulmány szerint *n* 37 és 55%



2.3. ábra. A dunaújvárosi lösz mértékadó szemnagyságának és egyenlőtlenségi mutatójának változása a mélységgel (Török, 1988)



2.4. ábra. a) A nagy és kis átmérőjű fúrásból vett természetes lösz hézagtényezője (VÁGÓ I.-né, 1974); *b)* nyílt feltárásból és kis átmérőjű fúrásból vett tömörített lösz hézagtényezője (PÁRDÁNYI, 1962)

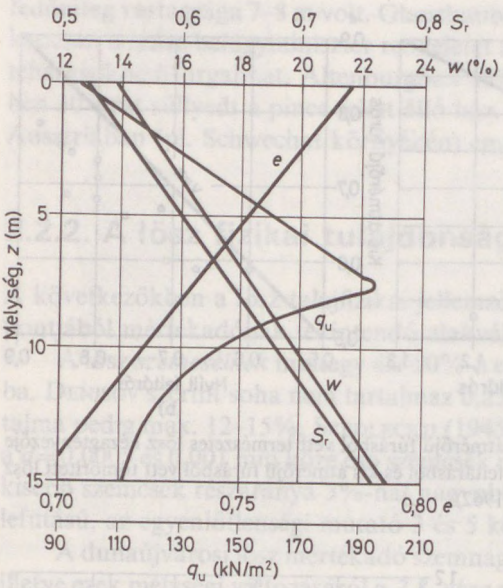


2.5. ábra. A lenti lösz (L), a szegedi infúziós lösz talajvíz feletti (S2) és alatti (S3) változatának tömörségét jellemző I_p, e értékpárok

között változik; az alsó határok területi átlaga 43,0%, a felső határoké 49,5%, a „területi átlagok átlaga" pedig 46,3% ($e=0{,}86$). A kínai löszre — LIN és LIANG (1982) adataiból számítva — a két jellegzetes területre vonatkozó megfelelő értékek: 47,6, 52,4 és 50,0%, itt tehát a lösz lazább. A dunaújvárosi löszre a felszín közelében az $n=44\%$-os, 15 m mélységben az $n=40{,}8\%$-os átlag jellemző.

Az irodalmi adatokat értékelve arra is gondolnunk kell, hogy a lösz tömörségét megbízhatóan csak feltárásból vett mintán lehet meghatározni. Meggyőzően bizonyítja ezt a *2.4. ábra*, amely a nagy és kis átmérőjű (*a*), illetve a nyílt feltárás és a kis átmérőjű minta (*b*) vizsgálati eredményeit hasonlítja össze, az utóbbiakat tömörített löszre.

A természetes lösz tömörsége I_p, e koordináta-rendszerben is tanulmányozható; a *2.5. ábra* a Lenti község területén található löszre mutatja be ezt az összefüggést, összehasonlítva a szegedi infúziós (vízben ülepedett) lösz megfelelő értékeivel.



2.6. ábra. A dunaújvárosi lösz telítettségi fokának, víztartalmának, hézagtényezőjének és egyirányú nyomószilárdságának változása a mélységgel (TÖRÖK, 1988)

A roskadásra hajlamos löszre a *kis víztartalom* jellemző. A már említett szovjet publikációk szerint a két szélső átlagérték 10,4 és 14,1%, a „területi átlagok átlaga" 13,0%. Kínára a megfelelő értékek: 12,5, 18,9 és 15,7%. A dunaújvárosi löszre a felszín közelében a $w = 14\%$-os, 15 m mélységben a $w = 22\%$-os átlag jellemző.

A *telítettségi fokra* — noha jelentős szerepe van a szilárdsági és alakváltozási paraméterek alakulásában — kevesebb adatot találunk az irodalomban. Kína öt löszterületére a következő értékek jellemzők (LIN és LIANG, 1982): 0,24–0,30–0,43–0,46–0,60. A dunaújvárosi löszre a térszín közelében $\bar{S}_r = 0{,}52$, -15 m-en már $\bar{S}_r = 0{,}76$ a jellemző.

A nyírószilárdság fő összetevőjére, az *egyirányú nyírószilárdságra* igen kevés adatot találunk. A dunaújvárosi lösz $-0{,}75$ és $-3{,}25$ m között fekvő rétegére — 237 vizsgálat alapján — $\bar{q}_u = 125$ kN/m² adódik. Ez $\varphi = 20°$-os súrlódási szöget feltételezve $c = 44$ kN/m² kohéziónak felel meg.

Igen érdekes képet kapunk, ha q_u mélységi kategóriaátlagait z függvényében ábrázoljuk *(2.6. ábra)*: kb. 7,5 m-es mélységig q_u fokozatosan nő, innen kezdve csökken. Mindez úgy megy végbe, hogy a hézagtényező a mélységgel csökken, a víztartalom és a telítettségi fok nő (lásd az ábrát). A négy változóra (ezek mélységi kategóriaátlagára) felírt korrelációs mátrix *(2.1. táblázat)* szerint q_u a másik három jellemzővel — mind a felső, mind az alsó tartományban — igen szoros összefüggésben van. Meglepő ugyanakkor, hogy az e-vel és w-vel fennálló kapcsolat előjele kb. 7,5 m-nél megváltozik. A felső tartományban q_u a hézagtényező növekedésével csökken (ami természetes), a víztartalom növekedésével viszont nő. Az utóbbi jelenségnek az a magyarázata, hogy q_u bizonyos telítettségi foknál (víztartalomnál) éri el maximumát, a száraz minta nyomószilárdsága kicsi. Az alsó tartományban a víztartalom (telítettségi fok) növekedése már erősen fékezi az e csökkenéséből adódó

2.1. táblázat. A dunaújvárosi löszre felírható korrelációs mátrix, a mélységi kategóriaátlagok alapján; az átló felett $z = 0{,}5–7{,}5$ m-re, az átló alatt $z = 7{,}5–15{,}0$ m-re

	w	e	S_r	q_u
w	1	−0,945		0,936
e		1		−0,989
S_r			1	0,946
q_u	−0,961	0,943	−0,977	1

növekményt. (A q_u, e kapcsolat pozitív előjele furcsának tűnhet, de itt nem e hatása érvényesül, aminek feltételezését az teszi megengedhetővé, hogy w és e igen szoros kapcsolatban vannak.)

Kevés adatot találunk az irodalomban az *áteresztőképességre* vonatkozóan is, aminek az a magyarázata, hogy ismeretére csak ritkábban felmerülő feladatok (öntözőcsatornák tervezése, talajszilárdítás) megoldásához van szükség. Annyit egyértelműen megállapíthatunk, hogy

— a lösz k-tényezője szemcseméreteihez viszonyítva nagy,

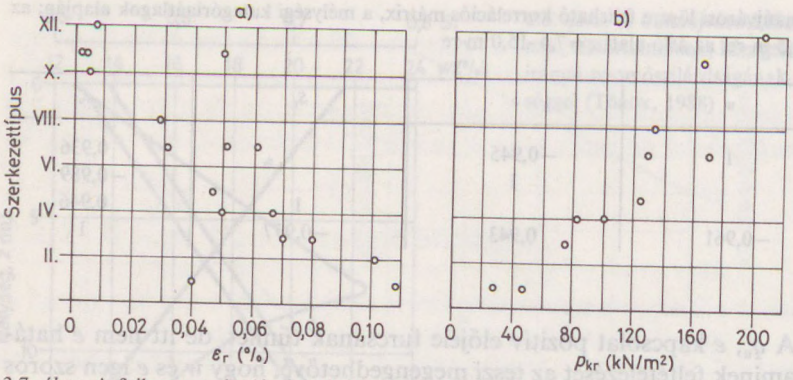
— függőleges irányban nagyobb, mint vízszintes irányban, ami a lösz jelentős mértékű anizotrópiájának egyik megnyilvánulása.

2.2.3. A roskadás oka

Arra a kérdésre, hogy mi a roskadás közvetlen oka, nem kapunk egyértelmű választ az irodalomban. Az ellentmondás egyik oka abban rejlik, hogy a szerzők más-más *kötőanyagot* tételeznek fel. Ebben a vonatkozásban három nagy csoportot különböztethetünk meg: az egyik esetben a kötőanyag agyag (pl. agyagos homok), a másik esetben karbonát (pl. lösz), a harmadik esetben nincs kötőanyag (pl. laza homok). Abban a legtöbb szerző megegyezik, hogy a roskadás az első két esetben fizikai-kémiai, a harmadik esetben tisztán fizikai folyamat.

Ha a kötőanyag *agyag*, CASAGRANDE (1932) szerint a víztartalom növekedésével a durvábbhoz tapadó finom szemcse egyre kevésbé tud ellenállni a rá ható erőknek, a folyamatosan kialakuló roskadás tehát „mikronyírási" jelenség. Kémiai jellegűnek tekinti a roskadást agyag kötőanyag esetében DENISOV (1953), aki peptizációt, valamint REGINATTO és FERRERO (1973), akik diszperziót tételeznek fel. Az utóbbi szerzők hivatkoznak INGLES és AITCHISON (1969) kutatásaira, akik megállapították, hogy a roskadás mértéke a cserélhető Na és az oldott kationok mennyiségétől függ.

A San Joaquin-völgy (USA) *alluviális* talajának viselkedésével kapcsolatban (vö. a 2.1.1. fejezettel) CLEMENCE és FINBARR (1981) kifejti, hogy az agyagtartalomnak nagy szerepe van a roskadás kialakulásában. Hivatkoznak BULL (1964) kísérleteire, amelyek szerint a fajlagos roskadás az agyagtartalommal változik: 12%-nál van a maximuma, 5% alatt zérus, 30% felett pedig a talaj nem roskad, hanem duzzad. Ezek a megfigyelések löszre nem érvényesek, a szovjet kutatások alapján nagy valószínűséggel állíthatjuk, hogy az agyagtartalom növekedésével a fajlagos roskadás csökken.



2.7. ábra. A fajlagos roskadás és a kritikus feszültség a kínai lösz szerkezettípusának függvényében (LIN és LIANG, 1982)

Ha a kötőanyag *karbonát*, egyes vélemények szerint (pl. O. K. és R. B. PECK, 1948; CLEMENCE és FINBARR, 1981) a roskadást ezek oldódása idézi elő. DENISOV (1953) ezt arra való hivatkozással tagadja, hogy az oldódás lassú, a roskadás viszont gyors folyamat. Véleménye szerint a jelenség kialakulásában a cementáló hártyák víz hatására bekövetkező repedezésének van a legnagyobb szerepe; ennek az a következménye, hogy helyüket víz foglalja el, ami által a talaj nyírószilárdsága lecsökken, és az eredeti szerkezet megváltozik. Ezt a feltételezést KRUTOV (1972) azzal egészíti ki, hogy *a)* egy későbbi fázisban az oldódás is bekövetkezik, *b)* a szerkezet tönkremenetele a talajra ható feszültséghez van kötve.

LIN és LIANG (1982) kísérletei szerint a mikrostruktúrának is szerepe van. Kutatásaik során elektronmikroszkóppal 12 különböző típust tudtak megkülönböztetni; ezek mind a fajlagos roskadás, mind a kritikus feszültség vonatkozásában igen eltérően viselkedtek *(2.7. ábra)*.

A kérdés lezárásaként arra kell még választ kapnunk: van-e, és ha igen, milyen mértékű szerepe van a *makropórusoknak* a roskadásban. A kérdés úgy is felvethető, hogy a nagy hézagtérfogatnak vagy a makropórusok nagy számának van-e elsődleges szerepe.

Erre vonatkozóan MINKOV és SZTOILOV (1966) végeztek igen alapos vizsgálatokat. Bebizonyosodott, hogy a roskadás „részesedése" a teljes alakváltozásban attól függ, hogy a makropórusok függőleges vagy rácsos elrendezésűek-e (utóbbi főleg a felszínközeli rétegekre jellemző): előbbi esetben az összenyomódás, utóbbi esetben a roskadás dominál. Ez összhangban van DENISOV (1953) azon feltételezésével, hogy a makropórusoknak a kötőanyagon kívül a hengeres alak is viszonylag nagy állékonyságot ad. MINKOV és SZTOILOV (1966) azt is megfigyelték, hogy

— ha a makropórusok száma kicsi, ezek orientáltságától függetlenül a roskadás az uralkodó alakváltozási típus;

— roskadás akkor is bekövetkezhet, ha a talaj nem tartalmaz makropórusokat.

AMIRSOLEYMANI (1989) szerint a makropórusoknak (és ezek alakjának) meghatározó szerepük van a roskadásban (vö. a 2.3.3.3. fejezettel).

2.2.4. Alakváltozási fázisok

Ha egy próbaalapot (terhelőlapot) fokozatosan, az egyes terhelési lépcsőkre bekövetkező konszolidációt kivárva terhelünk, az alakváltozási görbén különböző jellegű szakaszok, ún. alakváltozási fázisok figyelhetők meg. Ebben a vonatkozásban két alapesetet kell megkülönböztetnünk.

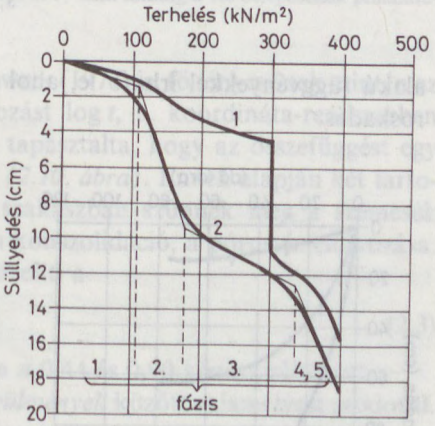
Ha a kísérletet *természetes állapotú* talajjal kezdjük, és csak egy adott $p_á$ feszültségnél végzünk elárasztást, a p, s kapcsolat a *2.8. ábra* 1. jelű görbéjéhez hasonlóan alakul. A roskadásra nem hajlamos talajokhoz viszonyítva az a különbség, hogy

— a $p_á$ feszültség függőlegesében alakváltozási lépcső jelentkezik,

— ezt követően a görbe általában meredekebb lefutású.

Ha a talajt már a *próbaterhelés előtt elárasztjuk*, öt különböző alakváltozási fázis alakul ki (KRUTOV és BOZSKO, 1972; KRUTOV, 1972); a fázisok kezdetét és végét az egyes görbeszakaszokhoz húzott végérintők metszéspontja segítségével választhatjuk szét (2.8. ábra, 2. jelű görbe). Az 1. fázisban az alakváltozás mértéke kicsi, mert itt még érvényesül a lösz szerkezeti szilárdsága (vö. a 2.3.2. fejezettel). A 2. fázisban a süllyedés hirtelen megnő (E_s az eredeti érték 8–10%-ára csökken), ami a roskadásnak, az aggregátumok közötti szerkezet tönkremenetelének a következménye. A 3. fázisban az alakváltozás igen kicsi (E_s értéke a kezdeti érték közelében van), ami azzal magyarázható, hogy a 2. fázisban a talaj nagymértékben tömörödött. A 4. és 5. fázisban az alap alatt tömörödött mag képződik, csúszólap alakul ki, és a földtömeg elveszíti állékonyságát.

Az ödométerben a 4. és 5. fázis természetesen nem tud kialakulni, mert a minta oldalirányba nem tud kitérni.



2.8. ábra. A természetes állapotú (*1*) és előzetesen telített (*2*) lösz alakváltozási fázisai próbaterhelés esetén (KRUTOV, 1972)

2.2.5. A roskadás időbeli lefolyása

Az előző fejezetben azt vizsgáltuk, hogyan változik a talaj alakváltozása a külső terheléssel (feszültséggel). A következőkben arra keresünk választ, milyen törvényszerűségek jellemzik a $p = \text{const}$ feszültség mellett lezajló alakváltozási folyamatot. Először azt az esetet vizsgáljuk, amikor a talaj átázása (telítődése) igen gyorsan végbemegy, ezt követően pedig azt az esetet, amikor a telítődéshez néhány nap vagy hét szükséges.

Az első eset az ödométerrel végzett kísérletnek felel meg. Rabinovics és Urinov (1974) szerint a roskadás *reológiai* folyamat. A szerzők 50 ödométeres és 20 terhelőlapos kísérletet végeztek, 12 aknában vizsgálták az önsúly hatására bekövetkező roskadást, és 14 épület mozgását értékelték. A *2.9. ábra* három — különböző mértékben roskadékony — talajra ábrázolja az idő (t) és a roskadás (s_r) közötti összefüggést. Mindegyik görbén három olyan jellegzetes szakasz különböztethető meg, amelyeken belül a sebesség közel azonos.

A roskadás nagy része az első szakaszban zajlik le, ödométerben 3–5 mm/nap, a helyszínen — a roskadás gyors kifejlődése esetén — 40–130 mm/nap sebességgel. A második szakaszban a sebesség az ödométerben 1 mm/nap alá csökken, a harmadikban 0,10–0,15 mm/nap alá, a helyszínen 1–3 mm/nap alá. (Ezek természetesen csak tájékoztató értékek, a sebesség a talajnemtől, a helyszínen pedig egyéb tényezőktől is függ.)

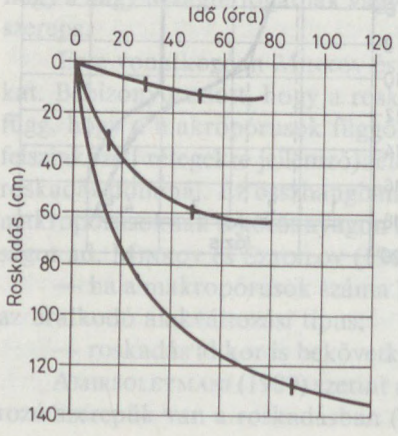
Rabinovics és Urinov (1974) szerint a 2. és 3. szakaszban az s_r, t összefüggés az

$$s_r = a \cdot \ln(bt + 1) \tag{2.1}$$

vagy az

$$s_r = s_\infty \frac{t}{t+b} \tag{2.2}$$

alakú függvényekkel írható le, ahol s_∞ a teljes (konszolidált állapotban mérhető) roskadás.



2.9. ábra. A roskadás időbeli lefolyása (Rabinovics és Urinov, 1974)

Ejubov (1986) abból indul ki, hogy a különböző σ feszültségekhez tartozó $\varepsilon(t)$ görbesereg hasonló, vagyis az $\varepsilon(\sigma, t)$ görbesereg egyetlen görbéből megkapható úgy, hogy ordinátáját egy $\varphi(\sigma)$ terhelési függvénnyel szorozzuk. Ha pedig w is változik, az általános függvény a következő alakban írható fel:

$$\varepsilon(\sigma, t, w) = \varphi(\sigma) f(t, w).$$

A roskadás időbeli lefolyása az

$$\varepsilon_r(t, w) = \varepsilon_{r0} \ln \frac{t}{A_p \alpha}$$

függvénnyel közelíthető, ahol ε_{ro} a természetes talaj ($w = w_o$) roskadása, A_p a természetes ($w = w_o$) és telített ($w = w_t$) talajra meghatározott $\ln t$, ε_r görbék abszcisszakülönbsége, a kitevő pedig

$$\alpha = \frac{w - w_o}{w_t - w_o}, \qquad 0 \leqq \alpha \leqq 1.$$

Musztafaev (1987) a kúszás általános egyenletét talajokra alkalmazva a folyamatot az

$$\varepsilon(\sigma, t) = \frac{1}{E_o}\left[\sigma(t) + \int_o^t \sigma(\tau)\, \varphi(t-\tau)\, d\tau\right]$$

függvénnyel írja le, ahol a $\varphi(t-\tau) = \alpha(t-\tau)^{\beta}$ függvénynek a talajra jellemző α és β állandói kísérlettel határozhatók meg.

A roskadás kúszás jellegére utal, hogy *a)* hosszabb ideig tartó folyamat, mint az egyéb telített talajok konszolidációja, *b)* lassabban fejlődik ki, mint az infiltráció és *c)* nem mindig a víz belépésének pillanatában kezdődik (Ejubov, 1986; Musztafaev, 1987).

Hasonló felfogásban kezeli a kérdést Browzin (1977) is; fő tényezőnek szintén az alakváltozás sebességét tekinti. Az alakváltozást $\log t$, v_r koordináta-rendszerben ábrázolva (ahol v_r a roskadás sebessége) azt tapasztalta, hogy az összefüggést egy határozott *csúccsal* rendelkező poligon írja le *(2.10. ábra)*. Ennek alapján két tartományt különböztet meg: az első, telítődési szakaszban szűnnek meg a szemcsék közötti kapcsolatok, a másodikban zajlik le a konszolidáció, a pórusvíz eltávozása. Vizsgálatai szerint az első szakaszt igen jól közelíti a

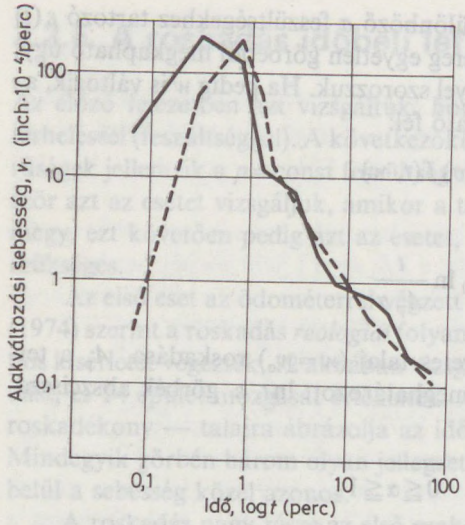
$$v = mt^n \tag{2.3}$$

alakú összefüggés. Az általa vizsgált mintákra n 0,44 és 0,90 között változott.

Az előzőekben leírt folyamat *helyszíni körülmények* között valamelyest módosul. Ennek két fő oka van:

— napokra (vagy hetekre) van szükség, amíg az aknából a víz a talajtömeg minden pontjához eljut,

— az áteresztőképesség a szivárgási folyamat során módosul (telítetlen állapotból közel telített lesz, a talaj ugyanakkor tömörödik is).



2.10. ábra. A roskadásból adódó alakváltozás sebessége az idő függvényében (BROWZIN, 1977)

Ha a felülről végzett helyszíni árasztással a σ_g hatására bekövetkező roskadást kívánjuk meghatározni, még egy jelentős különbséggel számolhatunk: a felső rétegek alakváltozása elhanyagolhatóan kicsi (vö. a 2.3.2. fejezettel), aminek egyik következménye az, hogy a roskadási folyamat csak napok múlva indul meg.

KRUTOV (1982) a helyszíni árasztás esetére az

$$s_r = s_\infty \frac{t}{t + s_\infty \operatorname{tg} \alpha} \tag{2.4}$$

képletet javasolja, ahol

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{1/s_{r1} - 1/s_{r2}}{1/t_1 - 1/t_2}, \tag{2.5}$$

tehát két egymást követő értékből számítható.

Ezekre az eltérésekre (és egyéb tényezők hatására) kíván rámutatni az itt következő példa (KRUTOV és ASZJANIN, 1961).

A kísérleteket Nikopolban (SZU) végezték, ahol a lösz vastagsága 32 m. Egymástól egy 9 m széles földsávval elválasztva két kísérleti aknát készült, mindkettő 30×30 m^2-es alapterülettel. Az 1. sz. aknában 15 m mély, 8 cm átmérőjű, 2×2 m-es hálózatban kiosztott fúrásokat mélyítettek; ezeket az akna É-i részén durva, D-i részén finom homokkal töltötték ki. A 2. sz. aknában fúrások nem készültek.

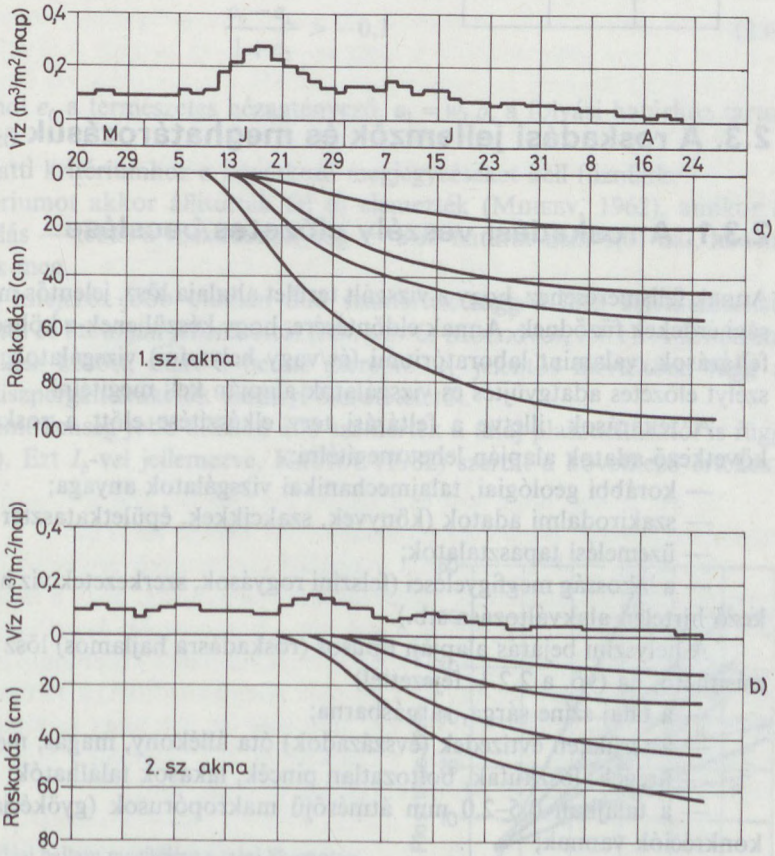
Az 1. sz. aknában az első 20 napon m^2-ként 0,11–0,13 m^3/nap víz szivárgott be, a roskadás megindulásától kezdve ez 8–9 napon keresztül 0,2–0,3 m^3/napot tett ki, innen kezdve 0,05 m^3/nap mennyiségig lassú csökkenés következett be (*2.11. ábra, a* ábrarész). A 2. sz. aknában ezen mennyiségeknek körülbelül a 70%-a volt a beszivár-

gó vízmennyiség (*b* ábrarész). A felhasznált teljes mennyiség 10,4, illetve 6,8 m^3 volt.

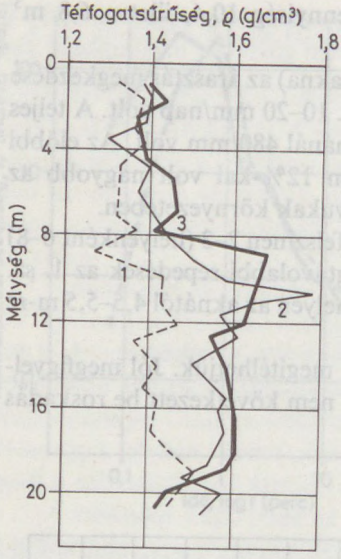
A roskadás 20 (1. sz. akna), illetve 35 nappal (2. sz. akna) az árasztás megkezdése után indult meg. A roskadás sebessége eleinte 20–40, ill. 10–20 mm/nap volt. A teljes átlagos roskadás az 1. sz. aknánál 880 mm, a 2. sz. aknánál 480 mm volt. Az előbbi helyen a durva homokkal kitöltött fúrások közelében 12%-kal volt nagyobb az átlagos roskadás, mint a finom homokot tartalmazó lyukak környezetében.

A roskadás vízszintes távolhatása 19–26 m volt. A felszínen 2–3 (helyenként 6–8) cm széles és 10 cm mély repedések jelentek meg. A legtávolabbi repedések az 1. sz. helyen az aknától 18–20 m-re, a legközelebbiek a 2. sz. helyen az aknától 4,5–5,5 m-re keletkeztek.

Az árasztás hatékonyságát a *2.12. ábra* alapján is megítélhetjük. Jól megfigyelhető az ábrán, hogy 4,5–5,0 m mélységig gyakorlatilag nem következett be roskadás (vö. a 2.3.2. fejezettel).



2.11. ábra. A talajba szivárgó vízmennyiség és a roskadás időbeli lefolyása egy aknából végzett helyszíni árasztás során (KRUTOV és ASZJANIN, 1961)



2.12. ábra. Az árasztás hatékonyságának vizsgálata a 2.11. ábrán bemutatott árasztás kapcsán (KRUTOV és ASZJANIN, 1961); *1* eredeti állapot, *2* árasztás utáni állapot az 1. sz. és *3* a 2. sz. akna alatt

2.3. A roskadási jellemzők és meghatározásuk

2.3.1. A roskadási veszély előzetes becslése

Annak felismeréséhez, hogy a vizsgált terület altalaja lösz, jelentős műszaki és gazdasági érdekek fűződnek. Annak eldöntésére, hogy készüljenek-e költség- és időigényes feltárások, valamint laboratóriumi (és/vagy helyszíni) vizsgálatok, a roskadási veszélyt előzetes adatgyűjtés és vizsgálatok alapján kell megítélni.

A feltárások, illetve a feltárási terv elkészítése előtt a roskadási veszélyt a következő adatok alapján lehet megítélni:

— korábbi geológiai, talajmechanikai vizsgálatok anyaga;
— szakirodalmi adatok (könyvek, szakcikkek, épületkataszter stb.);
— üzemelési tapasztalatok;
— a lakosság megfigyelései (felszíni rogyások, szerkezetek víz hatására bekövetkező hirtelen alakváltozása stb.).

A helyszíni bejárás alapján típusos (roskadásra hajlamos) lösz jelenléte valószínűsíthető, ha (vö. a 2.2.1. fejezettel)

— a talaj színe sárga, sárgásbarna;
— a területen évtizedek (évszázadok) óta állékony, magas, meredek falak és
— üregek, löszkutak, boltozatlan pincék, lakások találhatók;
— a talajban 0,5–2,0 mm átmérőjű makropórusok (gyökérjáratok) és mészkonkréciók vannak;
— a talaj függőleges lapok mentén törik és
— víznyelő képessége a szemcsék méretéhez viszonyítva nagy.

A roskadási veszélyre, ill. ennek mértékére a *laboratóriumi rutinvizsgálatokból* is következtethetünk. A 2.2.2. fejezet szerint roskadási veszéllyel kell számolnunk, ha

— $n > 45\%$ ($e > 0{,}82$);
— $S_r < 0{,}6$ (esetleg 0,7);
— a szemcsék nagy részének átmérője 0,01 és 0,05 mm közé esik;
— az agyagtartalom kisebb 10%-nál és
— az egyenlőtlenségi mutató 3 és 5 közé esik;
— a mésztartalom nagyobb 10%-nál.

A kaliforniai San Joaquin-völgy altalajának vizsgálata során (vö. a 2.1.1. fejezettel) kiderült, hogy a roskadási veszély az *aktivitással* is összefüggésbe hozható (Lukas et al., 1964). A *2.13. ábrán* látható egyenesek közül a laposabb hajlásúak (*F* és *G*) tartoznak a roskadó talajokhoz, a többi duzzadásra hajlamos. Bár a vizsgálatokat nem eolikus lösszel végezték, elképzelhető, hogy hasonló összefüggések erre a talajtípusra is felállíthatók.

A szovjet gyakorlatban elterjedten használják az

$$\frac{e_0 - e_L}{1 + e_0} > -0{,}1 \qquad (2.6)$$

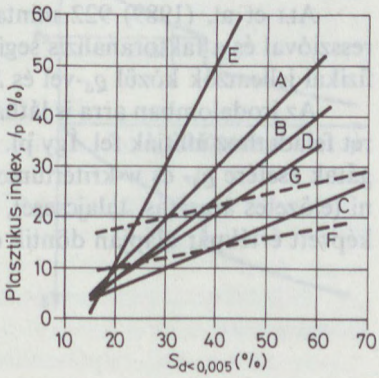
kritériumot, ahol e_0 a természetes hézagtényező, $e_L = w_L \varrho_s$ a folyási határhoz tartozó hézagtényező.

A (2.6) alatti kritériumhoz a következő megjegyzéseket kell fűznünk.

1. A kritériumot akkor állították fel és elemezték (Miheev, 1962), amikor a fajlagos roskadás — tehát a roskadékonyság — alsó határát nem 0,01-nál, hanem 0,02-nál húzták meg.

2. A (2.6) kifejezés jobb oldalán álló számérték függ a lösz keletkezésének módjától, korától és litológiai jellemzőitől (Ananev és Mozgovoj, 1971). A kritérium azért is feltételhez kötött, mert a benne szereplő w_L jelentős mértékben függ a magas fokon diszpergált frakciók ásványi összetételétől.

3. Az egyenlőtlenség jobb oldalán álló számérték a talaj plaszticitásától is függ (Miheev, 1962). Ezt I_p-vel jellemezve, Krutov (1982) szerint a következő értékek-



2.13. ábra. A roskadási hajlam megítélése a talaj Skempton-féle aktivitása alapján (Lukas et al., 1964); *F, G* — roskadásra hajlamos, *A, B, C, D, E* — duzzadásra hajlamos talajok

kel számolhatunk:

$I_p =$	1–10%	10–14%	14–22%
	0,10	0,17	0,24

A második megjegyzés ismét arra az általános törvényszerűségre utal, hogy a fizikai (kémiai, geológiai) jellemzők közötti összefüggéseket területegységenként kell felírni.

A folyási határral kapcsolatos egy másik kritérium is, amelyet először DENISOV (1946) fogalmazott meg, és használata az egész világon elterjedt (GIBBS és HOLLAND, 1960; HOLTZ és HILF, 1961; GIBBS és BARA, 1967; OLSON, 1979; CLEMENCE és FINBARR, 1981). Eszerint nagy valószínűséggel roskadásveszély áll fenn, ha

$$\varrho_d < \varrho_{dL}, \tag{2.7}$$

ahol ϱ_d a talaj természetes állapotban mérhető száraz térfogatsűrűsége, ϱ_{dL} pedig ugyanez a folyási határ állapotában, vagyis

$$\varrho_{dL} = \frac{\varrho_s}{1+e_L}. \tag{2.8}$$

Könnyen bizonyítható, hogy a (2.7) alatti kritérium teljesülése esetén nagyobb a valószínűsége a roskadásnak, mint a (2.6) alatti kritérium teljesülése esetén. Mivel ugyanis

$$\varrho_d = \frac{\varrho_s}{1+e_0} \quad \text{és} \quad \varrho_{dL} = \frac{\varrho_s}{1+e_L},$$

a (2.7) alatti egyenlőtlenség a következő alakban is felírható:

$$1+e_0 > 1+e_L,$$

tehát

$$e_0 > e_L. \tag{2.9}$$

Ez azt jelenti, hogy a (2.6) kifejezés bal oldalán álló tört pozitív előjelű, ami egyenértékű azzal, hogy a jobb oldalán $-0{,}1$ helyett zérus áll.

ALI et al. (1989) 922 minta vizsgálati eredményeit értékelve kétváltozós regresszióval és a faktoranalízis segítségével is bizonyította, hogy a fajlagos roskadás a fizikai jellemzők közül ϱ_d-vel és S_r-rel van a legszorosabb összefüggésben.

Az irodalomban arra is láthatunk példát, amikor a kritériumokat egy-egy konkrét feladathoz állítják fel. Így pl. Colorado államban (USA) a 15 m-nél alacsonyabb gátak esetére ϱ_d- és w-kritériumokat állítottak fel; azt, hogy az altalajt kell-e kezelni (előzetes árasztás, talajcsere), a természetes $T_{r\varrho}$, valamint a w_{opt}–w különbségből képzett értékpár alapján döntik el (HOLTZ és HILF, 1961).

2.3.2. A roskadás jellemzői

A statikus teherre bekövetkező fajlagos alakváltozás analógiájára a víz hatására bekövetkező alakváltozást a *fajlagos roskadással* (ε_r) jellemezzük. Számszerű értéke az

$$\varepsilon_r = \frac{\Delta h}{h} = \frac{\Delta e}{1+e} \tag{2.10}$$

kifejezésekből határozható meg, ahol

h — a minta (réteg) eredeti magassága,

Δh — a víz hatására bekövetkező függőleges alakváltozás,

e — az árasztás előtti hézagtényező,

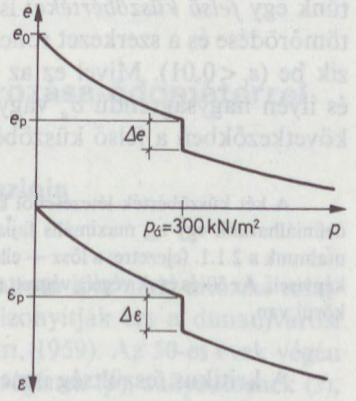
Δe — a víz hatására bekövetkező hézagtényező-változás.

A kérdés csak az, mit értsünk árasztás előtti hézagtényezőn (mintamagasságon). Kezdetben (amit a Szovjetunióban első ízben a NiTU 6–48 rögzített) a (2.10) kifejezésben szereplő e hézagtényezőt a $p=300$ kN/m^2-hez tartozó, az ezen teher alatt konszolidált minta e_p hézagtényezőjével vették azonosnak *(2.14. ábra)*. Ezt az értelmezést fogadta el a magyar gyakorlat is, azzal a különbséggel, hogy a fajlagos roskadást a szerző javaslatára a p, ε koordináta-rendszerben ábrázolt kompressziós görbéből határozta meg (lásd a 2.14. ábrát): a (2.10) kifejezésnek megfelelő érték jó közelítéssel

$$\varepsilon_r = \frac{\Delta \varepsilon}{1+\varepsilon_p}. \tag{2.11}$$

Megvan a logikája a fajlagos roskadás KNIGHT (1963) által javasolt változatának („collapse potential", CP*) is, amely szerint e a $p=0$ feszültséghez tartozó e_0 hézagtényezővel azonos (lásd a 2.14. ábrát).

Hasonlóképpen értelmezték a fajlagos roskadást abban az esetben is, amikor a tetszőleges p feszültséghez tartozó ε_r-t keresték: a (2.10) kifejezésbe ekkor az $e=e_p$



2.14. ábra. A fajlagos roskadás értelmezése a p, e és a p, ε koordináta-rendszerben ábrázolt kompressziós görbe segítségével

* Roskadási képesség. (A szerk.)

értéket helyettesítették. A terület minősítéséhez azonban minden esetben a $p=300$ kN/m^2-hez tartozó, maximálisnak tekintett értéket kellett meghatározni.

A roskadás veszélyének megítélésében, az építési terület minősítésében és a roskadás elleni védekezésben bekövetkezett *szemléleti változás* szükségessé tette a fajlagos roskadás fogalmának általánosítását. A jelenleg használatos definíció szerint (l. pl. KRUTOV, 1982)

$$\varepsilon_r = \frac{h_w - h_t}{h_g}, \tag{2.12}$$

ahol h_w — a természetes (vagy adott) víztartalmú, az önsúlyfeszültség (σ_g) vagy ennek a hasznos feszültséggel (σ_z) növelt értéke hatására konszolidált minta magassága;

h_t — ugyanezen minta magassága a vízzel való elárasztás után, a víz által kiváltott alakváltozás stabilizálódásakor;

h_g — az önsúlyfeszültség (σ_g) hatására konszolidálódott, természetes (vagy adott) víztartalmú minta magassága.

Ez a definíció igen szabatos, és lehetővé teszi a korszerű tervezési alapelvek egyértelmű felhasználását, más kérdés viszont, hogy pontos meghatározása nemegyszer nehézségekbe ütközik (vö. a 2.3.3. fejezettel).

Első ízben ABELEV (1959) hívta fel a figyelmet arra, hogy roskadás csak akkor következik be, ha σ_g vagy $\sigma_g+\sigma_z$ nagyobb egy kritikus értéknél. Erre a következtetésre jutott lényegében véve JENNINGS és KNIGHT (1957) is, arról írva, hogy a heves esőzések sem okoztak roskadást egy erre egyébként hajlamos talajtömegben. Ezek a megfigyelések összhangban vannak a 2.2.3. fejezetben tett azon megállapítással, hogy lösz esetén a roskadás kiváltásához erőre (feszültségre) is szükség van.

Az előzőekben említett küszöbérték neve *kritikus feszültség* (jele p_{kr}). Ezen azt a feszültséget értjük, amelynél kisebb feszültség hatására az adott fázisos összetételű talajra ε_r kisebb a roskadékonyság kritériumául elfogadott 0,01-nál. Értelmezhetünk egy *felső küszöbértéket* is, amin azt a feszültséget értjük, amely mellett a talaj tömörödése és a szerkezet roncsolódása olyan mértékű, hogy roskadás nem következik be ($\varepsilon_r<0{,}01$). Mivel ez az állapot csak $p>1000$–1200 kN/m^2-re következik be, és ilyen nagyságrendű σ_g vagy $\sigma_g+\sigma_z$ feszültség a gyakorlatban nem fordul elő, a következőkben a felső küszöbértékkel nem foglalkozunk.

A két küszöbérték létezéséből következik, hogy az $\varepsilon_r(p)$ összefüggést *maximumgörbe* írja le, tehát definiálhatunk egy ε_{rm} maximális fajlagos roskadást és egy ehhez tartozó p_m feszültséget. Itt vissza kell utalnunk a 2.1.1. fejezetre: a lösz — ellentétben a laza szemcsés talajjal (vö. a 4. fejezettel) — a $p_m>0$ esetet képviseli. Az 50-es évek végéig végzett több száz szovjet kísérlet szerint a löszre jellemző p_m-érték 300 kN/m^2 körül van.

A kritikus feszültség ismeretében KRUTOV (1972, 1982) szerint meghatározható, ill. számítható

— az a $\sigma_z<p_{kr}$ talpfeszültség, amely mellett nincs roskadás,

— az alakváltozási tartomány mélysége (amelyen belül σ_z-re roskadás várható),

— a tömörítés szükséges mélysége (vagy a cseretalaj szükséges vastagsága), ami által az I. típusú területen a roskadási veszély kiküszöbölhető,

— az a határmélység, amely alatt a II. típusú területen roskadás várható.

A kritikus feszültség — ugyanazon lösztípus esetén — a tömörséggel és a víztartalommal változik. Kis ($A = 0{,}5$ m^2) alapterületű terhelőlapokkal végzett kísérletek szerint pl. p_{kr} közel lineárisan nő ϱ_d és S_r növekedésével (KRUTOV, 1982).

A roskadás mértéke a víztartalomtól is függ, és ezzel kapcsolatban is beszélhetünk küszöbértékről. Azt a víztartalmat, amelyet túllépve az adott feszültségállapotban roskadás ($\varepsilon_r > 0{,}01$) következik be, *kritikus víztartalomnak* hívjuk (jele w_{kr}). Nagysága a következő tényezőktől függ (KRUTOV, 1972):

a) a kötöttség mértékétől, a szerkezeti szilárdságtól, valamint a víz hatására bekövetkező szilárdságcsökkenéstől;

b) a feszültségállapottól (σ_g és/vagy σ_z), pontosabban attól a feszültségtől, amely képes a kötöttséget és szilárdságot legyőzni, a szerkezetet megváltoztatni (ezért w_{kr} azonos talajra p növekedésével csökken).

Sok szerző szerint a kritikus víztartalom w_M (a maximális molekuláris vízkapacitás) közelében van.

A kritikus víztartalom (w_{kr}) és a telített állapothoz tartozó víztartalom (w_t) között az $\varepsilon_r(w)$ kapcsolat lineárisnak vehető (KRUTOV, 1972). Így egy közbenső tetszőleges w-hez tartozó ε_{rw} fajlagos roskadás a telített állapothoz tartozó ε_{rt} értékből a következőképpen számítható:

$$\varepsilon_{rw} = (\varepsilon_{rt} - 0{,}01)\frac{w - w_{kr}}{w_t - w_{kr}} + 0{,}01. \qquad (2.13)$$

2.3.3. A roskadási jellemzők meghatározása ödométerrel

2.3.3.1. A természetes állapotú lösz kompressziója és konszolidációja

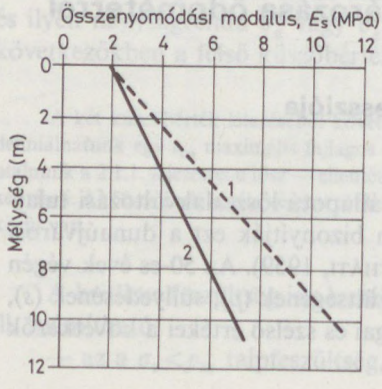
A süllyedésmérések tanúsága szerint a természetes állapotú lösz alakváltozási tulajdonságai az átlagosnál kedvezőbbek. Meggyőzően bizonyítják ezt a dunaújvárosi löszön álló épületek süllyedésadatai is (EGRI és RÉTHÁTI, 1959). Az 50-es évek végén értékelt 20 építmény alapozási síkjának (t), talpfeszültségének (p), süllyedésének (s), valamint az alapok teherátadó felületének (A) átlagai és szélső értékei a következők voltak:

	t (m)	p (kN/m^2)	A (m^2)	s (cm)
átlag	3,4	173	60	1,80
minimum	2,0	100	3,8	0,19
maximum	9,0	280	2336	5,55

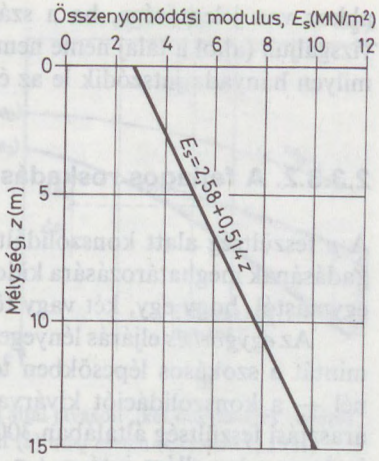
Az átlagként kapott süllyedés (1,8 cm) igen kedvező érték (még akkor is, ha az alapozási sík viszonylag mélyen volt), hiszen nagy felületű alapokról van szó. Az egyik, $t=3$ m-en alapozott szénadagoló alapfelülete pl. $73 \cdot 32 = 2336$ m^2 volt, és a $p=190$ kN/m^2-es talpfeszültség mindössze 3,5 cm süllyedést idézett elő. Figyelembe kell ugyanakkor vennünk azt is, hogy — amint arra a lösz viszonylag nagy nyírószilárdságából is következtethetünk (vö. a 2.2.2. fejezettel) — a talajtöréssel szembeni biztonság nagy volt, így a talpfeszültség az arányossági határon belül maradt.

A lösz kedvező viselkedésére utal az is, hogy a $C=p/s$ hányadosként számított *ágyazási együtthatók* átlaga 12,6 N/cm^3 volt. Érdekes eredményt adott a C, $\sqrt{A}$ kapcsolat vizsgálata is. Eszerint C az alapfelület négyzetgyökének logaritmusával közel lineárisan változik, éspedig úgy, hogy $\sqrt{A}$ növelésével C a vártnál lényegesen kisebb mértékben csökken (pl. $\sqrt{A}=2$ m-hez $C=15$, $\sqrt{A}=10$ m-hez $C=10$ N/cm^3 tartozik). Ezzel összhangban az az eredmény adódott, hogy a számított és a mért süllyedések aránya az alap felületének növekedésével rohamosan nő. Ez arra utal — amit az újabb mérési eredmények (pl. ALTES, 1967) is bizonyítanak —, hogy a feszültségek határmélysége lényegesen kisebb a korábban feltételezettnél, különösen kevésbé kompresszíbilis talajok esetében.

Kérdés ezek után, hogyan tükröződik a lösz ezen kedvező tulajdonsága az *ödométerrel* meghatározott összenyomódási modulusok számszerű értékeiben. Ebben a vonatkozásban ismét felmerül a *mintavétel* szerepe, a minták minőségének a jelentősége. A 2.4. ábra meggyőzően bizonyította, hogy a laboratóriumban mért hézagtényező számszerű értéke nagymértékben függ attól, hogy a mintát kis vagy nagy átmérőjű fúrásból, ill. nyílt feltárásból vették. Mivel e és E_s között szoros kapcsolat van, ennek a megállapításnak az összenyomódási modulusra is igaznak kell lennie. (Hogy ez valóban így van, azt a *2.15. ábra* is bizonyítja.)



2.15. ábra. A nyílt feltárásból (*1*) és a fúrásból (*2*) vett mintákon meghatározott összenyomódási modulus mélységi változása (VARGA, 1965)



2.16. ábra. A dunaújvárosi lösz ödométeres összenyomódási modulusának változása a mélységgel (TÖRÖK, 1988)

A másik kérdés, amit vizsgálnunk kell, hogyan változik E_s a *mélységgel.* A dunaújvárosi lösz ödométerben meghatározott E_s-értékeinek kategóriaátlagai — a 2.15. ábrával egyezően — azt bizonyítják, hogy az $E_s(z)$ összefüggés lineáris *(2.16. ábra)*, tehát a lösz is ún. GIBSON-talaj. Az 1132 minta alapján meghatározott regressziós egyenes egyenlete:

$$E_s = 0{,}514\ z + 2{,}58\ (\mathrm{MN/m^2}), \tag{2.14}$$

vagyis 1-1 m-rel lefelé haladva az összenyomódási modulus 51,4 MN/m²-rel nő.

A kapcsolat jellegét értékelve azt is figyelembe kell vennünk, hogy a mélységgel nemcsak E_s, hanem a hézagtényező és a mértékadó szemnagyság is változik (vö. a 2.3., 2.6. és 2.16. ábrával). Az első kettőt összevetve az

$$E_s = 67{,}3 - 82{,}9e \tag{2.15}$$

összefüggés vezethető le. Az a körülmény, hogy d_m a mélységgel nő, arra utal, hogy E_s mélységi növekedésének mértékében az is szerepet játszik, hogy a talaj egyre durvább szemcsékből épül fel.

Az összehasonlító elemzések szerint (EGRI és RÉTHÁTI, 1960) a mért süllyedések lényegesen kisebbek az ödométerből meghatározott E_s-értékek alapján számítottaknál. Ennek oka nemcsak a határmélység helytelen felvétele, hanem az is, hogy a tényleges E_s-érték — a próbaterhelések tanúsága szerint — 2–4-szerese a laboratóriumi értéknek. Ez azt bizonyítja, hogy a löszön álló épületek süllyedésprognózisának elkészítéséhez *ödométerrel végzett vizsgálatok nem alkalmasak.*

A süllyedés időbeli lefolyásával, a *konszolidáció* jelenségével kevés szerző foglalkozik. OLSON (1979) a Washington közelében található löszt vizsgálva azt tapasztalta, hogy a konszolidáció olyan gyorsan lejátszódik, hogy a folyamat megfigyelésére a szokásosnál magasabb mintákat kell vizsgálni. Ezt a megfigyelést a hazai süllyedésmérések is igazolják. Mindezek szerint a lösz — mint átmeneti talaj — lényegesen közelebb áll a „szemcsés", mint a „kötött" kategóriához. Ennek a megfigyelésnek

akkor van jelentősége, ha a számított süllyedést a süllyedéskritériumok tükrében vizsgáljuk (ahol a talaj neme nem közömbös), vagy azt mérlegeljük, hogy a süllyedés milyen hányada játszódik le az építés alatt.

2.3.3.2. A fajlagos roskadás meghatározása

A p feszültség alatt konszolidált és ezt követően elárasztott minta ε_{rp} fajlagos roskadásának meghatározására kidolgozott módszerek elsődlegesen abban különböznek egymástól, hogy egy, két vagy több mintát igényelnek.

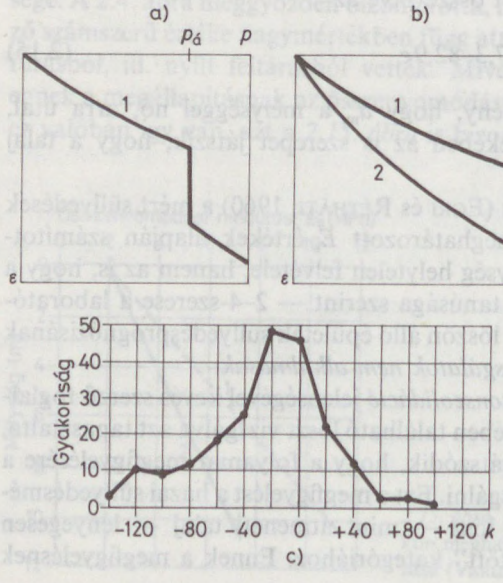
Az *egygörbés* eljárás lényege a következő. A természetes (vagy adott) víztartalmú mintát a szokásos lépcsőkben terheljük, majd az általunk választott $p_á$ feszültségnél — a konszolidációt kivárva — vízzel elárasztjuk (*2.17. ábra, a* ábrarész). Az árasztási feszültség általában 300 kN/m² (ritkán 200 kN/m²), de megválasztható úgy is, hogy a lamellára jutó $\sigma_z + \sigma_g$ feszültséggel legyen azonos.

A *kétgörbés* eljárást használva a természetes állapotú mintával párhuzamosan egy előzetesen telített mintával is elvégezzük a szokásos kompressziós kísérletet (2.17. ábra, *b* ábrarész) úgy, hogy a második mintánál biztosítjuk az állandó vízutánpótlást. A kétgörbés eljárásnak az egygörbéshez viszonyítva a következő előnyei vannak:

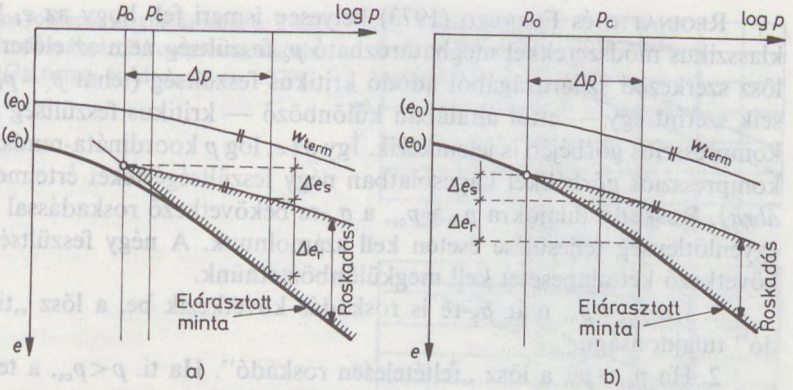
— segítségével nemcsak a természetes, hanem a telített állapothoz tartozó összenyomódási modulus is meghatározható;

— az ε_{rp} fajlagos roskadás tetszőleges p feszültségre számítható (ami előnyös pl. akkor, amikor a σ_z-feszültségek még nem ismeretesek);

— meghatározható a kritikus feszültség is (közelítőleg a $\Delta\varepsilon = 0{,}01$ ordinátakülönbséghez tartozó feszültségként).



2.17. ábra. Az egygörbés (*a*) és a kétgörbés (*b*) eljárás, valamint a két módszerrel kapott ε_r-értékek k fajlagos eltérésének eloszlása (*c*) (KRUTOV, 1972)



2.18. ábra. A JENNING és KNIGHT (1956, 1957) által javasolt „két ödométeres" eljárás normálisan konszolidált (*a*) és túlkonszolidált (*b*) talaj esetén (CLEMENCE, 1981)

Arra a kérdésre, hogy melyik eljárás ad jobb eredményt, nehéz egyértelmű választ adni, annál is inkább, mert a tényleges értéket soha nem ismerjük. KRUTOV (1972) 214 párhuzamos, 300 kN/m² árasztási feszültséggel végzett kísérlet eredményeit hasonlította össze. A kétféle kísérlettel kapott eredmények fajlagos eltérését a

$$k = \frac{\varepsilon_{r1} - \varepsilon_{r2}}{\varepsilon_{r1}} 100$$

viszonyszámmal jellemezte, ahol ε_{r1} az egygörbés, ε_{r2} a kétgörbés eljárással kapott fajlagos roskadás. A *k*-értékek gyakorisági görbéje (2.17. ábra, *c* ábrarész) szerint az esetek 22%-ában volt teljes egyezés ($k = 0$), a ± 20%-os tartományba esett a vizsgálatok 55%-a, a ± 40%-os tartományba a 73%-a. Az ábrán az is megfigyelhető, hogy a kétgörbés eljárás 10–20%-kal nagyobb ε_r-t ad, mint az egygörbés. Az összehasonlítás kapcsán KRUTOV (1972) megjegyzi, hogy az egygörbés módszer közelebb áll a tényleges jelenséghez; BALAEV (1967) ezt azzal egészíti ki, hogy a roskadást követő lassú alakváltozás is csak ezzel a módszerrel követhető.

Alapelvében a kétgörbés eljárással azonos a JENNINGS és KNIGHT (1956, 1957) által javasolt, ún. két ödométeres vizsgálat, amellyel már a térfogatváltozó talajokkal kapcsolatban is találkoztunk (vö. az 1.3.2.2. fejezettel). Módszerüket a szerzők 1975-ben közölt tanulmányukban tovább finomították. Javaslatuk szerint a mintákat 1 kN/m² feszültség mellett 24 óráig konszolidáltatni kell, majd az egyiket elárasztva újabb 24 órát kell kivárni. A szokásos kompressziós vizsgálatot mindkét mintán elvégezve, ezek eredményét *e*, log *p* koordináta-rendszerben ábrázoljuk. Ezt követően a természetes víztartalomhoz tartozó kompressziós görbét a másikhoz „igazítjuk" *(2.18. ábra)*. Ennek menete attól függ, hogy a p_c előterhelés és a σ_g önsúlyfeszültség hányadosa 0,8 és 1,5 közé esik, vagy 1,5-nél nagyobb, tehát normálisan konszolidált (*a*) vagy túlkonszolidált (*b*) talajról van-e szó. A Δp statikus teher okozta süllyedés és a roskadás a Δe_s, ill. a Δe_r hézagtényező-csökkenésből számítható, ezek $(1 + e_0)$-val való osztása révén.

Reginatto és Ferrero (1973) helyesen ismeri fel, hogy az e, log p görbén a klasszikus módszerekkel meghatározható p_c feszültség nem az előterhelés, hanem a lösz szerkezeti szilárdságából adódó kritikus feszültség (tehát $p_c = p_{kr}$). Megfigyeléseik szerint egy — ettől általában különböző — kritikus feszültség a telített minta kompressziós görbéjén is jelentkezik. Így az e, log p koordináta-rendszerben ábrázolt kompressziós görbékkel kapcsolatban négy feszültségértéket értelmezhetünk *(2.19. ábra)*. Roskadó talajokra $p_{cn} > p_{cs}$, a σ_g-re bekövetkező roskadással pedig a $p_{cs} < p_o$ egyenlőtlenség teljesülése esetén kell számolnunk. A négy feszültségtől függően a következő két alapesetet kell megkülönböztetnünk.

1. Ha $p_{cs} < p_o$, már σ_g-re is roskadás következik be, a lösz „tipikusan roskadó" tulajdonságú.

2. Ha $p_{cs} > p_o$, a lösz „feltételesen roskadó". Ha ti. $p < p_{cs}$, a telítődés nem jár roskadással, ha viszont $p_{cs} < p < p_{cn}$, akkor igen.

Az egyes lehetőségeket Reginatto és Ferrero (1973) az általuk definiált

$$C = \frac{p_{cs} - p_o}{p_{cn} - p_o} \tag{2.16}$$

kifejezéssel (a „roskadási tényezővel") is kapcsolatba hozzák, a következő eseteket különböztetve meg.

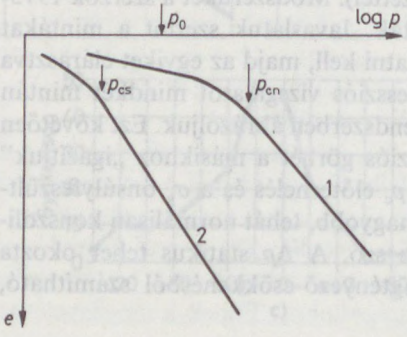
a) Ha $C < 0$, a lösz nagymértékben roskadékony.

b) A $0 < C < 1$ eset a feltételes roskadásnak felel meg; a roskadás p-nek p_{cs}-hez és p_{cn}-hez viszonyított értékétől függ.

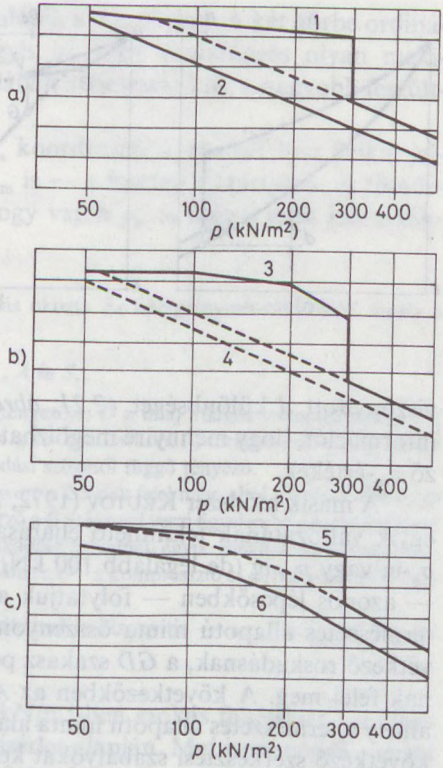
c) Ha $C = 1$, a talaj viselkedése nem függ S_r-től (ez a kategória ritka, mert a nem roskadó talajokra is $C < 1$).

d) Ha $C \to -\infty$ ($p_{cn} = p_o$), normálisan konszolidált, nem cementált talajról van szó.

A lösz ödométerben való vizsgálata szempontjából figyelemre méltók Goldstein és Makarenko (1970, 1978) azon megállapításai, amelyeket a kompressziós görbe alakjával kapcsolatban tettek. Megfigyeléseik szerint az e, log p koordináta-rendszerben ábrázolt kompressziós görbék a következő csoportok valamelyikébe sorolhatók *(2.20. ábra)*:



2.19. ábra. A roskadási hajlam megítélése Reginatto és Ferrero (1973) módszerével; *1* természetes állapotú, *2* előzetesen telített minta



2.20. ábra. A fajlagos roskadás meghatározása az ε, log p koordináta-rendszerben ábrázolt kompressziós görbe jellegétől függően (GOLDSTEIN és MAKARENKO, 1970)

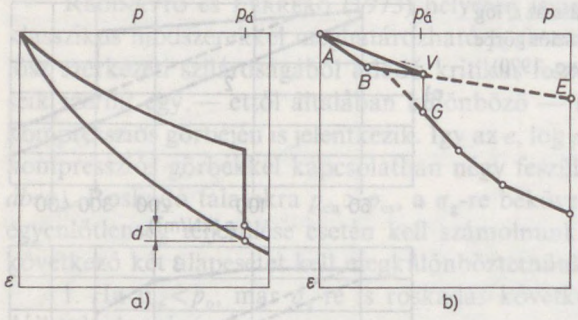
1. az összefüggés mind a kis, mind a nagy víztartalomra egyenes;
2. az e, log p kapcsolat természetes w-re görbe, a telített állapotra egyenes;
3. az összefüggést a víztartalomtól függetlenül görbe írja le.

Jogosan feltételezhetjük, hogy az összefüggés jellegében mutatkozó különbség a szemcséket cementáló kötés ellenálló képességét (a szerkezeti szilárdságot) tükrözi.

Mindezek alapján GOLDSTEIN és MAKARENKO (1970) a következő vizsgálati metodikát javasolja. Mindenekelőtt a „nedves" görbe kis p esetén megfigyelhető linearitását kell ellenőrizni néhány elárasztott mintán. Ha az összefüggés lineáris, 1. vagy 2. típusú kötésről van szó. Ebben az esetben a mintát természetes víztartalom mellett kell terhelni, 300 kN/m^2-nél elárasztani, majd 500 kN/m^2-ig tovább terhelni. Az árasztás utáni ágat balra meghosszabbítva a telített talajnak megfelelő összefüggést kapjuk meg (2.20. ábra, *a* és *b*); ε_{rp}-t a folytonos és szaggatott vonal ordináta-különbsége adja meg. Ha a telített talajra az e, log p összefüggést görbe írja le, 3. típusú kötésről van szó. Ebben az esetben a *c* ábrarésznek megfelelően a „nedves" görbével párhuzamost kell húzni. (Az utóbbi esetben tehát két mintára van szükség.)

Az előzőekben írottakon kívül még két módszer érdemel figyelmet.

Az egyik az ún. *kombinált* eljárás, amikor a természetes állapotú talajt 300 kN/m^2-nél elárasztjuk, meghatározva az elárasztott minta kompressziós görbéjéhez



2.21. ábra. A kombinált (*a*) és a KRUTOV (1972, 1982) által javasolt egyszerűsített eljárás (*b*) a fajlagos roskadás ödométerben való meghatározására

viszonyított *d* különbséget *(2.21. ábra, a)*. Ez a különbség arra vonatkozóan ad információt, hogy mennyire megbízhatóak a kétgörbés eljárásból számított különböző ε_{rp}-értékek.

A másik módszer KRUTOV (1972, 1982) ún. *egyszerűsített*, az egygörbés módszer egyik változatának tekinthető eljárása. Eszerint a mintát 50 kN/m²-es lépcsőkben σ_g-ig vagy p_{kr}-ig (de legalább 100 kN/m²-ig) terheljük. Árasztás után 300 kN/m²-ig — azonos lépcsőkben — folytatjuk a terhelést. A *221/b ábrán* az *ABV* szakasz a természetes állapotú minta összenyomódásának, a *VG* szakasz a σ_g mellett bekövetkező roskadásnak, a *GD* szakasz pedig a telített állapot melletti összenyomódásnak felel meg. A következőkben az *ABV* pontokon át meghúzzuk a *VE* egyenest, amely a természetes állapotú minta alakváltozásának felel meg. Ezzel kapcsolatban a következő szerkesztési szabályokat kell betartanunk:

— ha a *B* pont az *AV* egyenes alatt fekszik, a *VE* egyenest a *B* és *V* pontokon keresztül,

— ha a *B* pont az *AV* egyenes felett fekszik, az *A* és *V* ponton keresztül kell meghúzni.

A telített állapothoz tartozó teljes alakváltozási görbe megszerkesztése céljából a *GD* görbét a *G* ponttól kezdve az *ABV* szakaszig meg kell hosszabbítani.

2.3.3.3. A fajlagos roskadást befolyásoló tényezők

Az adott víztartalmú és tömörségű minta fajlagos roskadása az árasztáskor érvényesülő feszültségállapottól, ezen belül elsősorban a $p=p_á$ *függőleges feszültségtől* függ. Mivel pedig létezik egy alsó és felső kritikus feszültség (vö. a 2.3.2. fejezettel), amely mellett a lösz nem roskad ($\varepsilon_r<0{,}01$), jogosan feltételezhetjük, hogy a két határérték között az $\varepsilon_r(p)$ összefüggést maximumgörbe írja le.

Ideális esetben az alakváltozások jellege a *2.22. ábra* szerint alakul. A természetes állapotú talaj szerkezete egy bizonyos feszültségnél roncsolódni kezd, ami fokozott alakváltozásban nyilvánul meg (1. görbe). Ezt a szakaszt egy laposabb hajlású görbe követi, amely a talaj ásványi összetételének és állapotának megfelelő „normális" talaj alakváltozási tulajdonságait tükrözi. Az előzetesen telített minta szerkezetének roncsolódása jóval előbb következik be, majd — e folyamat lezajlása után — ismét egy

szokványos kompressziós görbe szakasz rajzolódik ki (2. görbe). A két görbe ordinátakülönbségeiből szerkesztett 3. görbe, vagyis az $S_r(p)$ összefüggés olyan maximumgörbe, amely — mint az ábrán is — általában aszimmetrikus, a nagyobb feszültségek irányában elnyújtott görbe.

Az $\varepsilon_r(p)$ görbe csúcspontjának ε_{rm} és p_m koordinátái a vizsgált lösz fizikai jellemzői. Egy-egy löszrétegen belül ε_r — így ε_{rm} is — a kezdeti víztartalom és tömörség függvénye, arra vonatkozóan viszont, hogy vajon p_m is függ-e ezen jellemzőktől, a szakirodalomban kevés utalás van.

AMIRSOLEYMANI (1989) képletet vezet le a roskadás okozta Δe hézagtényező-változásra, amely a következő jellemzőket tartalmazza:

$$e-e_{min}, D, K, \sigma_1, A \text{ és } S_r,$$

ahol e_{min} a lösz legtömörebb állapotban mérhető hézagtényezője, D a talaj átlagos szemcseátmérője, K a legkisebb (σ_z) és legnagyobb (σ_x) főfeszültség aránya, A a só- (pl. karbonát-) tartalomtól, ennek száraz állapotban mérhető nyomószilárdságától és a talaj súrlódási szögétől függő tényező.

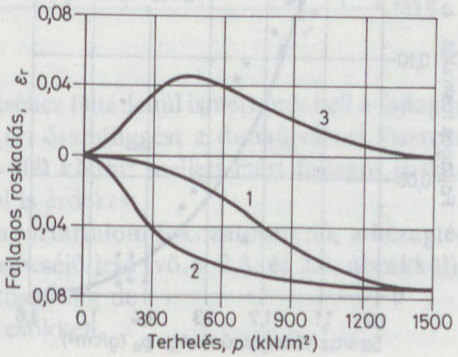
A képletben szerepel egy 1,53-as tényező, amely $G=a/b=2{,}5$-nek felel meg, ahol a és b az ellipszoid alakúnak feltételezett szemcsék nagy és kis tengelye. A szerző a G aránnyal veszi figyelembe a *makropórusok* feltételezhető alakját, amely megfigyelései szerint a roskadási folyamat egyik meghatározó tényezője. Felfogása szerint — amit más szerzők véleményével is alátámaszt — a kompresszió és a roskadás elsődlegesen a makropórusok terhére következik be.

AMIRSOLEYMANI módszerével — amint azt több példával is bizonyítja — ε_{rmax} és p_m jól becsülhető.

Ami p_m számszerű értékét illeti, ezt 300 kN/m^2-ben szokás feltételezni, a 40-es és 50-es években végzett több száz vagy ezer kísérlet alapján. Mai ismereteink szerint $p_m=200-500$ kN/m^2, a lösz agyagosabb (kötöttebb) változataira pedig 400–600 kN/m^2 (KRUTOV, 1982).

Ezek az értékek csak a löszre vonatkoznak. Alluviális eredetű talajra pl. ORDEMIR és ÖZKAN (1985) azt találta, hogy a fajlagos roskadás $p=400$ kN/m^2-re $\varepsilon_r=0{,}0275$, $p=800$ kN/m^2-re viszont $\varepsilon_r=0{,}0376$ volt. A másik végletet a laza szemcsés talajok képviselik, ezekre $p_m=0$ (vö. a 2.1.1. fejezettel).

Egygörbés eljárást használva, és az árasztást $p=300$ kN/m^2-nél végezve el, GRIGORJAN és KULACSENOK (1965) szerint az $\varepsilon_{rp}/\varepsilon_{rm}$ hányados jó közelítéssel a kö-



2.22. ábra. A természetes állapotú (*1*) és az előzetesen telített (*2*) lösz jellegzetes kompressziós görbéi és az ezekből levezetett p, ε_r összefüggés (KRUTOV, 1972)

vetkezők szerint vehető fel:

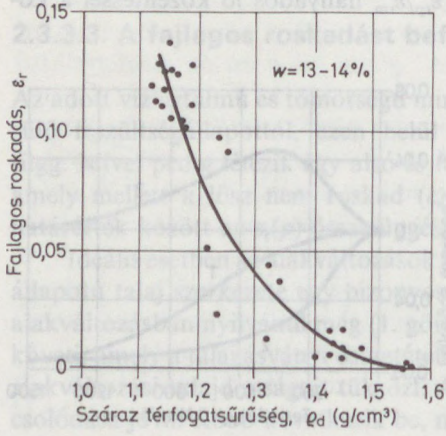
p (kN/m²)	50	100	200	300
$\varepsilon_{rp}/\varepsilon_{rm}$	0,25	0,45	0,80	1,0

Ugyanazon rétegen belül ε_r nemcsak p-től, hanem a kezdeti tömörségtől és víztartalomtól is függ.

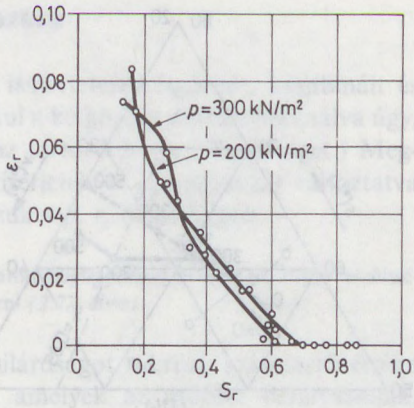
A *tömörségtől* való függőségre példaként vizsgáljuk meg OTTERBEIN (1985) erre vonatkozó adatait. A Topolya (Jugoszlávia) környékén található lösz laza változatai $p=300$ kN/m²-rel terhelve 12–13% fajlagos roskadást szenvednek, tehát mérnöki szempontból rendkívül veszélyesek. A tömörség növekedésével ε_r rohamosan csökken, $e \cong 0{,}73$ hézagtényezőre már zérus. A tanulmány szerzője a tömörséget a száraz térfogatsűrűséggel (ϱ_d-vel) jellemezte; az $\varepsilon_r(\varrho_d)$ összefüggést a *2.23. ábra* mutatja be. A kiegyenlítő görbe szerint a vizsgált lösz nem minősül roskadónak ($\varepsilon_r < 0{,}01$), ha $\varrho_d > 1{,}46$ g/cm³ ($e < 0{,}85$). Hasonló megállapításra jutottak más szerzők is, így pl. SIGNER et al. (1989) azt tapasztalták, hogy $\varrho_d > 17{,}5$ kN/m³ esetén $\varepsilon_r < 2\%$, $\varrho_d < 1{,}6$ kN/m³ esetén viszont jelentős mértékű roskadás figyelhető meg.

Az eredmény — amellett, hogy a műszaki logikával sem ellenkezik — nem meglepő. Ezt az elvi összefüggést tükrözi a (2.7) és a (2.9) jelű egyenlőtlenség, valamint a 4. fejezetben említett, a szemcsés talajokra érvényes összefüggés is. Bizonyosra vehető, hogy zavart mintákat vizsgálva a szerző azt tapasztalta volna, hogy egy kritikus ϱ_d-érték felett a minta nem roskad, hanem duzzad.

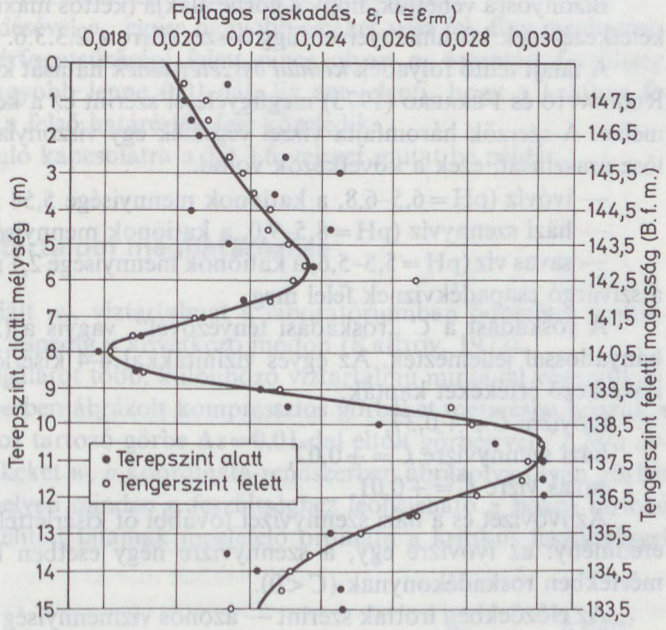
Amint arról a 2.3.1. fejezetben már szó volt, nem következik be roskadás, ha a lösz kezdeti telítettségi foka egy kritikus értéknél ($S_r = 0{,}6$–$0{,}7$) nagyobb. Ebből egyértelműen következik, hogy — adott összetételű és tömörségű lösztalaj esetén — a fajlagos roskadás a kezdeti telítettségi fok *(víztartalom)* növekedésével csökken. Ezt bizonyítja a példaként bemutatott *2.24. ábra* is; az S_r, ε_r pontokra rajzolt kiegyenlítő görbék szerint a kezdeti víztartalom szerepe igen jelentős.



2.23. ábra. Összefüggés a tapolyai lösz száraz térfogatsűrűsége és a $p=300$ kN/m²-nél mért fajlagos roskadása között (OTTERBEIN, 1985)



2.24. ábra. A fajlagos roskadás változása a kezdeti telítettségi fokkal (RAEVSZKIJ, 1962)

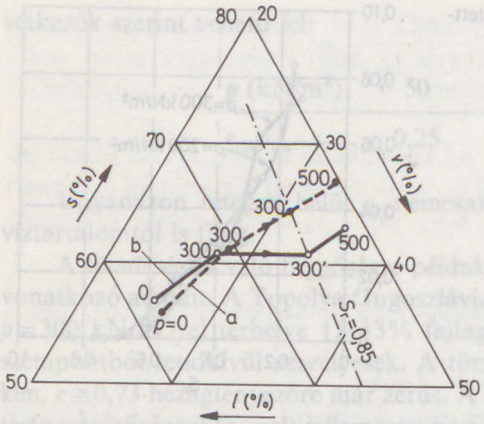


2.25. ábra. A dunaújvárosi lösz p=300 kN/m²-nél mért fajlagos roskadásának változása a minta relatív és abszolút magassági helyzetével (TÖRÖK, 1988)

A roskadás elleni védekezés megtervezéséhez feltétlenül ismernünk kell a fajlagos roskadás *mélység szerinti* változását. Az $\varepsilon_r(z)$ összefüggést a dunaújvárosi löszre a *2.25. ábra* mutatja be, ahol ε_r ($\cong\varepsilon_{rm}$) a p=300 kN/m² mellett mért fajlagos roskadás. A vizsgált kapcsolat több szempontból is érdekes:

— annak ellenére, hogy a mélységgel a víztartalom fokozatosan nő, a hézagtényező csökken, és a talaj egyre durvább szemcséjű lesz (vö. a 2.3. és 2.6. ábrákkal), a fajlagos roskadás kb. z=11 m-ig fokozatosan nő, de

— z=5,5 és 9,0 m között átmenetileg csökken.



2.26. ábra. Nyílt feltárásból (*a*) és nagy átmérőjű fúrásokból (*b*) vett löszminta alakváltozása ödométerben, statikus teher (0–300, 300′–500) és árasztás (300–300′) hatására (Kézdi, 1976)

Bizonyosra vehetjük, hogy a görbe alakja (kettős maximum) a vizsgált löszréteg keletkezésének körülményeivel függ össze. (Erre a 2.3.3.6. fejezetben még kitérünk.)

A talajt telítő folyadék *kémiai összetételének* hatását kevesen vizsgálták, jóllehet Reginatto és Ferrero (1973) megfigyelései szerint ez a kérdés több figyelmet érdemelne. A szerzők háromfajta vízzel végezték egy viszonylag száraz ($S_r = 0{,}30 - 0{,}35$) lösz árasztását; ezek a következők voltak:

— ivóvíz (pH = 6,5–6,8, a kationok mennyisége 5,58 me/l),

— házi szennyvíz (pH = 8,5–9,0, a kationok mennyisége 7,6 me/l),

— savas víz (pH = 5,5–5,6, a kationok mennyisége 2,1 me/l), amely a fedőrétegen átszivárgó csapadékvíznek felel meg.

A roskadást a C „roskadási tényezővel", vagyis a (2.16) kifejezéssel definiált hányadossal jellemezték. Az egyes vízfajtákkal 4-4 kísérletet végezve C átlagára a következő értékeket kapták:

ivóvízre $\bar{C} = +0{,}37$,

házi szennyvízre $\bar{C} = +0{,}02$,

savas vízre $\bar{C} = +0{,}01$.

Az ivóvizet és a házi szennyvizet további öt kísérlettel is összehasonlították. Az eredmény: az ivóvízre egy, a szennyvízre négy esetben bizonyult a talaj jelentős mértékben roskadékonynak ($C < 0$).

Az előzőekben írottak szerint — azonos vízmennyiség esetén — a *szennyvízvezeték törése* nagyobb veszélyt jelent, mint a nyomócsőé.

Ami a *mintavétel* szerepét illeti, erre a fajlagos roskadás meghatározása szempontjából ugyanazok a megállapítások érvényesek, mint amit az összenyomódási modulus meghatározása vonatkozásában tettünk (vö. a 2.3.3.1. fejezettel). A *2.26. ábra* egy aknában kifaragott (*a*) és egy 10 cm átmérőjű magmintából vett minta (*b*) viselkedését mutatja be *s*, *v*, *l* koordináta-rendszerben. Az első minta árasztás hatására jelentős roskadást szenvedett, a másodiknak csak a víztartalma változott. Az ábra szerint a két különböző módszerrel vett minta eltérő viselkedése nem annyira a kezdeti hézagtényezőben mutatkozó különbségnek, hanem az *eredeti szerkezet szétroncsolódásának* a következménye.

2.3.3.4. A kritikus feszültség meghatározása

A p_{kr} kritikus feszültség a 2.3.3.2. fejezetben ismertetett kétgörbés, kombinált és egygörbés eljárásokkal határozható meg. (Például a kétgörbés eljárást használva úgy, hogy az abszcisszán leolvassuk a $\Delta\varepsilon = 0{,}01$-hoz tartozó $p = p_{kr}$ feszültséget.) Meghatározható az egygörbés eljárással is, ha a kísérletet — $p_á$ nagyságát változtatva — több mintán megismételjük, és meghatározzuk a p, ε_r összefüggést.

Goldstein és Makarenko (1978) a 2.20. ábrán bemutatott megfigyeléseik alapján a kritikus feszültséget $\log p$, ε_r koordináta-rendszerben javasolják meghatározni *(2.27. ábra)*.

Mivel a kritikus feszültség a szerkezeti szilárdságot tükrözi, számszerű értéke kapcsolatba hozható mindazon jellemzőkkel, amelyek az utóbbit befolyásolják, így elsősorban az ásványi és kémiai összetétellel (pl. a plasztikus indexszel és a $CaCO_3$-tartalommal), a víztartalommal és a tömörséggel. Ebből egyben az is következik, hogy p_{kr} „homogén" lösz esetében is változik a mélységgel.

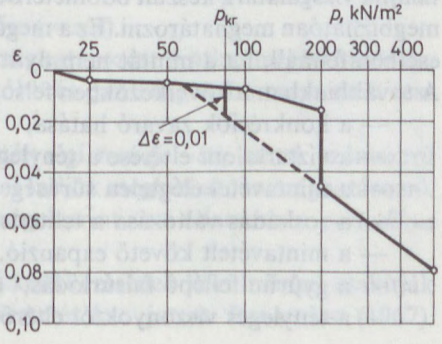
A tömörség növekedésével p_{kr} egyre nagyobb értéket vesz fel. Egy meghatározott tömörség (száraz térfogatsűrűség) felett nincs olyan $p_á$ árasztási feszültség, amelynek hatására ε_r nagyobb lenne 0,01-nál. Ez azt jelenti, hogy a kritikus feszültség alsó határértéke a felső határérték felé közeledik.

A víztartalommal való kapcsolatra a 2.3.3.6. fejezet mutat be példát.

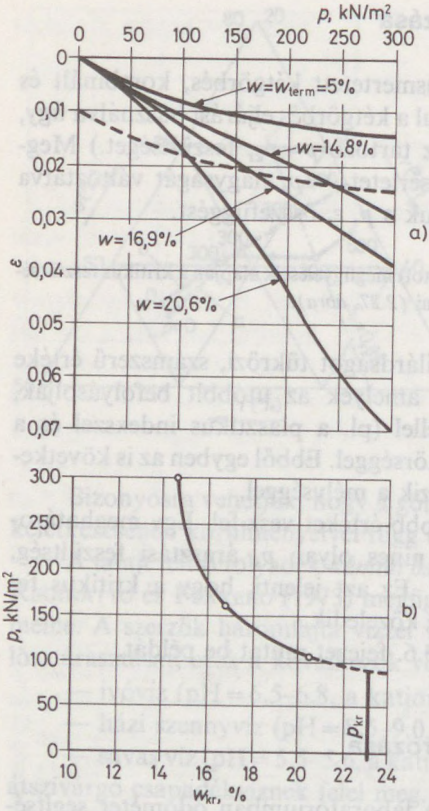
2.3.3.5. A kritikus víztartalom meghatározása

A 2.3.2. fejezetben definiált w_{kr} víztartalmat a laboratóriumban ödométer segítségével határozhatjuk meg, éspedig a következő módon (Krutov, 1972).

A kompressziós vizsgálatot több, különböző víztartalmú mintával végezzük el. A p, ε koordináta-rendszerben ábrázolt kompressziós görbéket metszésbe hozzuk a természetes víztartalomhoz tartozó görbe $\Delta\varepsilon = 0{,}01$-dal eltolt görbéjével *(2.28/a ábra)*. Az összetartozó értékeket w, p koordináta-rendszerben ábrázolva olyan görbét kapunk (*b* ábrarész), amelyen minden p feszültséghez leolvasható a hozzá tartozó kritikus víztartalom. A telített talajnak megfelelő ordináta a kritikus feszültséggel azonos.



2.27. ábra. A kritikus feszültség meghatározása ε, $\log p$ koordináta-rendszerben



2.28. ábra. A kritikus víztartalom meghatározása ödométerben (KRUTOV, 1972)

2.3.3.6. Az ödométeres vizsgálat hibaforrásai

Az ödométerrel kapcsolatban számos kutató tett kritikai észrevételeket. A vizsgálatot terhelő hibák egy része a metodikából fakad (falsúrlódás, a valóságostól eltérő feszültségállapot stb.), más része a „nem rendeltetésszerű" felhasználásából. Az utóbbira a lösz vonatkozásában a korábbiakban már kitértünk (2.3.3.1. fejezet): a puha talajok vizsgálatára készült ödométerben nem lehet a lösz összenyomódási modulusát megbízhatóan meghatározni. Ez a megállapítás a fajlagos roskadásra is minden olyan esetben fennáll, ha a mintát nem nyílt feltárásból vesszük (vö. a 2.3.3.4. fejezettel). A továbbiakban a következőkben felsorolt tényezők okozta hibákat fogjuk elemezni:

— a konkréciók zavaró hatása,
— a víztartalom eltérése a ténylegestől,
— a mintavétel elégtelen sűrűsége,
— a roskadás változása a telítettségi fokkal,
— a mintavételt követő expanzió,
— a gyűrűn fellépő falsúrlódás,
— a tényleges viszonyoktól eltérő teherfelhordás.

1. Gorlovszkij és Gohfeld (1964) egy laza (n=45–60%) makroporózus löszt vizsgálva azt tapasztalták, hogy a minták egy részére a vártnál kisebb (0,02-ot meg nem haladó) fajlagos roskadás adódott. Az ödométerből kivett minta szemeloszlási görbéjét meghatározva kiderült, hogy ezek a minták viszonylag nagy számban tartalmaznak 2–8 mm átmérőjű *kavicsszemcséket*. A minták magasságát 1,5 cm-ről 3 cm-re növelve a fajlagos roskadás már 0,027–0,100-ra adódott (a 60 mintára kapott átlag 0,082 volt). Erre a jelenségre természetesen akkor is tekintettel kell lennünk, ha a lösz sok mészkonkréciót tartalmaz.

2. A szállítás és/vagy tárolás közben *kiszáradt* mintákkal végzett vizsgálat irreális eredményre vezethet. Egyik kísérletsorozatát értékelve Balaev (1967) a prognosztizált roskadásra 32,7 cm-t kapott, a kiszáradt mintákkal végzett vizsgálatok alapján viszont 52,8 cm-t (a kétgörbés eljárással meghatározott érték 34,1 cm, a tényleges roskadás 36,2 cm volt). Mindebből a szerző azt a tanulságot vonja le, hogy az ödométerbe helyezett minta víztartalmát kontrollminták segítségével ellenőrizni kell. Hasonló nagyságrendű hibát okozhat az is, hogy az árasztás után kialakuló víztartalom (telítettségi fok) nem azonos az ödométerben és a helyszínen, az ebből adódó hibát azonban igen nehéz kiküszöbölni.

3. Bármilyen talajról legyen is szó, a mintavétel sűrűsége (pontosabban a *megvizsgált minták száma*) jelentős mértékben kihat a szóban forgó jellemző számszerű értékének megbízhatóságára. Mint ismeretes (Rétháti, 1985, 1988), a minták szükséges száma a következő egyenlőtlenségekből határozható meg:

$$\frac{t_\alpha}{\sqrt{n}} < \frac{\Delta}{s} \tag{2.17}$$

vagy

$$\frac{t_\alpha}{\sqrt{n}} < \frac{\Delta_r}{C_v}, \tag{2.18}$$

ahol Δ — az alapsokaság várható értéke és a mintákból számított átlag különbsége ($=|u-\bar{x}|$),

Δ_r — az átlag becslésében elkövetett relatív hiba ($=\Delta/\bar{x}$),

n — a vizsgálatok száma,

t_α — az α valószínűségi szinthez tartozó STUDENT-érték (szintén n függvénye),

s — a fizikai jellemző empirikus szórása,

C_v — a fizikai jellemző variációs tényezője ($=s/\bar{x}$).

Az egyenlőtlenségek szerint az általunk meghatározott $\bar{x}$ átlag megbízhatósága n növelésével fokozatosan nő, ami megbízhatóbb és gazdaságosabb méretezést tesz lehetővé.

Ha a szóban forgó fizikai jellemzőnek mélységi *trendje* van, ennek számszerű értékét is csak megfelelő mennyiségű vizsgálattal tudjuk megbízhatóan meghatározni. Fokozottan igaz ez arra az esetre, ha a mélység szerint vett adatsorban *periodikus elemek* is vannak.

A trendet és a periodikus elemeket a talaj keletkezésének körülményei alakítják ki. A lösz vonatkozásában érdekes következtetésekre jutott Balandin (1967).

A szerző 10–30 cm-ként vett 1200 minta segítségével megállapította, hogy *a)* ε_r eloszlása egy-egy rétegen belül maximumgörbe szerint változik, *b)* az eloszlás jellege a keletkezés körülményeitől és a réteg vastagságától függ *(2.29. ábra)*. Ebből az következik, hogy 1,5–2,0 m-es mintasűrűség esetén igen nagy hibát követhetünk el, ha pl. egy 2–3 m vastag rétegnek csak a középvonalából veszünk mintát.

ε_r minimális értékei a réteg alsó és felső határolóvonala közelében, az ún. kontakt zónákban alakulnak ki. (Ezeket az időszakosan megnövekedett csapadék hozza létre.) A maximális értékek BALANDIN (1967) szerint a felső határolóvonaltól számított

$$z[m] = -0{,}12\,H^2 + 0{,}98\,H - 0{,}36 \tag{2.19}$$

mélységben alakulnak ki, ahol H m-ben helyettesítendő.

Az S_r összegzett roskadás $H \leqq 4{,}5$ m rétegvastagság esetén az

$$S_r[\mathrm{cm}] = \frac{2}{3} H\,\varepsilon_{rm}\,, \tag{2.20}$$

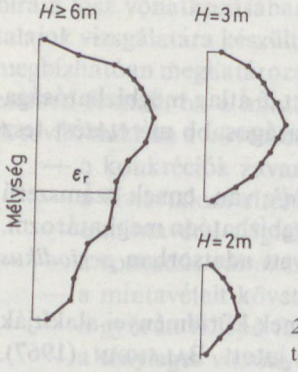
$H > 4{,}5$ m esetén az

$$S_r[\mathrm{cm}] = \frac{2}{3} H\left[\frac{\varepsilon_{rm}}{2} + \varepsilon_{ra}\right] + 3 \tag{2.21}$$

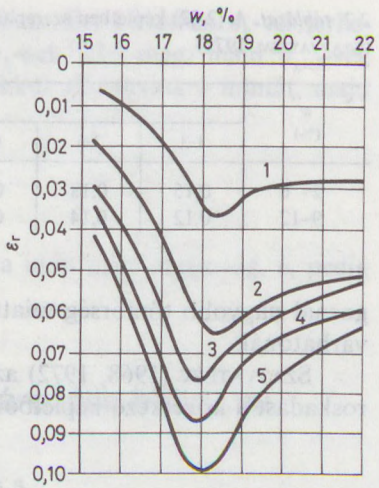
képletből számítható, ahol ε_{rm} a rétegen belüli maximális, ε_{ra} a réteg alsó 50 cm-éből vett minta fajlagos roskadása. A maximális roskadást adó minta $H < 3{,}5$ m esetén a réteg középvonalához, $H = 3{,}5$–$4{,}5$ m esetén a valamivel e fölött fekvő síkhoz tartozik. Ha $H > 4{,}5$ m, a keresett z-érték a (2.19) képletből számítandó.

Heterogén éghajlati viszonyokra következtethetünk a dunaújvárosi löszre meghatározott z, ε_r összefüggésből is (2.25. ábra). A BALANDIN (1967) által felfedezett törvényszerűség különösen a 7,5 és 15,0 m közötti mélységre igazolódik, annak ellenére, hogy az ábrán látható összefüggés egy viszonylag nagy terület (és nem egyetlen fúrás) átlagos ε_r-értékeit tükrözi.

4. A roskadás mechanizmusára vonatkozóan hosszú ideig az a nézet uralkodott, hogy ε_r maximuma a talaj (minta) teljes telítődésekor következik be. Csak a 70-es



2.29. ábra. A fajlagos roskadás (ε_r) mélységi változása a löszréteg korától és vastagságától (H) függően (BALANDIN, 1967)



2.30. ábra. Összefüggés a fajlagos roskadás és a víztartalom között 100 (*1*), 150 (*2*), 200 (*3*), 250 (*4*) és 300 kN/m^2 (*5*) feszültség mellett (KRUTOV et al., 1980)

évek végén bizonyosodott be, hogy a roskadási folyamat más modellel írható le. KRUTOV et al. (1980) öt különböző talaj magmintáiból talajonként 5–8 részmintát vettek. Ezeket a részmintákat különböző mértékben nedvesítették, majd a 0,1 és 0,3 MPa tartományban 0,05 MPa-os lépcsőkben terhelték. Az azonos p feszültséghez tartozó w, ε_r értékpárokat ábrázolva azt tapasztalták, hogy az ezeket összekötő görbe maximumpontja nem a teljes telítettséghez tartozó víztartalomhoz tartozik. A 13. sz. kísérletsorozat eredményét ábrázoló *2.30. ábrán* pl. jól megfigyelhető, hogy a szélső értékek $w = 17{,}6$–$18{,}2\%$-hoz ($S_r = 0{,}80$–$0{,}83$), közelítőleg a Proctor-görbéből meghatározott *optimális víztartalomhoz* tartoznak. Hasonló jelenséget tapasztaltak a tömörített lösszel végzett vizsgálatok során is.

A szerzők meghatározták a különböző w_k kezdeti víztartalmakhoz tartozó kritikus feszültséget is. A 13. sz. kísérletsorozatnál a következő értékpárokat kapták:

w_k (%)	15,6	17,6	18,2	19,2	22,0
p_{kr} (kPa)	100	60	40	50	60

Eszerint a kritikus feszültség w növekedésével eleinte rohamosan csökken, majd egy minimumot elérve w_{tel}-ig kismértékben növekszik.

Az előzőekben leírt jelenséggel magyarázzák a szerzők, hogy *a)* a tényleges roskadás gyakran 10–60%-kal is meghaladja az ödométeres vizsgálat alapján (itt $S_r = 1$!) számított értéket, *b)* a roskadás az árasztás megszüntetése után is folytatódik (mert $S_r = 1$ helyett $S_r < 1$ alakul ki). Az utóbbira egy taskenti példát említenek: az árasztás utolsó 40 napján a roskadás teljes mértékben stabilizálódott, a vízadagolás megszüntetése után viszont 38 nap alatt további 33 mm-t mértek.

5. A mintavétel során a talaj expandál, de ebben az állapotában ($p = 0$) σ_g-vel újraterhelve tömörebb lesz, mint eredeti fekvésében. Ezáltal egyrészt bizonytalanná válik a kompresszió és a roskadás „viszonyítási alapja", másrészt — a valósá-

2.2. táblázat. A (2.22) képletben szereplő *m* tényező változása a mélységgel és a víztartalommal (SZAVVATEEV, 1972)

w (%)	A minta mélysége (m)							
	1–3	3–6	6–10	10–14	14–18	18–22	22–26	26–30
2– 6	0,15	0,18	0,21	0,23	0,25	0,27	0,28	0,30
9–12	0,12	0,14	0,16	0,18	0,20	0,22	0,24	0,25

gosnál nagyobb tömörség miatt — a fajlagos roskadás kisebb lesz a ténylegesen várhatónál.

SZAVVATEEV (1968, 1972) az expanzió okozta hatás kiküszöbölésére a fajlagos roskadást a következő képletből javasolja számítani:

$$\varepsilon_r = \frac{\Delta h + (1-m)(\Delta h)_g}{h_k}, \tag{2.22}$$

Δh — a minta magasságának az árasztás hatására bekövetkező csökkenése, ahol $(\Delta h)_g$ — a minta magasságának σ_g hatására bekövetkező csökkenése,

h_k — a minta (gyűrű) magassága.

Az *m* tényező a mélység és a víztartalom függvénye, értékei a *2.2. táblázatból* vehetők ki.

6. Bármilyen talajról is legyen szó, az ödométergyűrűben fellépő falsúrlódás jelentősen csökkenti a vizsgálat megbízhatóságát. Lösszel végzett kísérletek szerint a falsúrlódás 0,02–0,15 MPa, *w*-től, *e*-től, I_p-től és a minta magasságától függően (KRUTOV, 1986). Mivel a változók közül csak a legutóbbit tudjuk magunk megválasztani, érdemes megemlíteni, hogy a magasságot 25 mm-ről 15 mm-re csökkentve, ill. 48 mm-re növelve, a súrlódási erő az eredeti érték 0,4–0,7-, ill. 2,5–3,0-szorosa lett.

A falsúrlódás káros hatása ellen a következőképpen védekezhetünk:

— a gyűrű belső felületét igen simára csiszoltatjuk és

— megfelelő anyaggal bekenjük;

— olyan készülékkel végezzük a vizsgálatot, amely lehetővé teszi a minta alján ébredő — a fent átadottnál kisebb — feszültség mérését (KRUTOV, 1986; RIZKALLAH és KEESE, 1989);

— az irodalomból jól ismert „lebegő gyűrű" alkalmazása (ezzel KRUTOV pl. 18–28%-kal nagyobb ε_r-t mért ugyanazon talajra, mint normál ödométerrel).

7. A minta árasztás előtti terhelése a telített állapothoz tartozó σ_g-vel + a hasznos feszültséggel növeli a talajra ható nyomást, a természetes *w*-től a szerkezet szétroncsolásáig. A valóságban a σ_g-ből adódó maximális feszültség a nedvesedési folyamat *végén* alakul ki. A σ_z feszültség sem hirtelen adódik át, végleges kialakulása gyakran a telítődés időszakára esik. Így ε_r számítása a minta magasságváltozásából — az ödométerben szokásos teherfelhordás esetén — nem felel meg a roskadás tényleges mechanizmusának, így a mért ε_r kisebb lesz a valóságosnál.

Ezt a hibalehetőséget a következőképpen küszöbölhetjük ki (KRUTOV, 1986). A mintára először olyan σ_0 feszültséget adunk, amely a tényleges (pl. izotóppal a

helyszínen meghatározott) hézagtényezőt állítja vissza. Ezt követően σ_g-vel terhelünk, amely a természetes állapotban működő σ_g-nek felel meg, majd σ_{gtel}-vel, vagyis a vízzel telített állapothoz tartozó σ_g-vel. Ekkor elárasztjuk a mintát, majd ráadjuk a σ_z feszültséget. A fajlagos roskadás az

$$\varepsilon_r = \frac{h_q - h_i}{h_0}$$

képletből számítható, ahol h_0 a σ_0, h_q a σ_q ráadása után mért magasság, h_i pedig az árasztás befejezésekor mért magasság.

2.3.4. A roskadási jellemzők meghatározása helyszíni árasztással

Az építési területen végzett helyszíni árasztással a következő jellemzőket lehet meghatározni:

— az építési terület roskadási kategóriája (vö. a 2.5.1. fejezettel), aminek alapján a védekezés megtervezhető;

— az egyes rétegek és a teljes rétegösszlet önsúly hatására bekövetkező összegzett roskadása;

— a kritikus feszültség, és ennek alapján az a mélység, ahol σ_g hatására a roskadás kezdődik;

— ugyanezen jellemzők a hasznos teherrel igénybe vett lösztömegre;

— a kritikus víztartalom;

— a víz oldalirányú szétterjedésének mértéke;

— a felszín várható süllyedése és a felszín egyes pontjainak vízszintes elmozdulása.

Ezek szerint a helyszíni árasztás előnye a laboratóriumi vizsgálattal szemben nemcsak abban az általános érvényű körülményben rejlik, hogy megbízhatóbb eredményt várhatunk tőle, hanem abban is, hogy laboratóriumi vizsgálatokkal meg nem határozható adatok birtokába is juthatunk. Különös jelentőséget ad ennek a módszernek az is, hogy *a)* előzetes árasztásként a roskadás elleni védekezés egyik módszere (vö. a 2.6.5. fejezettel), és *b)* alkalmas az elbillent építmények helyreállítására is (vö. a 2.8.3. fejezettel).

2.3.4.1. Az önsúlyra bekövetkező roskadás meghatározása

A víznek a talajba juttatása céljából 0,4–1,0 m mély aknákat kell létesíteni, úgy, hogy — a kerülete mentén esetlegesen kialakított földgátat is figyelembe véve — min. 80 cm magas vízoszlop folyamatos tárolására legyen alkalmas. A kolmatáció megakadályozására az akna felszínén 8–10 cm vastag homokterítést kell elhelyezni.

A talaj telítődési folyamatának meggyorsítása érdekében az akna alapterületén belül és a kerülete mentén homokkal kitöltött furatok is készíthetők. Ezek átmérője

min. 100 mm, tengelytávolsága max. 3 m. Nem nélkülözhetők a drénező furatok abban az esetben, ha a felszín közelében kevésbé áteresztő réteg van. (A drénező furatok hatékonyságára a 2.11. ábra kapcsán látunk példát.)

Az aknában és környezetében (egy 1,5–2H szélességű sávban, ahol H a roskadó réteg vastagsága), egymástól 2–4 m távolságban felszíni mérőbélyegeket kell elhelyezni. Ennek célja egyrészt a roskadás időbeli lefolyásának és a vizsgálat időtartamának a meghatározása, másrészt az üzemelés idején bekövetkező esetleges roskadás vízszintes értelmű eloszlásának előrejelzése.

A roskadási jellemzők mélység szerinti eloszlásának meghatározására az akna középvonalában 1,5–2,0 m-enként mélységi bélyegeket célszerű elhelyezni.

Az árasztást folyamatosan kell végezni, addig, amíg a roskadás sebessége 1 mm/napnál kisebb nem lesz. (Ez általában 2–3 hónap elteltével várható.) A mérési bélyegek helyzetét ezt követően is meg kell határozni, az alakváltozás ugyanis az árasztás megszüntetését követően is folytatódik. Ennek oka a kutatók szerint

— a talaj plasztikus és a sókioldódásból adódó szulfóziós alakváltozása, illetve

— a telítettségi fok csökkenése (vö. a 2.3.3.5. fejezettel).

A vizsgálathoz szükséges vízmennyiség — a roskadásra hajlamos réteg vastagságától és fizikai jellemzőitől függően — általában 6–12 m^3/m^2. Ez a fajlagos érték — az oldalirányú szivárgás nagyobb hányada miatt — kis alapterületű aknák esetében ennél lényegesen nagyobb is lehet.

A vizsgálat során

— mérni kell az aknába juttatott napi vízmennyiségeket,

— a vízszint helyzetét és

— a szabad vízfelszín párolgását;

— a mérőbélyegek segítségével 4–5 naponként meg kell határozni a roskadás abszolút értékét és sebességét;

— meg kell határozni az akna körül kialakult repedések helyét, szélességét és a tereplépcsők magasságát.

A vizsgálat eredményét olyan koordináta-rendszerben célszerű megadni, amelynek vízszintes tengelye az árasztás kezdetétől eltelt idő, ordinátái az összegzett (mért) roskadás és a párolgással csökkentett vízmennyiség (vö. a 2.11. ábrával). A felszín alakváltozása (és a repedések helye) alaprajzban, izometrikus vonalakkal érzékeltethető. A mélységi mérőbélyegeken tett végső leolvasásokból kiszámítható a szomszédos mérőbélyegek által közrefogott réteg fajlagos roskadása. (A kritikus feszültség meghatározását a 2.3.4.6. fejezet tárgyalja.)

Nem esett szó eddig az akna alaprajzi méreteiről. Ennek megválasztása során figyelemmel kell lennünk arra, hogy a telítődött és az eredeti állapotú talajtömb között fellépő fékező erők gátolják a teljes roskadás kialakulását (vö. a 2.3.4.4. fejezettel). Ezt a hatást hosszú ideig úgy kívánták csökkenteni, hogy az akna szélességét min. 0,8 H-ra, alapterületét pedig 200–400 m^2-re vették. Ez az elrendezés nagy földmunkát és vízmennyiséget igényelt, ezért a 70-es évek elejétől új eljárást kezdtek alkalmazni (Krutov, 1982). Ennek lényege az, hogy az akna kerületén — a drénező furatokkal váltakozva — laza homokkal kitöltött furatokat mélyítenek. Ezek átmérője az akna A alapterületétől függ: $A = 3–4$ m^2 esetén $d = 150$ mm, $A > 4$ m^2 esetén

$d = 200$ mm; a furatok távolsága max. $0{,}8d$. Ezzel a módszerrel az akna alapterülete 3–10 m^2-re csökkenthető.

Az aknák száma a rétegződés és a fizikai jellemzők egyenletességének mértékétől függ. A σ_∞-re bekövetkező roskadás — szélső esetben — viszonylag kis területen belül is jelentős mértékben változhat: KRUTOV és TOKAR (1971) pl. Nikopolban 60 és 155 mm közötti értékeket mértek.

2.3.4.2. A víz szétterjedése az altalajban

Az árasztás során beszivárgó víz minden irányban tovaterjed. A nedvesedés kontúrja és a telítődés mértéke több tényezőtől függ, pl. a talaj szivárgási tulajdonságaitól, a vízforrás méreteitől, a víznyomás nagyságától. Az átnedvesedő zóna kialakulására a következő — részben méréseken alapuló — feltevéseket tehetjük (KRUTOV, 1972).

Homogén talajban az átnedvesedő zóna kontúrja kezdetben közel gömb, majd ellipszis alakú *(2.31. ábra)*. A tömb mérete a k tényezőtől, az eltelt időtől, az akna méreteitől és a vízmennyiségtől függ. A talajvíz szintjéhez közeledve nagy intenzitású oldalirányú szivárgás indul meg, a nedvesedési kontúr harang alakú lesz.

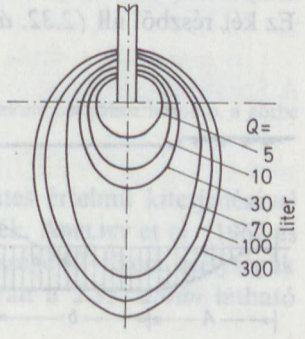
Nagyméretű csatornák (aknák) esetén a következő törvényszerűségek figyelhetők meg. Közvetlenül a nedvesített felület alatt a víz csak lefelé szivárog, lejjebb — egy depressziós görbével határolt tömbön belül — gravitációs áramlás alakul ki. A telítettségi fok itt $S_r = 0{,}75$–$0{,}95$. Ez alatt és oldalirányban kapilláris erők ($S_r = 0{,}45$–$0{,}75$), majd molekuláris erők irányítják a víz mozgását (itt $S_r = S_{r\,term}$–$0{,}45$).

Az átnedvesedett tömböt görbe (parabola, hiperbola vagy más görbe) határolja. Ennek analitikus alakja nem határozható meg, ezért célszerű egy — a függőlegessel szöget bezáró — egyenessel való lehatárolást feltételezni. Ennek nagysága $\beta = 20$–$40°$ (átlagosan 35°), nagyobb plaszticitású löszre $\beta = 45$–$55°$ (átlagosan 50°). Így a kontúr távolsága az akna szélétől:

$$L = H \operatorname{tg} \beta, \tag{2.23}$$

ahol H az átnedvesedett tömb vastagsága.

Bonyolultabb a helyzet *rétegzett talaj* esetén. KRUTOV (1972) helyszíni kísérletekkel igazolta, hogy a kevésbé áteresztő réteghez közeledve β megnő, a nagyobb mérték-



2.31. ábra. Az átnedvesedett zóna kontúrja a csövön beadagolt Q vízmennyiségtől függően (KRUTOV, 1972)

ben áteresztő réteghez közeledve csökken. Két réteg esetén az L távolság az

$$L = h_1 \operatorname{tg} \beta_1 \eta_1 + h_2 \operatorname{tg} \beta_2 \eta_2 \tag{2.24}$$

képletből számítható, ahol h_1 a felső, h_2 az alsó réteg vastagsága, β_1 és β_2 a megfelelő dőlésszögek. Az η_1 és η_2 tényezőt a következők szerint kell meghatározni.

a) Ha $k_1 < k_2$, akkor $\eta_1 = 1$ és

$$\eta_2 = \frac{\bar{k} - k_1}{k_2 - k_1}, \tag{2.25}$$

ahol

$$\bar{k} = \frac{k_2 h_2 + k_1 h_1}{h_2 + h_1}. \tag{2.26}$$

b) Ha $k_1 > k_2$, akkor $\eta_2 = 1$ és

$$\eta_1 = \frac{k_1 - k_2}{k_1 - \bar{k}}, \text{ illetve} \tag{2.27}$$

$$\eta_1 = \frac{k_1 - \bar{k}}{k_1 - k_2}, \tag{2.28}$$

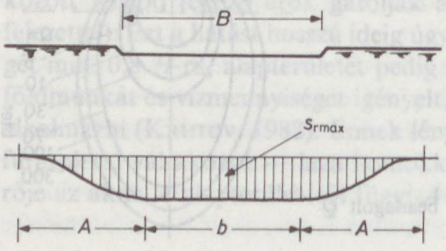
attól függően, hogy $h_1 < h_2$ vagy $h_1 > h_2$.

A telítődési viszonyokat az árasztási vizsgálat után mélyített fúrásokkal határozhatjuk meg. Ha a folyamat időbeli lefolyását is ismerni akarjuk, olyan ellenőrző furatokat készíthetünk, amelyekbe neutronszonda bocsátható le (Mocsalov és Vinogradova, 1969).

2.3.4.3. A felszíni alakváltozások kialakulása

Az árasztási folyamat során a térszín egyes pontjai mind függőleges, mind vízszintes értelemben elmozdulnak.

A *függőleges* értelmű elmozdulás az érintett pontok összességét magában foglaló süllyedési (roskadási) teknővel, ennek alakjával és geometriai méreteivel jellemezhető. Ez két részből áll *(2.32. ábra)*:



2.32. ábra. A roskadási teknő alakja és a jelölések értelmezése

— egy b hosszúságú vízszintes szakaszból, amelynek egyes pontjai a középpontban kialakuló $s_{r\,max}$-tól magasságilag legfeljebb 5–8%-kal térnek el;

— az ezen szakaszt oldalról határoló két, A hosszúságú szakaszból, amelyen belül inflexióval bíró görbe alakul ki.

A b és A hosszakra vonatkozóan a szakirodalom (Krutov, 1972) a következőket állapítja meg.

A közel vízszintes szakasz hosszára az egyik kutatási területen a következő összefüggést határozták meg:

$$b = 0{,}33\,B\left(\frac{B}{H} - 1\right). \tag{2.29}$$

Általánosságban b függ a talaj tulajdonságaitól is, de erre vonatkozóan nincs még elegendő adat.

A (2.29) kifejezés szerint vízszintes szakasz csak akkor alakul ki, ha az akna B szélessége nagyobb a roskadó réteg H vastagságánál. Ez összhangban van azzal a megfigyeléssel, hogy a teljes roskadás kialakulása is csak ebben az esetben várható.

A megfigyelések szerint $b+2A$ hossz azonosnak vehető a víz vízszintes értelmű szétterjedésének távolságával.

Az egyenest határoló görbe az

$$s_r = 0{,}5 s_{r\,max}\left(1 + \cos\frac{\pi}{A}x\right) \tag{2.30}$$

összefüggéssel közelíthető. Az inflexió koordinátái: $y = s_{r\,max}/2$ és $x = A/2$. Az inflexió helyén kialakuló maximális hajlás a

$$\operatorname{tg}\theta_{max} = 0{,}5 s_{r\,max}\,\pi/A \tag{2.31}$$

kifejezésből számítható.

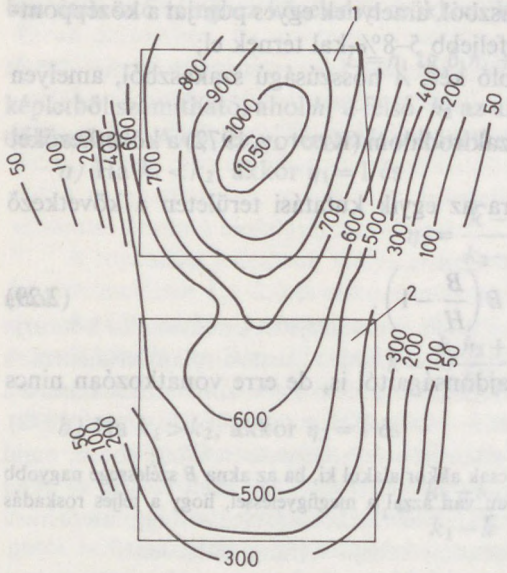
A $g = 1/R$ görbület előjele és nagysága pontról pontra változik; két közeli pont koordinátáiból a

$$g_i = \frac{2\,(s_{r,i} - s_{r,i-1})}{x_i^2 - x_{i-1}^2} \tag{2.32}$$

képlet segítségével számítható.

Ha feltételezzük, hogy a roskadási tölcsér az üregnyitás során kialakuló horpához hasonló, a görbe a normális eloszlással is közelíthető.

Az A „távolhatás" az oldalirányú szivárgás vízszintes értelmű kiterjedésével vehető azonosnak, az attól való eltérés ± 20% körüli érték. Abeljev et al. (1962 és 1965) pl. 20–25 m-t, ill. 12–16 m-t mértek, a repedések szélessége 10–13 cm, mélységük 10 cm volt. A 2.11. ábra kapcsán tárgyalt vizsgálat során a *2.33. ábrán* látható roskadási teknő alakult ki.



2.33. ábra. A 2.11. ábra kapcsán tárgyalt árasztás során megfigyelt roskadási teknő; *1* akna furatokkal, *2* akna furatok nélkül

Amikor a felszínen mérhető fajlagos roskadáskülönbség eléri a 3–5 mm/m-t, megindul a felszíni pontok *vízszintes* elmozdulása. Nagysága a b hosszúságú szakasz szélein zérus. Innen kezdve egy A'_o hosszúságú zónában növekvő mértékű tömörödés következik be. Ezen szakasz végétől vízszintes értelmű lazulás figyelhető meg, éspedig egy A''_o hosszon (2.32. ábra); a lazulás következtében repedések jelennek meg. A tömörödési és lazulási zóna határoló vonala — ahol a vízszintes elmozdulás maximális — gyakorlatilag egybeesik a roskadási görbe maximális hajlású szakaszával, tehát $A'_o = A''_o = A/2$.

A tömörödési és lazulási tartományban bekövetkező s_h vízszintes elmozdulás az

$$s_h = 0{,}5\, s_{h\,max} \left(1 + \cos \frac{\pi}{A_o} x\right) \tag{2.33}$$

kifejezésből számítható, ahol s_{hmax} a maximális vízszintes elmozdulás, x pedig zérus és A_o, ill. $-A_o$ között változik (KRUTOV, 1972).

A maximális s_h-érték az ε_h fajlagos vízszintes elmozdulásból határozható meg. A Szovjetunió különböző területein végzett vizsgálatok szerint (KRUTOV, 1972):

$$\varepsilon_h[\text{mm/m}] = 0{,}66\,(\bar{\varepsilon} - 5)\,, \tag{2.34}$$

ahol $\bar{\varepsilon} = s_{h\,max}/A$.

2.3.4.4. A nedvesített zóna feszültségállapota

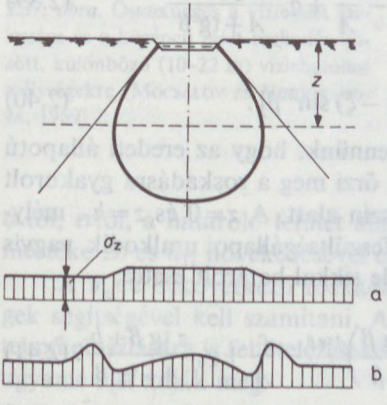
Általános tapasztalat, hogy teljes roskadás csak akkor következik be, ha az elárasztott felület szélessége a löszréteg vastagságának 0,8–1,0-szerese. Kis szélesség esetén akkor sem fejlődik ki a lehetséges teljes roskadás, ha a rétegösszlet teljes mértékben átnedvesedett, egyes esetekben pedig nem is alakul ki roskadás.

A jelenség okát az átnedvesedett és a környező talajtömb kölcsönhatásában kell keresnünk (MUSZTAFAEV, 1966; GRIGORJAN és IVANOV, 1968). A feszültségállapot a következők szerint vizsgálható (KRUTOV, 1973).

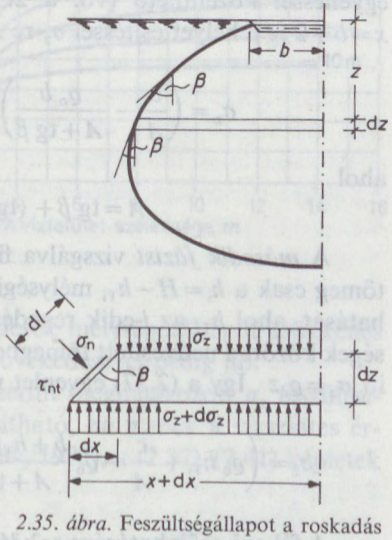
Az árasztás első periódusában, amikor a lösz a vizsgált z mélységben még nem roskad, a térfogatsúly megnövekedése miatt a σ_z függőleges feszültség valamelyest nő *(2.34. ábra, a)*. Később, a roskadás bekövetkezésekor (az egyensúlyi állapot megbomlásakor) a feszültségeloszlás jellege megváltozik *(2.34. ábra, b)*. Ez annak a következménye, hogy az átnedvesedett zóna lefelé mozdul, az ezen tömböt határoló zóna viszont gyakorlatilag a helyén marad. Az átnedvesedett talajtömb mozgását az átmeneti zóna nyírószilárdsága *lefékezi*.

A feszültségállapotra hatással van a talajnak a 2.3.4.3. fejezetben említett vízszintes értelmű lazulása és tömörödése, tehát a szemcsék vízszintes elmozdulása és az ennek következtében kialakuló repedések is. Ez abban nyilvánul meg, hogy kölcsönhatás csak a repedések alatti talajtömbben alakul ki. Így az átnedvesedett zónában két jellegzetes feszültségállapotról beszélhetünk: a repedések kialakulása előtti és utáni állapotról.

Az *első fázist* tárgyalva tételezzük fel, hogy az akna (csatorna stb.) szélesség/hossz aránya kicsi, és a nedvesített talajtömb alakja tetszőleges *(2.35. ábra)*. Ekkor



2.34. ábra. A függőleges feszültség (σ_z) változása az árasztási folyamat során (KRUTOV és DJAKONOV 1973)



2.35. ábra. Feszültségállapot a roskadás első fázisában (KRUTOV és DJAKONOV, 1973)

a nedvesítési kontúr mentén

$$\tau_{nt} = \sigma_n \operatorname{tg} \varphi + c \tag{2.35}$$

nagyságú nyírási ellenállás lép fel, ahol φ és c a természetes állapotú talaj nyírószilárdsági paraméterei.

A z tengelyhez β szög alatt hajló felületen működő σ_n feszültséget σ_z és σ_x segítségével számíthatjuk:

$$\sigma_n = \sigma_z \left[\xi + (1-\xi) \sin^2 \beta\right], \tag{2.36}$$

ahol ξ az oldalnyomás tényezője ($=\sigma_x/\sigma_z$).

Egy dz vastagságú réteget vizsgálva, és az erre ható erőket a z tengelyre vetítve jó közelítéssel felírható, hogy

$$\frac{d\sigma_z}{dz} + \sigma_z \frac{\operatorname{tg}\beta + (\operatorname{tg}\varphi - \operatorname{tg}\beta)\left[\xi + (1-\xi)\sin^2\beta\right]}{x(z)} = \varrho_o - \frac{c}{x(z)}, \tag{2.37}$$

ahol $x = x(z)$ az átnedvesedett talajtömb vízszintes kiterjedése, ϱ_o ezen tömb térfogatsűrűsége.

Mély árkok (furatok) esetén az átnedvesedett zóna körvonala jó közelítéssel függőleges egyenesnek vehető. A (2.37) egyenletbe $\beta = 0$-át és $x(z) = b$-t helyettesítve (ahol b az árok félszélessége) és integrálva, σ_z-re a következő kifejezést kapjuk:

$$\sigma_z = \frac{b\varrho_o - c}{\xi \operatorname{tg}\varphi} 1 - \exp\left(-\frac{\xi \operatorname{tg}\varphi}{b} z\right). \tag{2.38}$$

(Ugyanerre az eredményre jutott TERZAGHI is.)

Széles ($B = 0{,}3 \div 0{,}5\ H$), felszínközeli aknák esetén a nedvesedési kontúr β hajlású egyenessel közelíthető (vö. a 2.3.4.2. fejezettel). A (2.37) egyenletet integrálva, $x = b + 2 \operatorname{tg}\beta$ helyettesítéssel σ_z-re a következő kifejezést kapjuk:

$$\sigma_z = \left(\frac{c}{A} - \frac{\varrho_o b}{A + \operatorname{tg}\beta}\right)\left(\frac{b}{b + z\operatorname{tg}\varphi}\right)^{A \operatorname{tg}\beta} - \frac{c}{A} + \varrho_o \frac{z\operatorname{tg}\beta + b}{A + \operatorname{tg}\beta}, \tag{2.39}$$

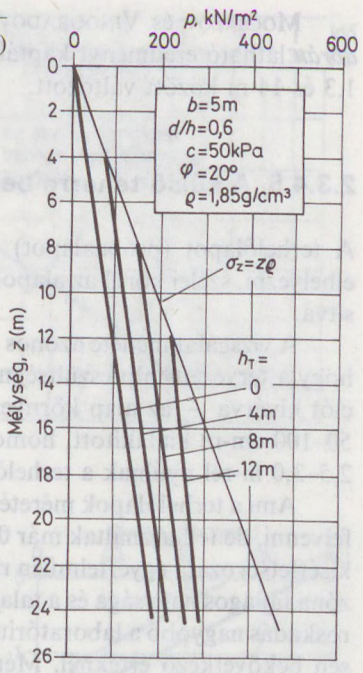
ahol

$$A = \operatorname{tg}\beta + (\operatorname{tg}\varphi - \operatorname{tg}\beta)\left[\xi + (1-\xi)\sin^2\beta\right]. \tag{2.40}$$

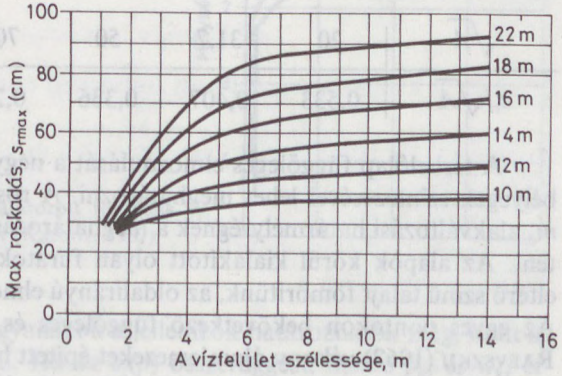
A *második fázist* vizsgálva figyelembe kell vennünk, hogy az eredeti állapotú tömeg csak a $h_i = H - h_{Ti}$ mélységi határok között őrzi meg a roskadásra gyakorolt hatását, ahol h_{Ti} az i-edik repedés mélysége a felszín alatt. A $z = 0$ és $z = h_{Ti}$ mélységek között a nedvesített tömegben a természetes feszültségállapot uralkodik, vagyis itt $\sigma_z = \varrho_o z$. Így a (2.37) egyenlet megoldása a ferde síkkal határolt esetre:

$$\sigma_z = \left(\varrho_o h_{Ti} + \frac{c}{A} - \varrho_o \frac{b + h_{Ti}\operatorname{tg}\beta}{A + \operatorname{tg}\beta}\right)\left(\frac{b + h_{Ti}\operatorname{tg}\beta}{b + z\operatorname{tg}\beta}\right)^{A\operatorname{tg}\beta} - \frac{c}{A} + \varrho_o \frac{z\operatorname{tg}\beta + b}{A + \operatorname{tg}\beta}. \tag{2.41}$$

A fékező erők hatására a *2.36. ábra* mutat be számpéldát. A silóhatásra emlékeztető feszültségcsökkenés mértékét elsődlegesen a $2b$ szélesség határozza meg, de függ



2.36. ábra. Példa a fékező erők okozta feszültségcsökkenésre — ellipszis alakú — nedvesítési kontúr (KRUTOV és DJAKONOV, 1973)



2.37. ábra. Összefüggés a vízfelület szélessége és a középen mért roskadás között, különböző (10–22 m) vízlehatolási mélységekre (MOCSALOV és VINOGRADOVA, 1969)

φ-től, c-től, a határoló felület alakjától és a repedések mélységétől is: a csökkenés mértéke $2b$ és h_{Ti} növekedésével csökken, φ és c növekedésével pedig nő.

A σ_g-re bekövetkező roskadást az előzőek szerint meghatározott σ_z feszültségek segítségével kell számítani. Az eljárás pontosítható, ha σ_z-nek a vízszintes értelmű eloszlására is feltételezéseket teszünk (KRUTOV, 1973), a (2.37)–(2.41) képletek ugyanis σ_z-t adják meg.

A feszültségcsökkenés számítására GRIGORJAN és IVANOV (1968) is kidolgoztak egy eljárást. Számpéldájukban a fékező erők figyelembevétele 100 (73,5–57,1)/73,5 = 22%-kal csökkentette a várható roskadást.

Mocsalov és Vinogradova (1969) egyik kísérletsorozatukat értékelve a *2.37. ábrán* látható eredményt kapták. Az aknák hossza átlagosan 35 m volt, szélességük 1,3 és 14 m között változott.

2.3.4.5. A külső teherre bekövetkező roskadás meghatározása

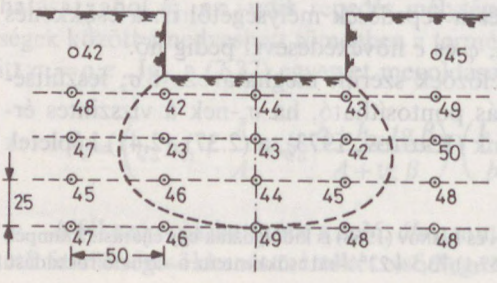
A terhelőlapot (próbaalapot) a tervezett alapozási síknak megfelelő szinten kell elhelyezni, szélei körül az alapok tényleges földtakarásának megfelelő takarást biztosítva.

A vizsgálat menete azonos a szokványos próbaterhelésével, azzal a különbséggel, hogy a tervezett talpfeszültségnek megfelelő p feszültséget elérve — és a konszolidációt kivárva — az alap környezetét vízzel árasztjuk el. Erre a célra az alap szélétől 50–100 cm-re kialakított, homokkal kitöltött furatok a legalkalmasabbak, amelyek 2,5–3,0 m-rel nyúlnak a terhelőlap alsó síkja alá.

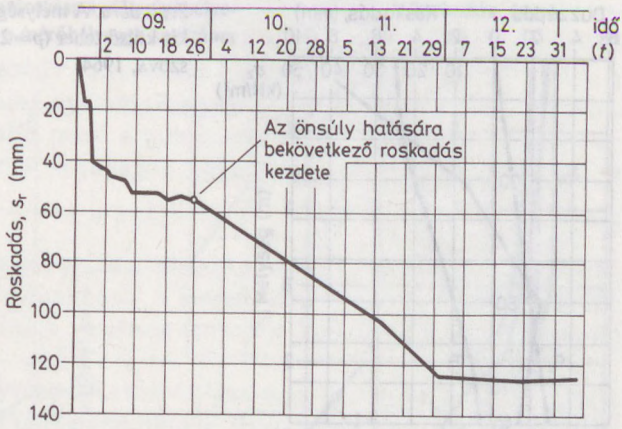
Ami a terhelőlapok méretét illeti, ezt általában 0,7 · 0,7 vagy 1,0 · 1,0 m-re szokás felvenni, de felhasználtak már 0,7 · 4,2 és 2 · 2 m-es lapokat is. Raevszkij (1962) egyik kísérletsorozata egyértelműen rámutatott arra, hogy a kis terhelőlapok alatt a nyírási zóna fajlagos nagysága és a talaj oldalirányú elmozdulása jelentős mértékű, így a mért roskadás nagyobb a laboratóriumi vizsgálatok alapján számított, valamint a ténylegesen bekövetkező értéknél. Mérései szerint a roskadás (s_r) és a felület (A) négyzetgyökének aránya a következőképpen változott $\sqrt{A}$-val:

$\sqrt{A}$	20	31,7	50	70,7	20	50	70,7
$s_r/\sqrt{A}$	0,533	0,407	0,336	0,253	0,560	0,401	0,269

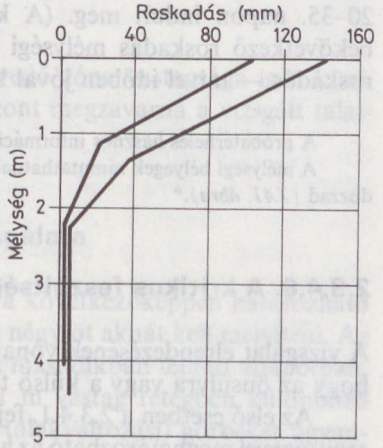
A terhelőlap függőleges elmozdulását a négy sarkán elhelyezett (bebetonozott) bélyegek szintezésével lehet meghatározni. A roskadás mélységi eloszlásának és az m_0 alakváltozási határmélységnek a meghatározására mélységi bélyegeket kell beépíteni. Az alapok körül kialakított olyan furatokkal, amelyekbe a környezetükétől eltérő színű talajt tömörítünk, az oldalirányú elmozdulás is mérhető (Krutov, 1962). Az egyes pontokon bekövetkező függőleges és vízszintes elmozdulások mérésére Raevszkij (1962) vékony ólomlemezeket épített be. A tömörödés mértékének síkbeli eloszlása a hézagtérfogat hálózatos értékei alapján is megítélhető *(2.38. ábra)*.



2.38. ábra. A próbaterhelés okozta tömörödés megítélése a hézagtérfogatok alapján (Grigorjan és Kulacsenok, 1965)



2.39. ábra. Az önsúly hatására bekövetkező roskadás kezdetének időpontja a próbaterhelés t, s_r diagramján (GRIGORJAN, 1962)

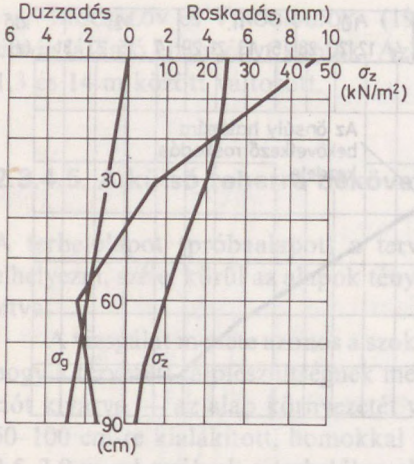


2.40. ábra. A mélységi bélyegekből meghatározott roskadás mélységi eloszlása két próbaterhelő lap alatt (KRUTOV, 1962)

A próbaterhelés segítségével ugyanazok a jellemzők határozhatók meg, mint az egygörbés kompressziós vizsgálattal. Ha az $\varepsilon_r(p)$ összefüggést, illetve p_{kr} és w_{kr} értékét is meg kívánjuk határozni, több párhuzamos vizsgálatot kell végeznünk.

Mivel a terhelőlap alsó síkján és annak közelében $\sigma_z > p_{kr}$, az árasztás hatására a roskadás azonnal megindul. A kezdeti sebesség a kísérletek szerint elég jelentős: KRUTOV (1962) pl. 15–30 mm/napot, FILIPCSUK és MUZÜKA (1963) 10–14 mm/h-t mért; az első esetben a sebesség 15–20 nap múlva már csak 1 mm/nap, a második esetben 7 h múlva 1 mm/h volt.

A próbaterhelés akkor gazdaságos, ha egyidejűleg a σ_g-re várható roskadást is meghatározzuk. Ezt az teszi lehetővé, hogy $\sigma_g > p_{kr}$ feltétel és a víz lassú leszivárgása miatt ez jóval később jelentkezik, mint a σ_z-re bekövetkező roskadás. Erre vonatkozó példákat mutat be a *2.39.* és a *2.40. ábra.* Az első esetben a σ_g-re bekövetkező roskadás az árasztás kezdetétől számított 30. napon, a második esetben a



2.41. ábra. A mélységgel változó előjelű függőleges mozgás kis külső teher ($p = 25$ kN/m²) hatására (KRUTOV és TARASZOVA, 1964)

20–35. napon indult meg. (A két ábra azt is érzékeltetni kívánja, hogy a σ_z-re bekövetkező roskadás mélységi eloszlásának meghatározását a σ_g-re bekövetkező roskadás — mivel időben jóval később következik be — nem teszi lehetetlenné.)

A próbaterhelés hasznos információt nyújthat a *tömörítés* eredményességének vizsgálatakor is. A mélységi bélyegek rámutathatnak arra is, hogy kis külső teher esetén a talaj nem roskad, hanem duzzad *(2.41. ábra)*.*

2.3.4.6. A kritikus feszültség helyszíni meghatározása

A vizsgálat elrendezésének vonatkozásában itt is különbséget kell tennünk aszerint, hogy az önsúlyra vagy a külső teherre bekövetkező roskadást vizsgáljuk.

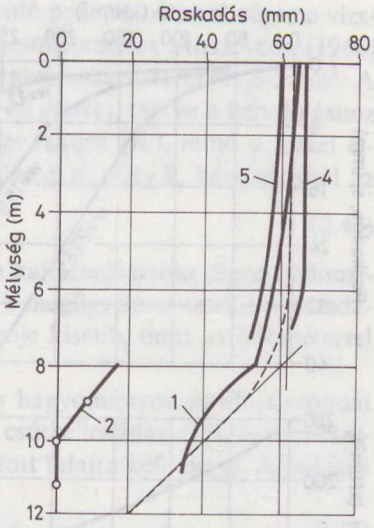
Az első esetben a 2.3.4.1. fejezetben leírt módon kell eljárnunk. A mérőbélyegek segítségével meghatározható az a z mélység, amely felett roskadás nem következett be. A kritikus feszültség a

$$p_{kr} = z\varrho \tag{2.42}$$

kifejezésből számítható, ahol ϱ a z mélység felett fekvő rétegek átlagos térfogatsűrűsége. Példát a *2.42. ábra* mutat be.

A hasznos teherre bekövetkező roskadást vizsgálva a 2.3.4.5. fejezetben írottak szerint kell eljárnunk. A talajt előzetesen elárasztva olyan próbaterhelési diagramot kapunk, amelynek egyenes a kezdő szakasza; KRUTOV (1972) szerint a kritikus feszültség az egyenes végpontjához tartozó feszültséggel vehető azonosnak (mert itt kezdődik a roskadási fázis). A módszer csak durva közelítésnek tekinthető, emellett p_{kr} — az oldalkitérés mértékének különbözősége miatt — a terhelőlap méreteitől is függ (KRUTOV és ASZJANIN, 1961). A 2.42. ábrához hasonló diagramok meghatározása is

* Szerencsésebb lett volna előbb az elméleti megfontolásokat és a kísérleti eredményeket ismertetni és csak ezután foglalkozni a gyakorlati megoldásokkal és útmutatással. (A szerk.)



2.42. ábra. A kritikus feszültség meghatározása a mélységi bélyegeken mért roskadásból; 1, 2, 4, 5 — a mérőbélyegek sorszáma (GRIGORJAN, 1962)

nehézségekbe ütközik: mivel az alakváltozást szenvedő zóna vastagsága igen kicsi, sűrűn kellene a mérőbélyegeket telepíteni, ami viszont megzavarná a vizsgált talajtömb szerkezetét.

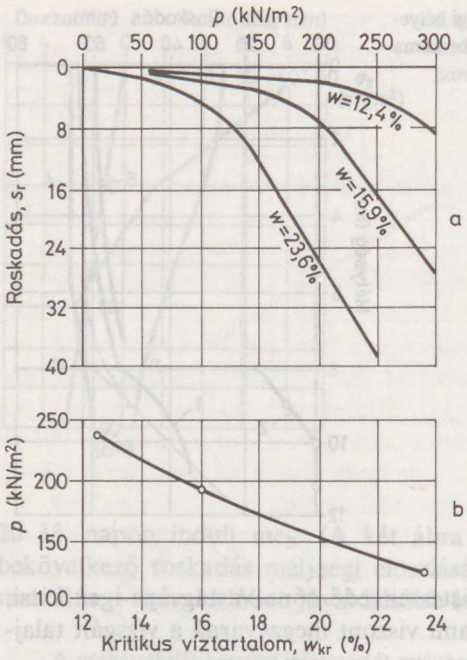
2.3.4.7. A kritikus víztartalom helyszíni vizsgálata

Helyszíni körülmények között a w_{kr}, p összefüggés a következőképpen határozható meg. A vizsgálat céljára egymástól 3–5 m távolságra négy-öt aknát kell mélyíteni. Az elsőben a talajt természetes állapotban vizsgáljuk, a másodikban telített állapotban, folyamatos elárasztás mellett. A többinél a felső 1 m vastag rétegben különböző víztartalmakra állítjuk be a talajt. A kompressziós (alakváltozási) görbéket ugyanazon koordináta-rendszerben ábrázoljuk *(2.43/a ábra)*, és minden görbére meghatározzuk az arányossági határt. Az ennek megfelelő feszültség annak a nyomásnak felel meg, amelynél w_{kr} a vizsgált talaj víztartalmának felel meg. Ennek alapján megszerkeszthető a w_{kr}, p összefüggés *(2.43/b ábra)*.

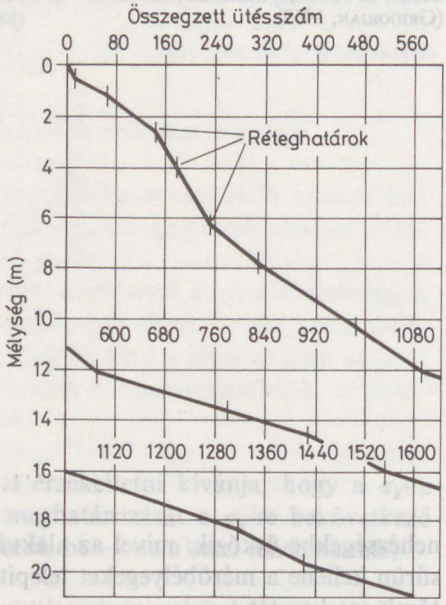
2.3.5. Helyszíni vizsgálatok szondával

Szondával a következő jellemzők határozhatók meg:

— a rétegződés,
— a természetes és az elárasztott talajtömb összenyomódási modulusa,
— a víztartalom és a térfogatsűrűség (elsősorban az árasztási folyamat során),
— a fajlagos roskadás,
— az áteresztőképességi együttható (pl. injektálás tervezéséhez, erre a célra készített különleges szondával).



2.43. ábra. A kritikus víztartalom helyszíni meghatározása (KRUTOV, 1972)



2.44. ábra. A réteghatárok megállapítása dinamikus szondázással (RIPSZKIJ et al., 1966)

A szonda elvileg a 2.2.1. fejezetben említett üregek felderítéséhez is alkalmas, GALICKIJ (1960) szerint azonban még a viszonylag sűrű, 2 × 2 m-es hálózattól sem várhatunk megnyugtató eredményt.

A különböző típusok közül a szakirodalom elsősorban a dinamikus és a statikus szondát javasolja felhasználni, de hasznos információkat nyújthatnak az izotópszondák is.

A *dinamikus szondát* RIPSZKIJ et al. (1966) a löszösszleten belüli rétegek szétválasztására javasolják. Az összegzett behatolás (Σh_i) az összegzett ütésszám (ΣN_i) függvényében ábrázolva poligont ad, az egyenesek metszéspontja így megadja a réteghatárokat *(2.44. ábra)*. Megfigyeléseik szerint egy-egy rétegen belül az N_i-értékek (az azonos behatoláshoz tartozó ütésszámok) normális eloszlásúak, példájukban a variációs tényező $C_v = 0{,}124$–$0{,}170$, tehát kisebb a homogenitás kritériumának tekinthető értéknél ($C_v = 0{,}20$-nál). Ezzel a módszerrel a réteghatár 4–7 cm pontossággal határozható meg.* Helyesen jegyzik meg a szerzők, hogy célszerű a szondázás „saját hibájának" meghatározása is. Ehhez annyit tehetünk hozzá, hogy az egy-egy rétegen belül meghatározott reziduális szórás is segíthet a homogenitás megítélésében.

A *statikus szondának* — a lösz vonatkozásában — két típusáról olvashatunk a szakirodalomban.

* Ez nyilvánvalóan nagyobb pontosság, mint az, amelyet egy fúrólyukban, hosszméréssel el lehet érni. (A szerk.)

Krutov és Ejduk (1971) a Procter-tűhöz hasonló penetrométerrel végezte vizsgálatait. Céljuk a fajlagos roskadás meghatározása volt, amihez Moszjakov (1966) elméletét használták fel. A szonda kónuszának keresztmetszeti területe 2–3 cm^2. A szondát kézi erővel kell a talajba nyomni (mintegy 10 cm-re), mérve a behatoláshoz szükséges R ellenállást. Utóbbit mind a természetes talajra (R_t), mind a vízzel elárasztott talajra (R_v) mérni kell. A fajlagos roskadás a $K_a = R_t/R_v$ hányadosból az

$$\varepsilon_r = a\,(K_a - 1) \tag{2.43}$$

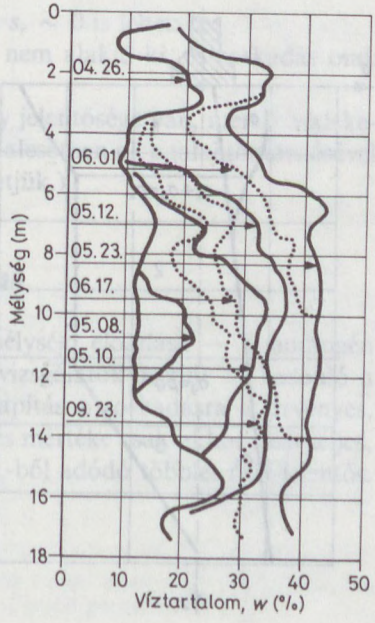
összefüggés alapján határozható meg; az a állandó a kalibráció során végzett ödométeres kísérletek eredményéből számítható. A szerzők megfigyelései szerint a szondázásból kapott fajlagos roskadások variációs tényezője kisebb, mint az ödométerrel kapott C_v-érték.

1982-ben megjelent könyvében Krutov olyan hagyományos statikus szondát javasol, amellyel megoldható a talaj elárasztása is. A csúcsellenállást először természetes talajra, majd — 15 cm-rel mélyebben — elárasztott talajra kell mérni. A fajlagos roskadás az

$$\varepsilon_r = a \log K_a + b \tag{2.44}$$

összefüggésből számítható.

Az *izotópszonda* előnye, hogy a mérés — a talaj megbolygatása nélkül — tetszőleges számban megismételhető. Így követték pl. Gibbs és társai (1967) a víz útját a lösz árasztási folyamata során. Az azonos időpontokban, különböző mélységekben mért víztartalmak jó képet adnak az árasztás során lejátszódó jelenségről; a *2.45. ábrán* pl. jól megfigyelhető, hogy az árasztás megszüntetését (05. 24.) követően w csökkenni



2.45. ábra. Az árasztási folyamatot jellemző víztartalmak izotópszondával mért mélységi és időbeli változása (Zvolszkij et al., 1967)

kezdett. A ϱ_d-értékeket ábrázolva arra is választ kapunk, milyen mértékű roskadás következett be az egyes tartományokban. Zvolszkij et al. (1967) a folyamatos megfigyelés céljára önjáró vibrofúróval lemélyített, kis átmérőjű csöveket használtak, amelyek a mérés befejezése után visszanyerhetők.

Kísérleteket *pressziométerrel* is végeztek (megoldva a víz bejuttatását is), de ezek eredménye nem meggyőző (Suec et al., 1981).

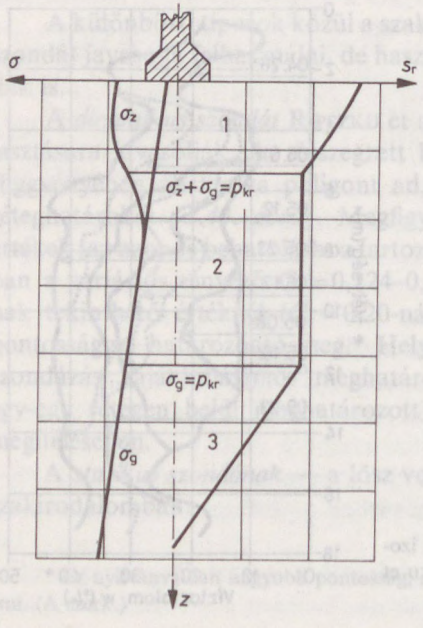
2.4. A roskadás előfordulása és viselkedése

2.4.1. A roskadás mélységi eloszlása

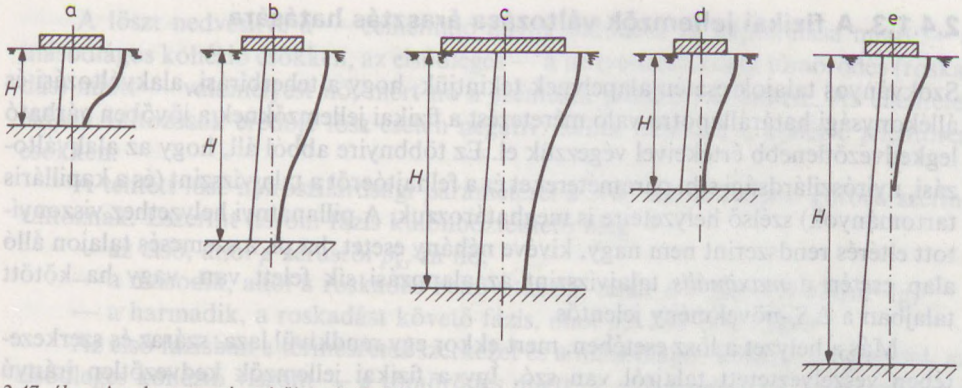
Süllyedésanalízist végezve egyik feladatunk a rétegekre jutó feszültség, majd — ennek ismeretében — a rétegek alakváltozásának meghatározása. Lösz esetében hasonlóképpen kell eljárnunk, mivel a fajlagos roskadás is a feszültség függvénye. Ennek ellenére a két alapeset között lényeges különbségek vannak.

2.4.1.1. Roskadási tartományok

Az alaptest alatti talajtömegben — általános esetben — három jellegzetes zónát különböztethetünk meg *(2.46. ábra)*. Az első tartományban a roskadás $\sigma_z + \sigma_g$ hatására következik be. Egy bizonyos mélységben — a függőleges feszültség jelentős



2.46. ábra. Az alaptest alatt kialakuló roskadási tartományok (Krutov, 1962, 1972)



2.47. ábra. Az alaptest méreteitől, terhelésétől és a roskadó rétegvastagságtól függően kialakuló roskadási tartományok néhány változata (KRUTOV, 1962, 1972)

csökkenése miatt — a $\sigma_z + \sigma_g$ összeg kisebb p_{kr}-nál, itt tehát nincs alakváltozás. A harmadik tartományban $\sigma_g > p_{kr}$, itt tehát ismét roskadással kell számolnunk.

A valóságban az alap felületétől (és alakjától), a talpfeszültségtől, valamint a roskadásra hajlamos réteg vastagságától függően különböző változatok alakulhatnak ki, éspedig a következők *(2.47. ábra)*:

— kis rétegvastagság esetén a 2. és 3. tartomány hiányozhat: *a;*

— kis alapfelület és kis rétegvastagság esetén csak az 1. és 2. tartomány alakul ki: *b;*

— ha az alap mérete nagy, és jelentős nagyságú talpfeszültség adódik át a talajra, a 2. tartomány hiányozhat: *c;*

— ha a talpfeszültség kicsi és a réteg vékony, $s_r \sim 0$ is lehet: *d;*

— ha a talpfeszültség kicsi, az 1. tartomány nem alakul ki, és roskadás csak σ_g hatására következhet be: *e.*

A roskadási tartományok felvázolásának nagy jelentősége van, mert a védekezést ennek alapján kell megterveznünk. (A második alesetben pl. a talaj tömörítésével a roskadási veszélyt teljes mértékben megszüntethetjük.)

2.4.1.2. Az alakváltozások mélységi eloszlása

A statikus teherre bekövetkező alakváltozások mélységi eloszlása — a homogén talajtömegben, mérőbélyegek segítségével végzett vizsgálatok szerint — hasonló a függőleges feszültségek eloszlásához. Ez a megállapítás a roskadásra is érvényes, amint azt a 2.40. ábra is bizonyítja. Az alaki egyezés mértéke csak akkor nem teljes, ha a σ_z tartomány olyan mélységig terjed, ahol a σ_g-ből adódó többlet már jelentős.

2.4.1.3. A fizikai jellemzők változása árasztás hatására

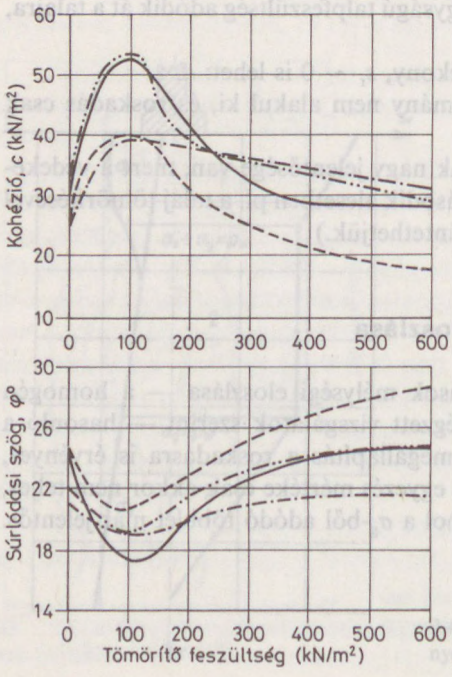
Szokványos talajok esetén alapelvnek tekintjük, hogy a teherbírási, alakváltozási és állékonysági határállapotra való méretezést a fizikai jellemzőknek a jövőben várható legkedvezőtlenebb értékeivel végezzük el. Ez többnyire abból áll, hogy az alakváltozási, nyírószilárdsági stb. paramétereket és a felhajtóerőt a talajvízszint (és a kapilláris tartományok) szélső helyzeteire is meghatározzuk. A pillanatnyi helyzethez viszonyított eltérés rendszerint nem nagy, kivéve néhány esetet, ha pl. a szemcsés talajon álló alap esetén a *maximális* talajvízszint az alapozási sík felett van, vagy ha kötött talajban a ΔS_r-növekmény jelentős.

Más a helyzet a lösz esetében, mert ekkor egy rendkívül laza, száraz és szerkezetében veszélyeztetett talajról van szó. Így a fizikai jellemzők kedvezőtlen irányú változása igen jelentős, annak ellenére, hogy a víz hatására bekövetkező roskadást követően az eredetinél tömörebb állapot alakul ki.

A *nyírószilárdság* változását vizsgálva azt tapasztalták, hogy vízzel való telítés hatására φ csak 5–20%-kal (esetleg 30–40%-kal), a kohézió viszont 50–90%-kal csökken (KRUTOV, 1972). Megállapították azt is, hogy a nyírószilárdság lényegesen érzékenyebb w, mint c változására. Ezek a megfigyelések jó összhangban vannak DENISOV (1953) elméletével, aki kétféle kohéziót különböztet meg:

— elsődleges, a molekuláris erők által létrehozott kohéziót és

— másodlagos, a vízálló (SiO_2) és nem vízálló ($CaCO_3$ stb.) anyagok cementáló hatására kialakuló kohéziót.



2.48. ábra. A telített lösz nyírószilárdsági paramétereinek változása a tömörítő feszültséggel (KRUTOV, 1972)

A löszt nedvesítve a — cementáló anyag oldódása és felpuhulása miatt — a másodlagos kohézió csökken, az elsődleges — a nedvesítés okozta tömörödés (roskadás) miatt — valamelyest nő, mert nő a szemcsék érintkezési felülete. Az ellentétes előjelű változások eredője lösz esetén negatív: telítés hatására a kohézió jelentősen csökken.

A telített lösz nyírószilárdsági paraméterei a *2.48. ábrán* látható görbék szerint változnak. Eszerint három fázis különböztethető meg:

— az első, ahol p zérusról p_{kr}-ra nő,

— a második, ahol a roskadás bekövetkezik, tehát $p = 200–300$ kN/m^2-ig,

— a harmadik, a roskadást követő fázis, ahol $p > 200–300$ kN/m^2.

Az első fázisban a természetes szerkezet és a másodlagos kohézió megmarad, az elsődleges kohézió viszont — a tömörödés miatt — valamelyest nő. Ugyanakkor a kisebb szemcsék a nagyobb pórusokba hatolnak, a csúszási felület csökken, így φ is valamivel kisebb lesz. A második fázisban a szerkezet szétroncsolódik, a másodlagos kohézió jelentős mértékű csökkenését az elsődleges kohézió növekedése nem tudja ellensúlyozni. Ugyanakkor φ az érintkezési felület növekedésével valamelyest nő. A harmadik fázisban a másodlagos kohézió lassan tovább csökken, φ pedig — mivel a tömörség már alig nő — csak kismértékben változik.

A telítődés okozta nyírószilárdság-csökkenés a

$$K_c = \frac{c_t}{c_v} \frac{\varphi_t}{\varphi_v} \tag{2.45}$$

tényezővel jellemezhető, ahol t és v index a természetes, illetve a vízzel telített állapotra utal.

Ez a jellemző hasonló a K_z értékhez (vö. a 2.3.5. fejezettel), már csak azért is, mert mindkettő viszonylag szoros kapcsolatban van ε_r-rel.

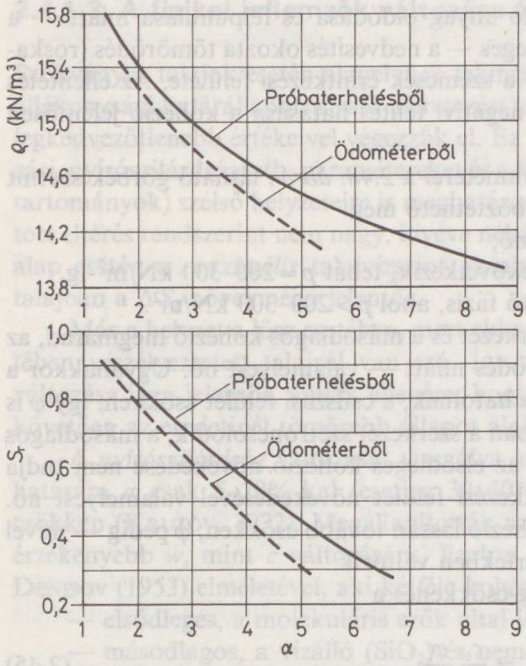
Az *összenyomódási modulus* árasztás hatására bekövetkező csökkenése igen jelentős. A természetes és telített (közel telített) állapothoz tartozó E_s-értékek

$$\alpha = \frac{E_{st}}{E_{sv}} \tag{2.46}$$

hányadosa a talajra jellemző érték, de ezen belül függ a víztartalomtól és a tömörségtől is. Egy erre vonatkozó kísérlet eredményét mutatja be a *2.49. ábra;* eszerint α nő a hézagtényező növekedésével és a telítettségi fok csökkenésével. Az *a)* ábrarész alapján a tömörítés hatásáról megállapíthatjuk, hogy csökkenti α-t (amellett, hogy növeli E_s-t és csökkenti ε_r-t). Erre vonatkozó összehasonlítást találunk GALICKIJ (1970) egyik tanulmányában is.

A próbaterhelések során mért E_{st}- és E_{sv}-értékek összehasonlítását több kutató elvégezte. Néhány erre vonatkozó adat:

— KRUTOV és ASZJANIN (1961) azt tapasztalta, hogy a $p = 300$ kN/m^2-nél mérhető E_s-érték — 3 m-en 19-ről 7–12 MN/m^2-re, —6 m-en 18-ról 10–11 MN/m^2-re csökkent;



2.49. ábra. Az $\alpha = E_{st}/E_{sv}$ hányados változása a száraz térfogatsűrűséggel és a telítettségi fokkal (KRUTOV, 1972)

— KRUTOV (1972) nyolc taskenti helyszínt vizsgálva α átlagára a laboratóriumban 3,74-ot, a helyszínen 4,08-at kapott (vö. a 2.49. ábrával);

— DÜHOVICSNAJA és KRUTOV (1976) $w = 14$–16% mellett $E_s = 30$–60 MN/m²-t, $w = 17$–22%-ra $E_s = 10$–15 MN/m²-t mért.

2.4.2. A talajvízszint emelkedése okozta roskadás

2.4.2.1. A talajvízszint emelkedésének oka és mértéke

Ipari és lakótelepek építését követően gyakran figyeltek meg jelentős talajvízszint-emelkedést. Az esetek elemzése azt bizonyította, hogy — általános esetben — ezt a következő tényezők idézik elő:

— a növényzet kiirtása (ezzel a transpiráció megszűnése);

— a terület lefedése (út- és térburkolatok, épületek stb. létesítésével), aminek az evaporáció megszűnése a következménye;

— a terület rendezetlensége (koncentrált vízbeszivárgás a talajba);

— a közművezetékek kiépítése, ill. ezek helytelen, hibás kialakítása;

— nagy vízszükségletű üzemek létesítése, a felhasznált víznek — közvetlen vagy közvetett módon — a talajba juttatása;

— a közeli folyók vizének állandó jellegű duzzasztása.

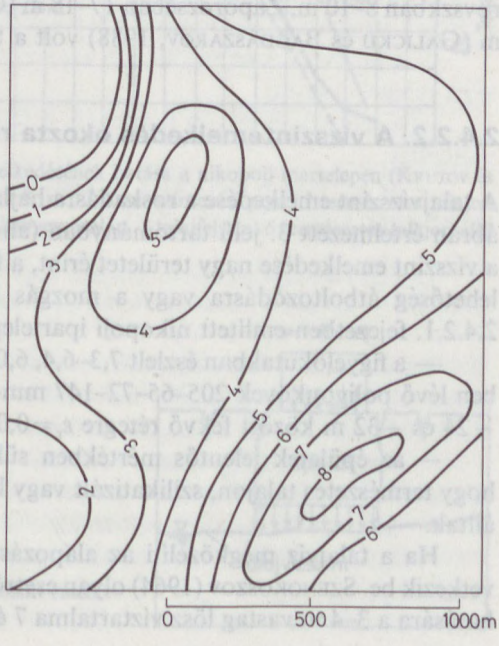
Ezek a tényezők a talaj nemétől és fizikai jellemzőitől függetlenül a talajvízszint emelkedését idézhetik elő, lösz esetében azonban — a viszonylag nagy függőleges áteresztőképesség miatt — az emelkedés mértéke nagyobb az átlagosnál. Részben ezt kívánják bizonyítani az itt következő példák.

A *területrendezés* jelentőségére hívja fel a figyelmet Anpilov (1976): a talajvíz szintje ennek végrehajtását követően 3 m-rel csökkent.

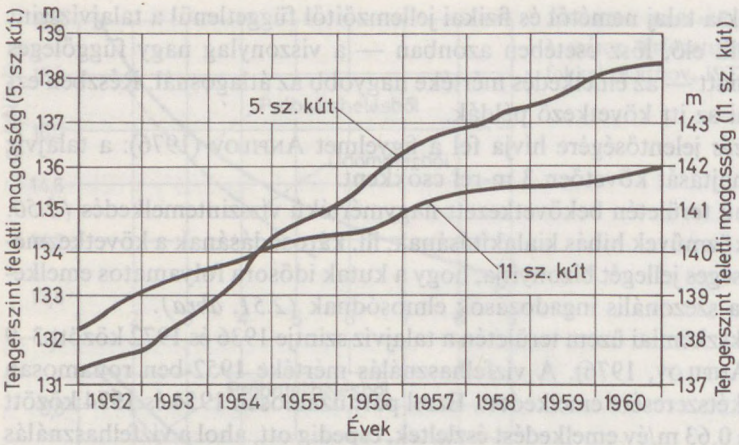
A Dunai Vasmű területén bekövetkezett nagymértékű vízszintemelkedés *(2.50. ábra)* elsősorban a közművek hibás kialakításának, ill. károsodásának a következménye. A hatás mesterséges jellegét bizonyítja, hogy a kutak idősora folyamatos emelkedésről tanúskodik, a szezonális ingadozások elmosódnak *(2.51. ábra)*.

Egy szovjet kokszkémiai üzem területén a talajvíz szintje 1936 és 1972 között 3–9 m-rel emelkedett (Anpilov, 1976). A vízfelhasználás mértéke 1952-ben rohamosan megnőtt: 1975-re a kétszeresére emelkedett. Ezzel párhuzamosan 1954 és 1974 között öt kútban átlagosan 0,63 m/év emelkedést észleltek, éspedig ott, ahol a vízfelhasználás a legnagyobb volt (az iszap- és mészülepítők, a hűtőtornyok és a kokszolók körzetében). Azt a feltételezést, hogy a jelenséget az üzemi víz beszivárgása idézte elő, nemcsak az bizonyítja, hogy vízdóm alakult ki, hanem az is, hogy a talajvíz hőmérséklete helyenként 40–50 °C volt.

Gorlovszkij és Gohfeld (1964) olyan ipartelep építményeinek károsodásáról számol be, amelynek tervezésekor — a roskadásra hajlamos löszre való tekintettel — a vízbeszivárgás elleni védelmet „megoldották". Ennek ellenére néhány év alatt 220 000 m^3 üzemi víz szivárgott be a talajba, aminek következtében a talajvíz szintje 12–14 m-ről 8 m-re emelkedett.



2.50. ábra. A talajvízszint emelkedése (m-ben) Dunaújváros területén, 10 év alatt (Kézdi és Egri, 1963)



2.51. ábra. A talajvízállás idősora két dunaújvárosi kútra (KÉZDI és EGRI, 1963)

Nikopolban (Szovjetunió) egy nagy ipartelep területén a 30-as években még 32–40 m mélységben volt a talajvíz szintje, 1970-re már 22–28 m mélységben. Az emelkedést a talajba szivárgó üzemi vizek idézték elő, a 60-as évek elejétől viszont már erőteljesen érvényesült az innen 2–5 km-re lévő Dnyeper folyó hatása: ennek vízszintjét ugyanis a kahovi tározó 11 m-rel megemelte (KRUTOV és TOKAR, 1971; KRUTOV, 1972). Az üzemi vízről megállapították, hogy 6–9 m mélységig éreztette hatását. A szovjet példák szerint a nagymértékű talajvíz-emelkedés szinte minden ipartelepre jellemző. Így pl. Nikopolban 10 év alatt 8 m (GRIGORJAN és JUSIBE, 1986), Dnyepropetrovszkban 8–10 m, Zaporozsében 17–18 m (GOLDSTEIN, 1989), Volgodonszkban 8–10 m (GALICKIJ és BAGDASZAROV, 1988) volt a terület beépítését követő emelkedés.

2.4.2.2. A vízszintemelkedés okozta roskadás jellege és mértéke

A talajvízszint emelkedése a roskadásra hajlamos rétegösszlet alsó rétegeiben, a 2.47. ábrán értelmezett 3. jelű tartományban (ahol $\sigma_g > p_{kr}$) idéz elő alakváltozást. Mivel a vízszint emelkedése nagy területet érint, a felszínen a teljes roskadás kialakul, nincs lehetőség átboltozódásra vagy a mozgás kiegyenlítődésére. Ez következett be a 2.4.2.1. fejezetben említett nikopoli ipartelepen is:

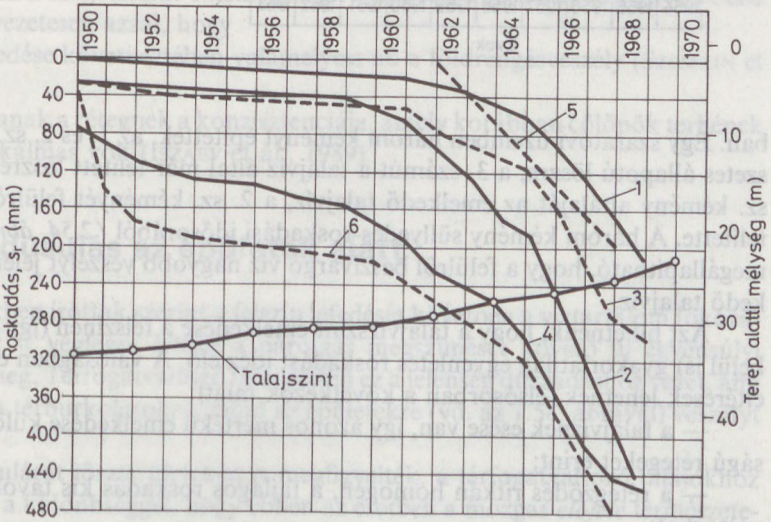
— a figyelőkutakban észlelt 7,3–6,4, 6,0–7,3 m-es emelkedés hatására a közelükben lévő poligonkövek 205–65–72–147 mm-t süllyedtek, összhangban azzal, hogy a −24 és −32 m között fekvő rétegre $\varepsilon_r = 0{,}01–0{,}03$;

— az épületek jelentős mértékben süllyedtek *(2.52. ábra)*, függetlenül attól, hogy természetes talajon, szilikatizált vagy kiégetett talajtömbön, ill. fúrt cölöpökön álltak.

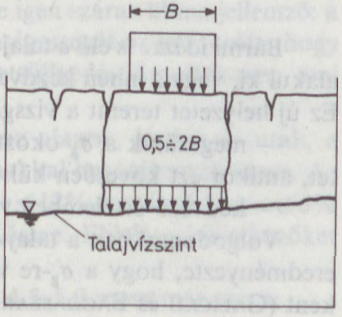
Ha a talajvíz megközelíti az alapozási síkot, a roskadás $\sigma_z + \sigma_g$ hatására következik be. SZENOKOSZOV (1964) olyan esetről számol be, amikor a magas talajvízállás hatására a 3–4 m vastag lösz víztartalma 7 év alatt 20%-ról 25–28%-ra nőtt, aminek

következtében 11–15 cm roskadás alakult ki. Az alapok közelébe emelkedő talajvíz hatását GOLDSTEIN (1969) a *2.53. ábrán* látható módon értékeli: kétrétegű rendszer alakul ki, a száraz löszben repedések keletkeznek. Az így képződő „blokk" az alap teljes terhét — az alap szélességének megfelelő területen — a talajvíz által felpuhított rétegre hárítja, amely így jelentős összenyomódást szenved.

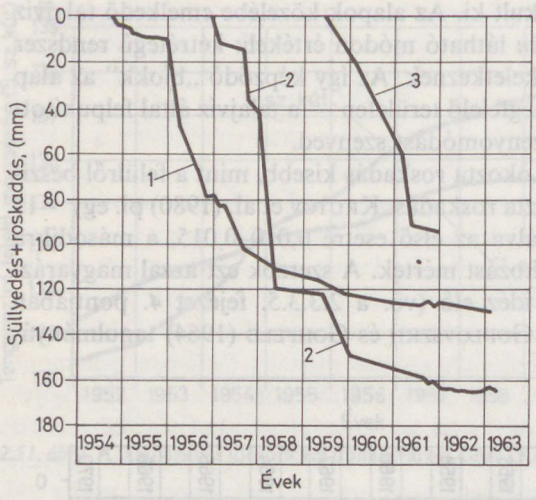
A megfigyelések szerint a talajvíz okozta roskadás kisebb, mint a felülről beszivárgó — felszíni, üzemi stb. — víz okozta roskadás. KRUTOV et al. (1980) pl. egy −15 és −17 m között fekvő réteget vizsgálva az első esetre 0,010–0,015, a másodikra 0,033–0,042 nagyságú fajlagos alakváltozást mértek. A szerzők ezt azzal magyarázzák, hogy a talajvíz *teljes* telítődést idéz elő (vö. a 2.3.3.5. fejezet *4.* pontjában írottakkal). Érdekes példát láthatunk GORLOVSZKIJ és GOHFELD (1964) tanulmányá-



2.52. ábra. A talajvízszint emelkedésének hatása a nikopoli ipartelepen (KRUTOV és TOKAR, 1971; KRUTOV, 1972); *1* 3. sz., *2* 2. sz. szintezési pont, *3* természetes talajon fekvő cső, *4* talajcölöpön álló hengersoralap, *5* talajfelszín, *6* természetes talajon álló oszlop



2.53. ábra. Kétrétegű rendszer kialakulása a talajvízszint emelkedésének hatására GOLDSTEIN (1969) modellje szerint



2.54. ábra. A talajvízszint emelkedésének hatása három kémény mozgására (Gorlovszkij és Gohfeld, 1964)

ban. Egy szaratovi üzemben három kéményt építettek, az 1. és 2. sz. kéményt természetes állapotú löszre, a 3. számút a talajvíz által már telített löszre alapozva. Az 1. sz. kémény altalaját az emelkedő talajvíz, a 2. sz. kéményét felülről beszivárgó víz telítette. A három kémény süllyedés-roskadási idősorából *(2.54. ábra)* egyértelműen megállapítható, hogy a felülről beszivárgó víz nagyobb veszélyt jelent, mint az emelkedő talajvíz.

Azt hihetnénk, hogy a talajvízszint emelkedése a felszínen (így egy-egy épületen belül is) gyakorlatilag egyenletes roskadást idéz elő. A valóságban ettől igen jelentős eltérések lehetnek, elsősorban a következők miatt:

— a talajvíznek esése van, így azonos mértékű emelkedése különböző tulajdonságú rétegeket érint;

— a rétegződés ritkán homogén, a fajlagos roskadás kis távolságokon belül is változhat;

— az emelkedés mértéke a vizsgált területen belül nem azonos (pl. az infiltráció mértékének különbözősége miatt).

Ezeknek a tényezőknek a következménye, hogy Krutov és Tokar (1971) Nikopolban 0,5–0,8 mm/m, esetenként 1,7–2,3 mm/m vízszintes értelmű fajlagos roskadáskülönbséget mértek.

Bármi idézze is elő a talajvízszint emelkedését, előbb-utóbb dinamikus egyensúly alakul ki, vagyis innen kezdve már csak a szokásos szezonális mozgásokat észleljük. Ez új helyzetet teremt a vizsgált területen:

— megszűnik a σ_g okozta roskadás veszélye (kivéve természetesen azt az esetet, amikor ezt követően külső víz jut az altalajba), és ezzel

— kedvező értelemben változnak a terület geotechnikai adottságai.

Volgodonszkban a talajvíznek a beépítést követő 8–10 m-es emelkedése pl. azt eredményezte, hogy a σ_g-re várható roskadás 9,5–44,8 cm-ről 3,3–7,8 cm-re csökkent (Galickij és Bagdaszarov, 1988).

Ez a jelenség figyelhető meg a 2.54. ábrán is: a 3. sz. kémény jelentéktelen süllyedést szenvedett a másik kettőhöz képest. Ugyanezen terület vonatkozásában a szerzők megállapítják, hogy az 1. ütemben készült épületeknél a süllyedés + roskadás esetenként elérte a 200 mm-t, a 2. ütemben épülteknél — amikor a talajvíz szintje elérte a dinamikus egyensúlyi állapotot — 100 mm-nél nagyobb értéket nem mértek. Hasonló esetről számol be Babuskin és Ginzburg (1984) is: az általuk V.- és VI.-tal jelzett réteg telítődött, így az új épületek tervezésekor ezek roskadásával nem kellett számolniuk.

Vannak esetek, amikor a talajvíz egy maximális szint elérését követően *süllyedni* kezd, ami újabb alakváltozást idéz elő. Bár Krutov et al. (1980) ennek egyik okát abban látják, hogy S_r az egység alá csökken (vö. a 2.3.3.5. fejezettel), könyvében Krutov (1982) már csak a semleges feszültség megszűnését (σ_g növekedését) említi meg okként.

Adott esetben a talajvízszint-emelkedésnek még két káros következményével kell számolnunk, nevezetesen azzal, hogy

a) w növekedése következtében valamelyest nő a földrengésveszély (Szemkin et al., 1986);

b) romlik annak a rétegnek a konzisztenciája, amely korábban cölöpök terhének viselésére még alkalmas volt (Iszaev et al., 1989).

2.4.3. Vízfeldúsulás az épületek alatt

Az 1.4.2.1. fejezetben írottak szerint a felszín lefedését követően a víztartalom fokozatosan nőni kezd; w végleges értéke a párolgás megszűnését követő új egyensúlyi állapotnak felel meg. Térfogatváltozó talaj esetén ez a jelenség duzzadáshoz vezet, ami mind az utakra és térburkolatokra, mind az épületekre (vö. az 1.58. ábrával) veszélyt jelent.

A víz feldúsulását löszterületeken is megfigyelték, a térfogatváltozó talajokhoz viszonyítva azzal a különbséggel, hogy ebben az esetben a mozgás *előjele* természetesen éppen ellentétes. A vízfeldúsulás feltételei löszben valamivel jobbak, mert *a)* nagyobb az áteresztőképessége, *b)* sok sót és hidrofil anyagot tartalmaz.

Markin (1970) két szovjet városban végzett méréseket. Itt meleg időben az épületek alatt a talaj hőmérséklete 4–6 °C-kal kisebb, mint az épületeken kívül. A vízpárának a meleg környezetből a hidegebbe való áramlása különösen akkor erős, amikor a napi hőmérséklet-ingadozás nagy. A területre igen száraz klíma jellemző: a párolgás 8–10-szerese a csapadéknak. A mérések szükségességét az indokolta, hogy az épületeken a kivitelezést követő 5. és 6. évben többletsüllyedést figyeltek meg, ami a falak és oszlopok károsodásához vezetett.

Az első területen a fedetlen terep víztartalmait az alapok, járdák és utak, a második területen csak az alapok alatt mért víztartalmakkal hasonlították össze. Az építés előtt kis víztartalmakat mértek: az első területen $w \leq 12\%$, a másodikon $w \leq 6\%$ volt. A mérések eredményeit a *2.3. táblázat* foglalja össze. Ebből a következőket állapíthatjuk meg:

— a kondenzáció mértéke a mélységgel csökken, 4,5–5,0 m-en már zérus;

2.3. táblázat. A fedetlen és beépített terület alatti víztartalmak összehasonlító elemzése (MARKIN, 1970); *a* — fedetlen terep, *b* — alapok, *c* — járdák, *d* — utak alatt mért víztartalmak

Mélység (m)	Víztartalom, w (%)					
	1. terület				2. terület	
	a	*b*	*c*	*d*	*a*	*b*
1,0	5,2	–	–	20,1	2,0	–
1,5	4,0	–	15,8	16,4	4,6	7,8
1,8	10,2	–	19,2	15,2	15,7	9,2
2,0	11,1	18,0	17,4	14,8	6,2	10,3
2,4	10,8	16,2	19,6	–	–	9,9
2,5	12,2	16,0	16,3	15,6	5,2	12,2
3,0	13,6	19,8	15,2	18,0	6,6	12,3
3,5	13,0	17,3	17,6	14,9	6,5	11,0
4,0	11,8	16,6	14,9	14,0	8,4	9,8
4,5	13,6	14,8	16,7	13,2	7,8	8,1
5,0	16,0	16,3	18,4	–	6,9	–
$\bar{w}$	11,0	17,0	16,1	14,9	6,1	10,2

— az alapok alatt $\Delta w = 4{,}1$–$6{,}0\%$-ot, a járdák alatt 5,1%-ot, az utak alatt 3,9%-ot mértek;

— $h = 4$ m-rel és $\Delta w = 5\%$-kal számolva a kondenzálódott víz mennyisége 0,20–0,25 m^3/m^2 volt.

Az új egyensúlyi állapotban mérhető víztartalom KRUTOV (1972) szerint a maximális molekuláris vízkapacitásnak felel meg.

A vízfeldúsulásnak kettős hatása van:

— csökken az összenyomódási modulus, ezzel nő a süllyedés;

— ha w a kritikus érték (w_{kr}) fölé emelkedik, roskadási jelenség indul meg.

Bár a süllyedés és roskadás nehezen választható külön, az bizonyos, hogy a vízfeldúsulás évekkel az építést követően is alakváltozást idézhet elő.

2.4.4. Alakváltozás a terület feltöltésének hatására

Általános esetben — tetszőleges talajviszonyok mellett — a feltöltés a következő jelenségeket idézi elő:

a) komprimálja a talajt, ami a közeli építményeken süllyedéseket és süllyedéskülönbségeket vált ki;

b) a párolgást csökkentő hatása miatt megemeli a talajvízszintet, ami a felszín alatti terek vízmentesítése és a talajfizikai jellemzők kedvezőtlen irányú változása vonatkozásában jelent problémát.

A veszély mértéke függ a feltöltés magasságától, az *a)* esetben az építmény és a feltöltés relatív helyzetétől, valamint a rétegek alakváltozási jellemzőitől, a *b)* esetben a feltöltés vízszintes értelmű kiterjedésétől is.

Ha az altalajt roskadásra hajlamos lösz alkotja, egyéb jelenségekkel is számolnunk kell, nevezetesen a következőkkel:

1. az eredetileg száraz löszben a víztartalom fokozatosan nőni kezd, aminek következtében

— E_s csökken,

— a felső rétegekben kismértékű roskadás következik be, ha a víztartalom meghaladja a w_{kr}-nak megfelelő értéket;

2. az $\varepsilon_r(p)$ összefüggés jellege következtében nő a fajlagos roskadás minden olyan rétegben (lamellában), ahol a függőleges feszültség nagyobb lett;

3. a talajvízszint emelkedése σ_g-ből eredő roskadást idézhet elő az alsó rétegekben.

Babuskin és Ginzburg (1984) egy csarnok süllyedéseit elemezve arról számolnak be, hogy azon a pillérsoron, ahol nem volt feltöltés, 40–50 mm süllyedés következett be, amelynek közelében viszont 5 m magas feltöltést hordtak fel, 240–260 mm-t mértek. A szerzők szerint ebben az is közrejátszott, hogy a részleges feltöltés a talajvízszint *egyenlőtlen mértékű* emelkedéséhez vezetett.

További példákat a 2.7.2. fejezetben láthatunk.

Ha *bevágást* létesítünk, az előzőekben említett jelenség ellenkezője következik be: a talajtömeg tehermentesül. Ennek mértékét (σ_g változását a bevágás alatt és annak környezetében) a szokásos módon, a „negatív terhet átadó alap" modelljéből számíthatjuk (Krutov, 1982). Példát a 2.7.2. fejezet mutat be.

2.4.5. A lösz viselkedése szeizmikus hatásokra

Mivel a lösz abban különbözik a többi talajtól, hogy víz hatására roskad, a földrengés következményeit vizsgálva elsősorban arra várunk választ, hogy növelik-e a fajlagos roskadást a rengéshullámok. Ezzel a kérdéssel kevés szerző foglalkozott, és amint azt a következőkben látni fogjuk, megállapításaik eléggé ellentmondóak.

Rabinovics (1971) olyan rázóasztalt szerkesztett, amely meghatározott frekvenciájú és amplitúdójú rezgéseket ad át a ráhelyezett ödométernek. A kísérleteket a $p = 20$–300 kN/m^2-es tartományban, viszonylag száraz és laza talajokkal végezte. A frekvenciát (20–80 Hz) és az amplitúdót (0,1–2,0 mm) úgy kombinálta, hogy a gyorsulás 0,6 g-, 2 g- és 7,2 g-nek feleljen meg.

A mintát elárasztva mérte a statikus teherre bekövetkező roskadást, majd a konszolidáció bekövetkezése után 1, 6, 31, 90 és 150 percig működtette a dinamikus hatást. Számos kísérletet végezve megállapította, hogy a 2 g- és 7,2 g-nak megfelelő gyorsulás „aktivizálja" a roskadást, de a 0,6 g — amely a Szovjetunióban eddig előfordult legnagyobb földrengésnek felel meg — nem. Megjegyzi azonban, hogy a felszínt terhelve (pl. alapokkal) a helyzet kedvezőtlenebb lehet, mert a felszerkezet válasza is beérkezik az alap-talaj rendszerbe.

Muszaeljan (1972) ciklikus terhelést adott a mintákra, éspedig a statikus teher ± 10, ± 20 és ± 50%-át. Kísérletei alapján a következőket állapította meg:

— a dinamikus hatások 20–30%-os többletroskadást váltanak ki;

— a frekvenciának a vizsgált tartományban (1–4,5 Hz) nincs szerepe.

A kísérletekkel kapcsolatban joggal merülhet fel az a kérdés: mennyiben tekinthető a rezgések hatására bekövetkező alakváltozás roskadásnak, és mennyiben dinamikus tömörödésnek?

Ilicsev et al. (1989) mérései szerint az általuk vizsgált területen a rezgésszint 0,5 ballal nőtt árasztás hatására, és 0,1–0,25 ballal csökkent 6–7 m vastag tömörített réteg kialakítása után.*

2.5. A tervezés előkészítése

2.5.1. Az építési terület minősítése

Az építményeket fenyegető roskadási veszély mértékét már a terület kijelölésének időpontjában (de legkésőbb az általános tervek készítésének időpontjáig) ismernünk kell. Különösen fontos ez olyan esetekben, amikor a várható roskadás vízszintes értelmű eloszlása nem egyenletes, akkor ugyanis a telepítési terv a talajviszonyokhoz igazítva készíthető el.

A 60-as évek elejéig az építési területet az *összegzett roskadás* alapján ítélték meg. Ennek számításába minden olyan réteget be kellett vonni, amelyre $\varepsilon_r \geqq 0{,}02$; a fajlagos roskadást a 300 kN/m^2-nél végzett elárasztást követő roskadásból kellett számítani. Az összegzett roskadás (J) nagyságától függően a vizsgált terület a következő négy kategória valamelyikébe volt sorolható:

Kategória	Összegzett roskadás (cm)
I.	$J < 15$
II.	$15 < J < 50$
III.	$50 < J < 100$
IV.	$J > 100$

A tereprendezéssel, a közművek kialakításával, az alapok és a felszerkezet tervezésével stb. kapcsolatban aszerint kellett eljárni, hogy a terület melyik kategóriába esett.

Az 1962-ben megjelent szovjet előírások a kategóriába sorolás alapjául az *önsúlyra* bekövetkező roskadás mértékét (s_{rg}) jelölték meg. Eszerint megkülönböztetünk

— I. típusú területet, amelyre $s_{rg} < 5$ cm és

— II. típusú területet, amelyre $s_{rg} > 5$ cm.

A roskadás számszerű értékét nagyméretű aknákkal végzett árasztási kísérlettel kell meghatározni, de közelítő értéke ödométer segítségével is számítható. (Az utóbbi esetben minden olyan réteget figyelembe kell venni, amelyre $\varepsilon_r \geqq 0{,}01$.)

* Rabinovics eredményei azért is figyelemre méltóak, mert a gépalapok dinamikus hatásai azonos fontosságúak a földrengések hatásaival. (A szerk.)

Az új előírásnak a régivel szemben elsősorban a következő két előnyös tulajdonságát kell kiemelnünk:

— a területet attól függetlenül minősíti, hogy oda milyen létesítmények kerülnek;

— egyértelműen elkülöníti a védekezés szempontjából egymástól élesen elválasztandó két alapesetet, nevezetesen a σ_g és σ_z-re bekövetkező roskadás elleni védekezést.

Hasonlóképpen szabályozták a kérdést Kínában is (Lin és Liang, 1982), azzal a különbséggel, hogy a területet

— I. típusúnak kell minősíteni, ha $s_{rg} < 7$ cm, és

— II. típusúnak, ha $s_{rg} > 11$ cm.

A kettő közötti esetek besorolását geomorfológiai, rétegtani, litológiai vizsgálatok, illetve az építési tapasztalatok alapján kell elvégezni. (A roskadás számításához azokat a rétegeket kell figyelembe venni, amelyekre $\varepsilon_r \geqq 0{,}015$.)

Amint azt a további fejezetek is bizonyítják, a terület minősítése elengedhetetlen feltétele a védekezés műszaki-gazdasági optimuma megkeresésének.

Bár a kategóriába sorolást kissé mereven kezelték, és a kelleténél jobban idealizálták, mégis figyelemre méltó Dühovicsnaja és Krutov (1976) példája. Togliatti városának új körzetében a σ_g-re bekövetkező fajlagos roskadás 0,002 és 0,02 között változott (ε_{rm} a 0,10-et is megközelítette), és a laboratóriumi s_{rg}-érték 1 és 9 cm közé esett. A roskadásra fokozottan veszélyes két helyen végzett helyszíni árasztás során $s_{rg} < 5$ cm-t mértek, így a területet I. típusúnak minősítették, ami 15–20 millió rubel megtakarítását tette lehetővé.

2.5.2. A löszön álló épületek osztályozása

Az épületek megítélésekor azt kell megállapítanunk, hogy

— funkciójukból következőleg milyen mértékű roskadást idézhetnek elő, és hogy

— az ebből, valamint más, roskadást előidéző hatásból származó alakváltozások milyen mértékű veszélyt jelentenek az épületre.

Goldstein (1969) szerint két csoportot célszerű megkülönböztetnünk aszerint, hogy vizes technológiájú üzemről van-e szó vagy nem. Az első esetben a víz nagy mélységig juthat le, aminek következtében a talajvíz szintje gyorsan (és általában egyenlőtlen mértékben) emelkedik. A második esetben beszivárgással csak a vizet szállító közművek helytelen kialakítása vagy meghibásodása esetén kell számolnunk, ez viszont a talajvízre alig van hatással. A két alapeset így nemcsak a roskadás esetlegessége és mértéke vonatkozásában, hanem abban is különbözik egymástól, hogy vizes technológiájú üzemek esetén az önsúlyból eredő roskadás (a 2.46. ábra szerinti 3. tartományban lezajló alakváltozás) aránya nő meg.

Ezen túlmenően vannak egyéb szempontok is, amelyeket figyelembe kell vennünk, nevezetesen hogy

— lakó-, ipari vagy egy-két szintes kommunális, mezőgazdasági stb. épületről van-e szó;

— milyen mértékű a szerkezet alakváltozást (egyenlőtlen süllyedés stb.) tűrő képessége;

2.4. táblázat. A mezőgazdasági épülettípusok megoszlása és fajlagos vízfelhasználásuk (Zsukov és Balov, 1976); n — az épületek száma, q — fajlagos vízfelhasználás ($1/nap \cdot m^2$)

	Épülettípus			
	I.	II.	III.	IV.
n	$\sum n = 338$ (100%)			
	51 (15,1%)	28 (8,3%)	82 (24,2%)	177 (52,4%)
q				
>10	–	50%	47,6%	18,6%
0–5	–	32,1%	28%	15,3%
5–1	–	17,9%	22%	50,9%
<1	–	–	2,4%	–
1–0,01	–	–	–	15,2%

— mi a valószínűsége az épület funkciójából, az épület és a vele kapcsolatos létesítmények (közművek stb.) elhelyezéséből és kialakításából következőleg a lösz vízzel való telítődésének (vö. a 2.5.3. fejezettel);

— milyen jellegű (funkcionális, esztétikai stb.) és mértékű kárt jelent az üzemelés során bekövetkező roskadás;

— hogyan viszonyul a roskadás káros hatása elleni védekezés az épület értékéhez.

A vizsgálat és a védekezés módszertanát elsősorban lakó- és ipari épületekre dolgozták ki, figyelembe véve a két kategória közötti különbséget is. (Azt pl., hogy más az állandó és hasznos teher aránya, más szerkezeti megerősítést igényelnek a korszerű technológiával kivitelezett lakóépületek, más-más módon kell védekezni a vízbeszivárgás ellen.)

Különleges kategóriát képeznek az egy-két szintes lakó-, kommunális, mezőgazdasági és egyéb épületek, mert

— alapjaik kis terheket adnak át (így a σ_z-ből eredő roskadás veszélye kisebb);

— szerkezeti merevségük kicsi, tehát a mozgáselemekre érzékenyen reagálnak;

— viszonylag kis értékük általában nem bírja el a „tökéletes" védekezéssel kapcsolatban felmerülő költségeket.

Az irodalom ezen a kategórián belül elsősorban a *mezőgazdasági* épületekkel foglalkozik. Zsukov és Balov (1976) az épületeket négy csoportba sorolja, 338 épület adatai alapján megadva előfordulásuk gyakoriságát és fajlagos vízfelhasználásukat is *(2.4. táblázat)*. Az egyes kategóriák főbb jellemzői a következők.

I. Száraz technológiájú üzemek, belső vezetékek nélkül.

II. Vizes üzemű épületek, alaprajzilag egyenletesen magasuló vízforrással (tehénistálló, sertésólak padozat alatti vízgyűjtővel stb.).

III. Lokálisan nedves technológiájú épületek (tusolók, mosdóhelyiségek, sertésólak egyedi padló alatti vízelvezető csatornával).

IV. Olyan, 10 $l/nap/m^2$-nél kisebb hozamú épületek, amelyekre a vízforrás veszélyt csak meghibásodása esetén jelent. Legtöbbjükben (pl. a juhaklokban) csak az ivóvízvezeték ágazik szét, a csatorna egyesített; előbbieket a padlószint felett

helyezik el, így esetleges károsodásuk esetén a hiba azonnal felfedezhető és könnyen javítható.

A „kis épületeknek" a lakó- és ipari épületektől eltérő sajátosságaihoz és igényeihez a védekezés módjának is igazodnia kell, ezért gyakori alapozási mód pl. a rövid fúrt cölöp és a döngölt munkagödörbe helyezett alap (vö. a 2.5.5.4., 2.6.7.1. és 2.6.4.7. fejezetekkel).

2.5.3. A vízbeszivárgás lehetőségeinek felmérése

Eredetét (típusát) tekintve a löszt teljes mértékben vagy részlegesen telítő víz — és ennek hatása — a következő csoportok valamelyikébe sorolható (Draninkov, 1965; Goldstein, 1969; Clemence és Finbarr, 1981).

1. Az ivó- és szennyvízvezetékből, valamint a felszíni vízelvezetés elégtelenségéből származó víz. Hatása lokális, a beszivárgás helye előre nem ismert (csak annyiban, hogy pl. a vezeték valamely pontján várható). Mélységi hatása nem jelentős, így talajvízszint-emelkedést általában nem idéz elő. Roskadás az alapokról átadó függőleges feszültségek hatására jön létre, jellegét tekintve egyenlőtlen mértékben.

2. A vizes technológiájú üzemekből beszivárgó víz. Intenzitása és mélységi hatása nagy, így majdnem minden esetben a talajvízszint folyamatos, gyors emelkedése követi. A roskadás mértéke nagy (már csak azért is, mert σ_z és σ_g-re egyaránt bekövetkezik), és többnyire egyenlőtlen (vö. a 2.4.2. fejezettel).

3. Az épületen (a területen) kívüli hatásra bekövetkező lassú talajvízszint-emelkedés (vö. a 2.4.2.1. fejezetben említett nikopoli példával és a 2.5.2. ábrával). Ez a jelenség általában lassú és viszonylag egyenletes roskadást vált ki.

4. A párakondenzáció okozta, a felszín lefedését követő vízfeldúsulás a talajban. Ennek a 2.4.3. fejezetben írottak szerint kettős hatása van: E_s csökkenése miatt többletsüllyedés és — ha $w > w_{kr}$ lesz — kismértékű roskadás is. A folyamat lassú, de az épületen belül egyenlőtlen mértékű.

A potenciális vízbeszivárgás és vízfeldúsulás mértékének jellemzésére az építési területet a következő paraméterekkel célszerű jellemezni:

— beépítési százalék (külön az épületekre és az utakra, térburkolatokra);

— a vizet használó üzemek abszolút és fajlagos területe, üzemtípusok szerinti bontásban;

— a fajlagos vízfelhasználás m^3/nap vagy m^3/nap/m^2 mértékegységben.

A beépítési százalék a vízfeldúsulás várható mértékére, lakótelepek — és esetleg ipartelepek esetében is — közvetve a „vizes" közművezeték összhosszára utal. A másik két jellemző a talajba szivárgó víz potenciális mennyiségéről és a talajvízszint-emelkedés várható mértékéről ad képet. Mindhárom paraméter arra is felhasználható, hogy a lakó- és ipartelepeken észlelt károsodások számát és mértékét — pl. egy átfogó statisztikai értékelés során — ezekkel kapcsolatba hozzuk.

A talajba szivárgó víz mennyisége igen jelentős lehet. A szaratovi TEC üzem területén pl. néhány év alatt 220 000 m^3 víz szivárgott a talajba (Gorlovszkij és Gohfeld, 1964). A 2.51. ábrából arra következtethetünk, hogy a Dunai Vasmű építésének megkezdését követően ennél lényegesen nagyobb mennyiségű víz jutott a lösszbe. Hasonló nagyságrendre utal Anpilov (1976) példája is (vö. a 2.4.2.1. fejezettel).

A víz eredetének elemzését érintő kérdés az is, hogy a víz nemcsak beszivárgása helyén okozhat károsodást. Ezzel kapcsolatban a következő két jelenség érdemel figyelmet.

a) A víz oldalirányú terjedése a környező épületeket is veszélyeztetheti. A 2.54. ábrán roskadási idősorával szereplő 2. sz. kémény altalaja pl. oldalirányból kapott vizet, aminek hatására 5 év alatt 168 mm-t süllyedt, dőlésének mértéke pedig 0,011 volt.

b) Számtalan esetben megfigyelték, hogy a közművezetékek munkaárkában, ha a visszatöltött talaj tömörsége kicsi (és általában az), a felszínről beszivárgó csapadékvíz és a közművekből kifolyó víz nagy távolságra, adott esetben az épület minden pontjára eljut (KRUTOV, 1972).

A vízzel való telítődés lehetőségeinek felmérése a tervezési előmunkálatok fontos része. Példaként álljanak itt azok az irányelvek, amelyeket ZSUKOV és BALOV (1976) a rövid fúrt cölöpökön álló mezőgazdasági épületekre javasolnak, összhangban a 2.5.2. fejezetben említett épületosztályozási rendszerükkel. Az irányelvek szerint a vízbeszivárgás lehetőségei a következők szerint értékelhetők.

1. Átnedvesedés nem lehetséges. Ide tartoznak az I. csoport épületei, ha

a) a talajvíz szintje nem emelkedik (ami σ_g-re bekövetkező roskadást idézhetne elő) és

b) a vizes közművek az épülettől legalább 1,5 *H*-ra húzódnak (*H* a roskadó réteg vastagsága).

2. Az átnedvesedés valószínű vagy elkerülhetetlen; ide tartoznak

— a négy csoport bármelyikébe sorolható épületek, ha a talajvíz az üzemelés során elérheti a cölöp csúcsát;

— a II. csoport épületei és a III. csoport épületeinek a vízforrás körüli részei.

3. Víz a vezetékek esetleges meghibásodása következtében juthat a talajba. Ide tartoznak a III. csoport épületei (kivéve a „vizes üzem" helyi vízelfolyásait) és a IV. csoport épületei, ha teljesül az 1a) alatti feltétel.

2.5.4. A roskadási mozgáselemek számítása

A löszön álló épületekre — éppen úgy, mint bármely más épületre — igazolni kell, hogy alapozási rendszere eleget tesz a teherbírási, az alakváltozási és az állékonysági határállapot szerinti követelményeknek, és hogy ezek a felszerkezet vonatkozásában is teljesülnek.

Az elmúlt egy-két évtizedben — a műszeres mérések és megfigyelések alapján — a szakemberek arra a következtetésre jutottak, hogy talajtörés veszélyével gyakorlatilag csak a „hirtelen terhelés" esetében kell számolnunk. Az állékonysági határállapot körébe tartozó felúszás ritka (és könnyű ellene védekezni), az elcsúszás elsődlegesen teherbírási, a billenés pedig részben alakváltozási probléma. Mindebből az következik, hogy az altalaj, az alap és a felszerkezet kölcsönhatását vizsgálva a felszerkezet biztonságát elsődlegesen az alakváltozások és ezek hatása alapján kell megítélnünk.

Ezek az irányelvek a löszre fokozottan érvényesek, elsősorban azért, mert a roskadás mértéke és sebessége általában olyan nagy (lehet), hogy az *alakváltozási*

határállapotra való méretezést kell a legfontosabb és legkényesebb feladatnak tekintenünk.

Ebből a szempontból a lösz veszélyesebb, mint a térfogatváltozó talaj. A duzzadás és a zsugorodás mértéke ritkán haladja meg a 10–15 cm-t, a lösz roskadása viszont 25–30 cm is lehet. Emellett a térfogatváltozás — főleg a duzzadás — viszonylag lassú, több hónapig vagy évig tartó folyamat, a roskadás sebessége viszont elérheti a 10–15 cm/napot is. Közismert tény, hogy a felszerkezet lényegesen nagyobb süllyedéskülönbséget stb. tud elviselni, ha az lassan alakul ki; SKEMPTON és MACDONALD (1956) statisztikája szerint pl. agyagon álló épületekre a kritikus maximális süllyedéskülönbség 4,5 cm, homokon álló épületre viszont csak 3,2 cm.

A mozgáselemek számszerű értékének előrejelzése igen nehéz feladat. A prognózis elkészítéséhez tudnunk kellene, hogy hol és milyen mennyiségű víz fog a talajba szivárogni, várható-e a talajvízszint emelkedése, és ha igen, mi lesz ennek a mértéke. Mivel ezekhez az eseményekhez különböző valószínűségek rendelhetők, és az esetlegesen bekövetkező kár nagysága (tehát a „kockázat") is ismert, ezen a téren is lehet létjogosultsága valószínűségelméleti alapon való méretezésnek*

Az előzőekben írottak miatt érthető, hogy a mozgáselemek számítására és figyelembevételére még nem alakultak ki olyan megbízható módszerek, mint pl. a süllyedésszámításra. Így a következőkben ismertetett eljárások közelítő jellegűek, és csak általános irányelveknek tekinthetők. Mindezek ellenére a várható mozgáselemeket feltétlenül számítanunk (de legalább becsülnünk) kell, mert *a védekezés szükségességéről és módjáról* csak ennek alapján tudunk dönteni. (Ezért tekinthetők ezek a „tervezést megelőző" munkarészeknek.) Az erre vonatkozó döntést aszerint kell meghoznunk, hogy a számított mozgáselem meghaladja-e a szerkezetre megengedett értéket, és ha igen, milyen mértékben.

2.5.4.1. A várható roskadás számítása

A számítás menete attól függ, hogy a roskadás σ_z vagy σ_g hatására fog-e bekövetkezni.

A *külső feszültségek* (σ_z) hatására bekövetkező roskadás annak a rétegnek az alakváltozásából adódik, amelynek felső síkja az alapozási síkkal, alsó síkja pedig azzal a szinttel azonos, ahol $\sigma_z + \sigma_g$ éppen a kritikus feszültséggel (p_{kr}-sal) egyenlő.

A roskadás olyan alakváltozási és konszolidációs folyamat, amely a lösz telített állapotában zajlik le. Így a roskadást két elv szerint számíthatjuk:

a) a roskadásszámítás elve szerint, többlet-alakváltozásként (általában laboratóriumi vizsgálatok alapján), vagy

b) a süllyedésszámítás elve szerint (általában helyszíni kísérletek alapján).

Ha az első módszert követjük, a várható roskadás a következő képletből számítható:

$$s_{rz} = \sum \varepsilon_{ri} h_i m_z , \qquad (2.47)$$

* A lektori vélemény szerint „a minden várható körülményre biztonságosan méretezés a helyes". A szerző felfogása azért korszerűbb, mert figyelembe veszi az egyidejűleg lehetséges terheket és hatásokat, ami kizárja a legkedvezőtlenebb hatások egyidejű halmozódását. (A szerk.)

ahol ε_{ri} — az i-edik réteg fajlagos roskadása,
h_i — az i-edik réteg vastagsága,
m — korrekciós tényező.

A korrekciós tényező függ a talajfajtától, a kritikus feszültségtől, a függőleges feszültségek nagyságától és magától a számított roskadástól (az alap szélességétől alig). A NIIOSZP kutatóintézet (SZU) $A = 0{,}5$–$4{,}0$ m^2 alapterületű terhelőlapokkal végzett 31 próbaterhelése szerint (KRUTOV, 1972)

$$m_z = 0{,}5 + 0{,}015\,(p - p_{kr})\,, \tag{2.48}$$

ahol p (kN/m^2) a talpfeszültség.

A (2.47) képlet nem a várható teljes alakváltozást adja meg: ha a roskadás a kivitelezést követő olyan időpontban következik be, amikor a statikus teherből keletkező süllyedés már lezajlott, utóbbi megnöveli a várható alakváltozás mértékét.

Ha a süllyedésszámítás elvei szerint járunk el, az összegzett süllyedés + roskadás a következő képletből számítható:

$$s + s_{rz} = \sum \frac{p_i h_i}{E_i} \beta\,, \tag{2.49}$$

ahol E_i a telített állapotban mérhető összenyomódási modulus, a β korrekciós tényező pedig 0,8-ra vehető fel.

Az *önsúlyfeszültségre* bekövetkező roskadást aszerint kell számítanunk, hogy az árasztás (a vízforrás) szélessége nagyobb vagy kisebb-e, mint a roskadó réteg H vastagsága.

Az első esetben ($b > H$) a várható roskadás

$$s_{rg} = \sum \varepsilon_{ri}\, h_i\, m_g\,, \tag{2.50}$$

ahol ε_{ri} a laboratóriumban meghatározott fajlagos roskadás. Az m_g korrelációs tényező 1-nek vehető, de ezt célszerű helyszíni mérésekkel igazolni. (Közép-Ázsiában és Kazahsztánban pl. $m_g = 0{,}9$–$1{,}3$, más helyeken 1,2–1,8, de 0,4–0,8 is lehet.)

Ha a vízforrás szélessége kicsi ($b < H$), a 2.3.4.4. fejezetben említett „fékező" hatást is figyelembe kell vennünk. A redukciós tényező függ a telítetlen és telített állapotra jellemző nyírószilárdsági paraméterektől, a kritikus feszültségtől, valamint a b/H aránytól. A jelenség bonyolult volta azt tenné szükségessé, hogy az építési területen helyszíni kísérletekkel határozzuk meg a b szélesség és a roskadás közötti kapcsolatot. Ha erre nincs lehetőségünk, a redukált s'_{rg} roskadás a következő képletből számítható (KRUTOV, 1982):

$$s'_{rg} = s_{rg} \sqrt{\frac{b}{H}\left(2 - \frac{b}{H}\right)}\,. \tag{2.51}$$

A várható *teljes roskadást* úgy kapjuk meg, hogy s_{rg} — vagy s'_{rg}-höz hozzáadjuk a σ_z-ből keletkező s_{rz} roskadást.

KRUTOV (1987) megfigyelései szerint a roskadás számításakor az egyes rétegekre jutó tényleges feszültségeket gyakran csak közelítőleg, elnagyoltan számítják. A talajra jutó feszültséget *növelheti*

— a térfeltöltés terhe,

— a közműárkok stb. visszatöltött anyagának az eredetihez viszonyított nagyobb térfogatsűrűsége,

— a technológiai berendezések alatti padozatok és alapok terhe,

— a késztermék-depónia,

— a talajvíz emelkedése, a terület lefedése és a közművekből beszivárgó víz okozta térfogatsűrűségnövekedés,

— a technológiai berendezések, daruk, autók stb. időszakos statikus és dinamikus terhe.

A feszültséget *csökkentheti*

— a talajkiemelés az épület helyén,

— mélypincék, alagutak, aknák létesítése.

Arra is gondolnunk kell, hogy ezek a tényezők megváltoztathatják a feszültségek mértékadó határmélységét is.

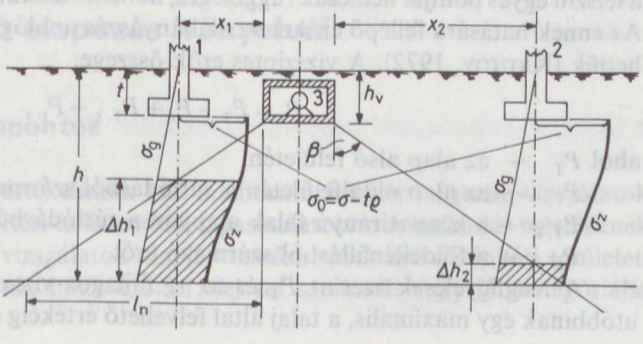
2.5.4.2. A roskadáskülönbség és a billenés számítása

A számítás módja különböző, aszerint, hogy I. vagy II. típusú területről van-e szó (KRUTOV, 1970, 1971, 1982).

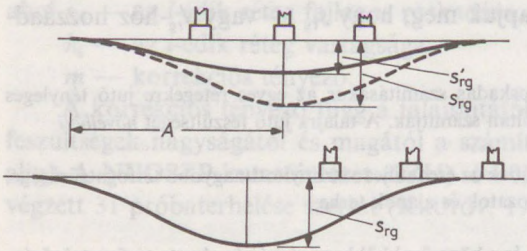
Az I. típusú területen roskadást csak arra a talajtömbre kell számolnunk, amelyet felülről az alapozási sík, alulról pedig az — a felszíntől számított — h mélységű sík határol, amelyre $\sigma_z+\sigma_g=p_{kr}$. A külső vízforrásból beszivárgó víz egy Δh vastagságú réteget telít; ennek vastagsága a *2.55. ábra* szerint:

$$\Delta h=t+(h-t)-h_v-\frac{x}{m_\beta \operatorname{tg}\beta}, \tag{2.52}$$

ahol t az alapozási mélység, h_v a vízforrás alsó síkjának terep alatti mélysége, x a vízforrás széle és az alap tengelye közötti vízszintes távolság, β a szivárgás határszöge (vö. a 2.3.4.2. fejezettel). Az m_β tényező homogén rétegződés esetén 1-nek vehető, kevésbé áteresztő felső rétegre $m_\beta=1{,}4+2$-nek, az alatta fekvő rétegre $m_\beta=0{,}7$-nek vehető.



2.55. ábra. A külső vízforrásból származó roskadáskülönbség számítása I. típusú területen (KRUTOV, 1982); *1, 2* alaptestek, *3* külső vízforrás



2.56. ábra. A roskadáskülönbség számítása II. típusú területen (KRUTOV, 1982)

Az az l_n hossz, amelyen belül roskadás következhet be:

$$l_n = (h - h_v)\, m_\beta \operatorname{tg} \beta\,, \tag{2.53}$$

a sávalap egyes pontjai alatt a l_n hosszon belül keletkező roskadáskülönbség pedig

$$\Delta s_r = \varepsilon_r \frac{x}{l_n}\,. \tag{2.54}$$

A II. típusú területen meg kell határozni a felszín süllyedési görbéjét, figyelembe véve adott esetben azt is, hogy *a)* felül kisebb áteresztőképességű (pl. tömörített) réteg van, *b)* a vízforrás szélessége kisebb a roskadó réteg vastagságánál. Az első esetben a roskadást a $w < w_t$ $(S_r < 1)$ feltételből számítjuk, a második esetben pedig úgy járunk el, hogy a süllyedési teknő maximális ordinátáját a (2.51) képletből számítjuk. Az egyes alapok várható roskadása a süllyedési teknő megfelelő ordinátájával azonos *(2.56. ábra)*. A süllyedési (roskadási) teknő a 2.3.4.3. fejezetben írottak alapján szerkeszthető meg.

A roskadáskülönbséget számítva adott esetben természetesen azt is figyelembe kell vennünk, hogy *a)* a rétegződés heterogén, *b)* σ_z és/vagy a $\sigma_z + \sigma_g$ összeg a vizsgált pontokon nem azonos.

2.5.4.3. A felszín vízszintes elmozdulása és az ebből származó erők

Amint azt a 2.3.4.3. fejezetben láttuk, a σ_g-re bekövetkező roskadás következtében a felszín egyes pontjai nemcsak függőleges, hanem vízszintes irányban is elmozdulnak. Az ennek hatására fellépő erőket az alábányászás analógiájára támaszkodva elemezhetjük (KRUTOV, 1972). A vízszintes erők összege:

$$P_h = P_T + P_v + P_{T,k} + P_p\,, \tag{2.55}$$

ahol P_T — az alap alsó felületén,
P_v — az alap oldalfelületén a súrlódásból származó erő,
$P_{T,k}$ — a keresztirányú falak alapjain a súrlódásból és
P_p — a földellenállásból származó erő.

A megfigyelések szerint P_T és az ε_h fajlagos vízszintes elmozdulás között — utóbbinak egy maximális, a talaj által felvehető értékéig (=0,01-ig) — lineáris össze-

függés van, így

$$P_T = \varepsilon_h \, q \, l_T \, \mathrm{tg}\, \mu \,, \tag{2.56}$$

ahol q az alap 1 fm hosszára jutó teher, tg μ a talaj és az alap közötti súrlódási tényező ($=0{,}35$–$0{,}45$), l_T pedig az alap azon hossza, amelyre vízszintes elmozdulás hat:

$$\begin{aligned} &\text{ha} \quad A/2 \geqq 2l, \quad l_T = 1\,; \\ &\text{ha} \quad A/2 < 2l, \quad l_T = A/4\,. \end{aligned} \tag{2.57}$$

($2A$ a süllyedési teknő szélessége a 2.32. ábra szerinti értelmezésben, $2l$ az épület hossza.)

Hasonlóképpen számítható a $P_{T,k}$ erő is a keresztirányú falak megfelelő adataiból.

Az alap oldalfelületén fellépő erő a

$$P_V = \varepsilon_h \, c \, F \tag{2.58}$$

kifejezésből számítható, ahol c a fajlagos kohézió, F az l_T hosszirányú alapszakasz mélyített oldalfelülete.

A földellenállás nemcsak a fal magasságától, hanem az elmozdulás nagyságától is függ, teljes értékével csak $\varepsilon \sim 0{,}01$ esetén lehet számolni. A (2.55) kifejezésben szereplő P_p erő jó közelítéssel a

$$P_p = \frac{t^2 \varrho}{2} \, l_T \, \mathrm{tg}^2 \, (45° + \varphi/2) \tag{2.59}$$

képlet segítségével számítható.

A nyírási sík a talajban is kialakulhat. Ebben az esetben a vízszintes erők összege:

$$P_{ht} = F \, (\bar{q} \, \mathrm{tg}\, \varphi + c)\,, \tag{2.60}$$

ahol F a hossz- és keresztirányú falak alapjainak az l_T hosszra eső összfelülete, $\bar{q}$ ugyanezen falak fm-terhe.

A méretezés során a (2.55) és (2.60) képletekből adódó értékek közül a kisebbiket kell figyelembe venni.

2.5.5. A löszön való alapozás irányelvei

2.5.5.1. Általános szempontok

A tervezés első lépéseként értékelnünk kell a laboratóriumi és helyszíni vizsgálatok eredményét, valamint az építési és üzemelési tapasztalatokat. A roskadás mértékének meghatározására irányuló vizsgálatok alapján *minősítenünk* kell az építési területet, vagyis meg kell állapítanunk, hogy a 2.5.1. fejezet szerint I. vagy II. kategóriába tartozik-e.

Ezt követően a *vízbeszivárgás* lehetőségét kell vizsgálnunk, megállapítva ennek típusát, helyét, jellemző paramétereit és a különböző vízmennyiségekhez tartozó valószínűségeket (vö. a 2.5.3. fejezettel).

A tervezett *épületekre* vonatkozó adatok ismeretében — a 2.5.2. fejezetben írottak alapján — meg kell állapítanunk ezek

— értékét és jelentőségét,

— érzékenységét, valamint

— az esetleges károsodás jellegét (funkcionális, állékonysági, esztétikai stb.).

Ezt követően számítanunk kell a süllyedési és roskadási *mozgáselemeket* (vö. a 2.5.4. fejezettel). Ezeket a szerkezetre megengedett értékekkel összevetve döntünk afelől, hogy szükséges-e a roskadás elleni védekezés vagy nem.

Ami a *védekezés* módozatait illeti, ezek a következő négy csoport valamelyikébe sorolhatók:

— a víz beszivárgásának teljes vagy részleges megakadályozása,

— védekezés a szerkezet megfelelő kialakításával,

— a talaj tulajdonságainak megjavítása (a roskadási hajlam teljes vagy részleges megszüntetése),

— a roskadásra hajlamos réteg átharántolása.

Az első két módszert elterjedten alkalmazzák, de többnyire nem nyújtanak elegendő biztonságot, vagy költségesebbek a többinél. Így a szerkezet és a víz oldaláról való védekezés általában a harmadik vagy a negyedik módszerrel kombinálva valósul meg, főleg olyan esetekben, amikor utóbbiak — pl. költségkímélés miatt — nem nyújtanak teljes biztonságot.

A védekezés módjának megválasztásakor figyelembe kell vennünk, hogy

— mindegyiknek megvan a maga jellegzetes alkalmazási területe (pl. az, hogy I. vagy II. típusú területről van-e szó);

— a védekezési módszerek eltérő biztonságot nyújtanak a káros alakváltozásokkal szemben;

— a költségek abszolút vagy az épület értékéhez viszonyított nagysága eleve kizárhatja egy-egy módszer felhasználását.

Az elmúlt mintegy 60 évben kialakult védekezési módszereket a 2.6. fejezet foglalja össze. Az itt következő fejezetek ezek kialakulását (2.5.5.2.), valamint két épülettípus tervezési irányelveit (2.5.5.3.–2.5.5.4.) ismertetik. Az utóbbi kettő csak *példa* kíván lenni, egyfajta segítség a védekezési lehetőségek mérlegeléséhez. (Annak ellenére, hogy az ezen fejezetekben írottak — az alapelvek és a tervezési irányelvek — eléggé általános érvényűek.)

2.5.5.2. A védekezési módok kialakulása

A roskadási veszély felismerését követően — még a 30-as évek elején — megindult a védekezés lehetőségeinek kutatása. A fejlődés kezdetben lassú volt, hiszen éveknek kellett eltelniük, amíg egy-egy módszer megbízhatóságáról (vagy éppen alkalmatlanságáról) olyan adathalmaz gyűlt össze, amelynek alapján egyértelmű állásfoglalás

alakulhatott ki. A 2.6. fejezetben ismertetett megoldások kialakulása KRUTOV (1982) nyomán a következőkben foglalható össze.

Az 50-es évek közepéig gyakorlatilag csak a víz távol tartásával és a szerkezet erősítésével védekeztek. Már a 40-es évek közepén-végén bebizonyosodott, hogy ez nem elegendő: olyan mértékű károsodások keletkeztek, hogy a helyreállítás költsége nem egy esetben az építési költség 30–40%-át is elérte. Ebben az időszakban is alkalmaztak már talajcölöpöket, vegyi és termikus szilárdítást, de ezek többnyire nem voltak sikeresek, mert — költségkímélés céljából — csak a roskadó réteg felső 40–70%-át érintették. Hiba volt az is, hogy nem vették figyelembe a roskadási alakváltozás törvényszerűségeit (pl. a súrlódásból adódó erőt), ami jelentős (akár 20–60 cm) többletsüllyedést eredményezett.

Az 50-es évek közepétől — a víz elleni védelemmel párhuzamosan — egyre gyakrabban végeztek nehéz döngölővel való tömörítést. Ez az I. típusú területeken elegendőnek is bizonyult, de ha nagy volt a roskadó réteg vastagsága, nemegyszer káros alakváltozásokat figyeltek meg. Gyakrabban alkalmazták a talajcölöpöket és a talajszilárdítást is. Az új SZNIP megjelenését (1962) követően előtérbe került ugyan az alakváltozási határállapotra való méretezés, ennek ellenére sok káresetet jegyeztek fel ebből az időszakból.

A 60-as évek végétől továbbfejlesztették az ismert megoldásokat, egyre gyakrabban használva cölöpöket is. Végleg bebizonyosodott, hogy a szerkezet és a víz oldaláról való védekezés önmagában ritkán elegendő. Az is nyilvánvalóvá vált, hogy II. típusú területen a roskadó réteg *részleges* harántolása súlyos károkhoz vezethet. Ezek az irányelvek megdrágították ugyan az építést, de *a)* biztosították az állékonyságot és a rendeltetésszerű üzemelést, *b)* a kutatókat pedig arra ösztönözték (ami főleg a 70-es évek elejétől figyelhető meg), hogy a kis jelentőségű épületekre olcsóbb — bár kevésbé megbízható — módszereket keressenek (pl. a döngölt munkagödörben való alapozást).

A történeti fejlődés jól nyomon követhető a nikopoli (SZU) üzem példáján (KRUTOV és TOKAR, 1971). A 30-as és 40-es években itt természetes talajon alapoztak, a következő irányelvek betartásával:

— a terület rendezése, széles és árkokkal határolt járdák építése;

— a kommunális és üzemi víz betoncsatornákban és árkokban való elvezetése;

— a szükséges helyeken padozatok építése;

— a szerkezet olyan kialakítása, hogy az egyenlőtlen roskadás ne okozzon károsodást.

A vízelfolyás, a vezetékek állaga, a roskadás és süllyedés ellenőrzésére szolgálatot szerveztek, amely alkalmas volt a vízbeszivárgás megszüntetésére, mielőtt az alakváltozás elérte volna az 5 cm-t.

Az 50-es évek elejétől a vizes üzemű épületeket talajcölöpökre alapozták, a többire — a korábbi irányelveket is beleértve — tömörítést vagy 2–2,5 m vastag talajpárna beépítését írták elő. Egyes épületeket 12 m hosszú, egyes esetekben a teljes löszréteget harántoló fúrt cölöpre állítottak.

Az idő itt azt is bebizonyította, hogy egyik megoldás sem volt jó: a homokra állított cölöpök kb. 125 mm-t, a talajcölöpök, a löszt teljes vastagságában nem harántoló cölöpök és szilárdított tömbök 500–700

mm-t süllyedtek. Ezt az igen jelentős mozgást a beszivárgó üzemi víz és a — részben ennek, részben egy közeli víztározó megépítésének hatására — fokozatosan emelkedő talajvíz váltotta ki (vö. a 2.4.2. fejezettel).*

2.5.5.3. Középmagas panelépületek alapozása

Krutov (1982) szerint a kilencszintes panelépületek káros roskadás elleni védelme a következőképpen oldható meg.

Az I. típusú területeken

1. nehéz döngölővel 3 m-ig tömörített talajra helyezett sávalap;
2. 3 m vastag cseretalajra helyezett sávalap;
3. kiszélesített talpú, döngölt munkagödörbe helyezett alap (rács nélkül);
4. a roskadó réteg vastagságánál 1–2 m-rel hosszabb, 30 × 30 cm keresztmetszetű vert cölöp;
5. a roskadó réteg vastagságánál 2 m-rel hosszabb, 0,5 m átmérőjű fúrt cölöp.

A II. típusú területeken:

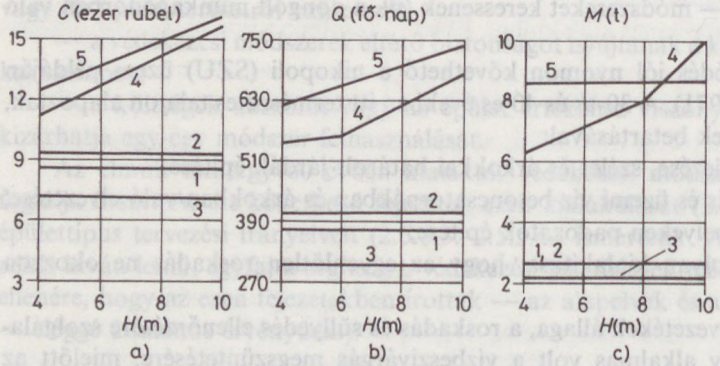
— komplex védekezés (tömörítés nehéz döngölővel + víz elleni védelem + védekezés a szerkezet oldaláról);

— a roskadó réteget harántoló talajcölöpök;

— előzetes árasztás mélységi robbantással;

— a teljes roskadó réteget harántoló égetett talajtömb kiképzése;

— a roskadó réteg harántolása 10–15 m hosszú, 30 × 30 vagy 40 × 40 cm keresztmetszetű vert cölöpökkel;



2.57. ábra. Az építési költség (*a*), munkaerő-szükséglet (*b*) és az acélszükséglet (*c*) egy I. típusú, dnyepropetrovszki területen, a roskadó réteg vastagságának (*H*) függvényében (Krutov, 1982); *1* sávalap tömörített talajon, *2* 3 m vastag cseretalajon álló sávalap, *3* döngölt munkagödörbe helyezett alap, *4* 30 × 30 cm keresztmetszetű vert cölöp, *5* 50 cm átmérőjű fúrt cölöp

* Itt helyt kell adni a lektori véleménynek: „ha az üzemi technológia nemtörődömségét tényként fogadjuk el, más tervezési követelmények adódnak — és ez aligha értelmezhető úgy, hogy „a megoldás nem volt jó". (A szerk.)

— 0,6 m átmérőjű, lent 1,6 m-re szélesített fúrt cölöpök;
— ki nem szélesített, 1,0 m átmérőjű fúrt cölöpök.

Az egyes módszerek *gazdaságossága* — többek között — a roskadó réteg vastagságától függ, így minden építési területre meg lehet határozni a gazdasági mutatók és a H rétegvastagság közötti összefüggést. A *2.57. ábra* a Dnyepropetrovszk környékére érvényes összefüggéseket mutatja be, az I. típusú területre, az előzőekben felsorolt megoldásokat feltételezve. Ezek szerint a gazdasági mutatók az 1–3. módszer esetében függetlenek a H-tól. A 4. és 5. módszert használva már erősen függenek H-tól (és a fizikai jellemzőktől): ha pl. H 4 m-ről 10 m-re nő, a költség 25–40%-kal növekszik. Legkedvezőbbek a döngölt munkagödörben való alapozás mutatói: $H = 6–8$ m-es rétegvastagság esetén pl. a költség 40–50%-kal, a fémfelhasználás 65–75%-kal kisebb, a termelékenység 80–120%-kal nagyobb, mint a cölöpökre.*

2.5.5.4. Kis jelentőségű épületek alapozása

Az egy-két szintes épületek — hacsak nem támasztanak velük szemben különleges esztétikai, funkcionális stb. követelményeket — nem bírják el a védekezéssel járó nagy költségeket. A tervező ezért kompromisszumokra kényszerül. Kompromisszumra (a kockázat növelésére) elsősorban a II. típusú területeken van szükség, mert az I. típusú területen a védekezés viszonylag kis fajlagos költséggel is eléggé biztonságosan megoldható. Ebben a kategóriában legtöbbet a *mezőgazdasági* épületekkel foglalkoztak. A tervezési irányelveket Krutov (1982) a következők szerint foglalja össze.

Az I. típusú területeken a következő megoldások kerülhetnek szóba: a talpfeszültség csökkentése, tömörítés nehéz döngölővel, alapozás döngölt munkagödörben és a roskadó réteget részlegesen harántolt vert cölöp. Egyes esetekben a védekezéstől el is lehet tekinteni, különösen akkor, ha a felszíni és üzemi víz elvezetése biztonságosan megoldható.

A II. típusú területeken a szokásos módszerek közül legfeljebb az előzetes elárasztás jöhet szóba. Általában az a megoldás, hogy megengedjük az alakváltozások kialakulását úgy, hogy a javítás biztosítsa az épület állékonyságát és rendeltetésszerű üzemeltetését. Ezen elv alapján elegendő a σ_z-ből adódó roskadás megakadályozása, a víz elleni védelem és a szerkezet megerősítése. A víz elleni védekezés legfontosabb eleme az épület teljes alapterülete alatt kialakított, viszonylagosan vízzáró réteg. Ennek vastagsága 0,4–0,6, illetve 1,2–1,5 m, attól függően, hogy a σ_g-re várható roskadás 10–40 cm vagy ennél nagyobb.

Zsukov és Balov (1976) a mezőgazdasági épületeket az átázási lehetőségek (2.5.2. fejezet) és a vízbeszivárgás lehetősége (2.5.3. fejezet) szerint osztályozta. Ennek alapján a rövid (4–5 m hosszú) *cölöpökön* álló épületekre a következő irányelvek betartását javasolják:

— ha az önsúlyból származó roskadás kisebb 10 cm-nél, a víz elleni teljes védekezést elő kell írni;

* Hazai tapasztalataink tükrében hangsúlyoznunk kell, hogy középmagas és magas épületeket roskadó, illetve erősen roskadó talajra alapozni rendkívül gazdaságtalan és kockázatos. (A szerk.)

— ha a σ_g-ből adódó roskadás nagyobb 10 cm-nél, a II. és III. csoportba tartozó épületeknél 0,5, ill. 1,5 m vastag viszonylagosan vízzáró réteget kell kialakítani aszerint, hogy a várható roskadás 10–20 vagy 20–40 cm;

— ha a talajvízszint emelkedése teljes bizonyossággal várható, és a σ_g-re bekövetkező roskadás nagyobb 40 cm-nél, előzetes elárasztást célszerű tervezni.

2.6. Védekezés a roskadás káros hatása ellen

A 2.5. fejezetben részletezett tervezési előmunkálatok után arról kell döntenünk, hogy — ha a számított mozgáselemek (2.5.4. fejezet) meghaladják a kritikus értékeket — milyen módon védekezzünk a roskadás káros hatása ellen. A 2.5.5.1. fejezetben ismertetett elvi megoldásokat — most már az ezeknek megfelelő módszerek részletes ismertetésével — a következő fejezetek tárgyalják:

— a víz távol tartása: 2.6.1. fejezet;

— védekezés a szerkezet oldaláról: 2.6.2. fejezet;

— a talaj tulajdonságainak javítása: 2.6.3., 2.6.4., 2.6.5., 2.6.8. és 2.6.9. fejezet;

— a roskadó réteg teljes vagy részleges harántolása: 2.6.6. és 2.6.7. fejezet.

A módszer kiválasztásakor a műszaki-gazdasági optimumra kell törekednünk (vö. a 2.5.5.3. és 2.5.5.4. fejezetekben ismertetett példákkal). Esetenként mérlegelnünk kell azt is, ne válasszuk-e két módszer kombinációját; ez rendszerint úgy merül fel, hogy a „főmegoldás" (pl. a tömörítés) mellett a víz vagy a szerkezet oldaláról való védekezést is megoldjuk, ha nem is olyan mértékben, mintha ezeken kívül mást nem írnánk elő. Hasznos információkat nyújthatnak a korábbi építési tapasztalatok, különösen akkor, ha *a)* a korábbi létesítmények a mi területünk közelében vannak, vagy akkor, ha *b)* a megfigyelések távolabbi területről származnak ugyan, de a tervezetthez hasonló objektumokra vonatkoznak.

A tervek és a védekezési módszerek megfelelőségének ellenőrzésére, a jelentős mértékű károk megelőzésére célszerű a tervekben *megfigyelő szolgálat* megszervezését előírni. Ennek tevékenysége kiterjed a süllyedések (billenés, vízszintes elmozdulás) mérésére, a mérési adatok feldolgozására és értékelésére, az ellenőrző aknák megfigyelésére, általában minden olyan jelenség regisztrálására, amely a tervezettől eltérő viselkedésre utal. Az adatok értékelésén a süllyedésmérés vonatkozásában azt kell értenünk, hogy a megfigyelő szolgálatnak jeleznie kell, ha

— a mozgási sebesség monoton csökkenő (szabályos) jellege megszűnik, vagy

— valamely mozgáselem számszerű értéke elérte a tűrési határt.

Ezzel van összhangban az a követelmény is, hogy a technikai berendezéseket úgy kell megtervezni, hogy azok könnyen és gyorsan javíthatók legyenek.*

* A hazai roskadó talajok (lösz) előfordulásának, kutatásának, a kutatási eredményeknek és a roskadás elleni védekezésnek igen jelentős irodalma van. Ennek túlnyomó része kutatási jelentések, talajmechanikai szakvélemények, kiviteli tervek és műszaki előírások formájában a Földmérő és Talajvizsgáló Vállalat (FTV) Geotechnikai Adatbankjában található. (A szerk.)

2.6.1. A víz távol tartása

Eredetét tekintve a víz lehet:

— a területre hulló csapadékból,

— a „vizes" közművekből és

— a „vizes technológiájú" létesítmények üzemeltetéséhez felhasznált víztömegből,

de megnöveli a talaj víztartalmát a terület lefedése, beépítése is.

A *csapadékvíz* káros hatása ellen megfelelő tereprendezéssel, járda létesítésével és a tetővizek biztonságos elvezetésével védekezhetünk.

A tereprendezést az erre vonatkozó általános szabályok szerint kell megoldani, azzal a különbséggel, hogy

— nemcsak a létesítmény közvetlen közelében beszivárgó vizet kell károsnak tekintenünk,

— a feltöltést átmeneti vagy enyhén kötött talajból kell készítenünk (szemcsés talaj különösen a II. típusú területen lehet veszélyes).

A járdára vonatkozóan a következő irányelveket célszerű betartani:

— szélessége legalább 1,0 m,

— esése 0,03 legyen,

— az illesztési hézagok bitumennel legyenek kitöltve,

— a felületére jutó vizet betonfolyóka vezesse el,

— félig kötött (kötött) talajra helyezzék. (Esésének előírásakor arra is gondolnunk kell, hogy az épület felőli oldalát a süllyedő határoló falak magukkal vihetik, ami ellenesés kialakulásához vezethet.)

A tetővizet ereszcsatorna-rendszer segítségével kell elvezetni, az épületen belüli összegyűjtése veszélyes helyzetet teremthet. Ugyancsak kerülni kell az ejtőcsöveknek a felszín alá mélyítését, mert a korrózió okozta meghibásodások következtében jelentős vízmennyiség juthat az alapok közelébe.

A *vizes közművek* igen kényes és veszélyes objektumok a roskadás elleni védekezés vonatkozásában. A létesítmények állagának megóvása érdekében a következő irányelveket célszerű alapul vennünk.

a) A szennyvízgyűjtő-vezetéket az épülettől 8–10 m-re, a nyomócső elosztó vezetéket 10–12 m-re kell elhelyezni. (A távolság elvileg a roskadó réteg H vastagságának is függvénye.)* A bekötő vezeték legyen merőleges a határoló falra; utóbbin ellipszis alakú nyílást kell létesíteni, hogy mozgása (süllyedése) ne veszélyeztesse a vezetéket. Ahol a vezeték a süllyedési hézagot keresztezi, célszerű hajlított kompenzátort beépíteni.

b) A vezetéket tömörített talajra kell helyezni; a tömörített réteg vastagságára egyes szerzők jelentős értéket írnak elő, Krutov (1982) pl. 1,5 m-t. Teljes biztonságot csak a védőcső és a fedővel ellátott betoncsatorna ad.

c) A munkaárkot viszonylagosan vízzáró anyaggal kell visszatölteni, nagy gondot fordítva a tömörítésre. Ezzel csökkenthető az a gyakran észlelt veszély, hogy egy

* Ezek a távolságok a hazai gyakorlatban túlzottak és tarthatatlanok. (A szerk.)

lokális csőtörésből származó víz távoli pontokra is eljusson (Abelev, 1948; Krutov, 1982). Ha az árok meglévő létesítmény közelében halad, gondoskodni kell a felszíni víz elvezetéséről és az árok azonnali visszatöltéséről. A *2.58. ábra* egy 60 m-es kémény felső élének vízszintes elmozdulását, vagyis billenésének idősorát mutatja be. A dőlési sebesség hirtelen és nagymértékű fokozódását az idézte elő, hogy a közelében ásott közműárok sokáig nyitva állt, és hosszú ideig csapadékvízzel volt elárasztva.

d) Löszterületeken a szokásosnál sűrűbben kell megfigyelő aknákat létesíteni. Bizonyos időszakonként célszerű a vezetékek állagát is megvizsgálni.

e) Ha a vezeték közelében roskadás következik be, az ebből származó vízszintes erő többletfeszültséget ébreszt, de előfordulhat az is, hogy a csövek szétcsúsznak. A 2.3.4.3. fejezetben írottak szerint a vízforrás szélétől (illetve — ha ilyen kialakul — az egyenletes roskadás kontúrjának szélétől) egy tömörödési, ezt követően egy lazulási zóna alakul ki. A vízszintes elmozdulás cosinusfüggvény szerint változik, de jó közelítéssel háromszög alakú eloszlással is leírható *(2.59. ábra)*. A cső vízszintes elmozdulása (Krutov, 1972)

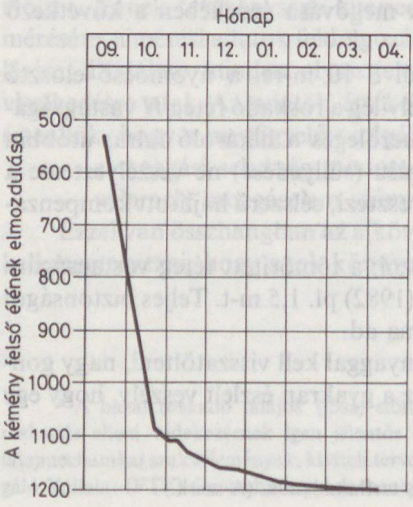
$$s_{h,T} = \varepsilon_h l m_T, \tag{2.61}$$

ha $l < A_0$ és

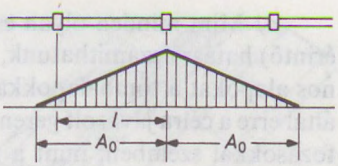
$$s_{h,T} = \varepsilon_h (2A_0 - l) m_T, \tag{2.62}$$

ha $2A_0 < l < A_0$. A képletekben l a csövek hossza, ε_h a fajlagos vízszintes elmozdulás (vö. a 2.3.4.3. fejezettel), m_T pedig a csőfektetés mélységétől függő tényező. Az utóbbival az vehető figyelembe, hogy a vízszintes elmozdulás a z mélységgel — közel lineárisan — csökken. Csökken a tömörödési és a lazulási zóna hossza is, ami a következő kifejezésből számítható:

$$A_{0,z} = \frac{A_0}{h_h} \sqrt{h_h^2 - z^2}, \tag{2.63}$$



2.58. ábra. Egy 60 m-es kémény billenése a közelében nyitott, tartósan vizet tároló közműárok következtében (Abelev, 1948)



2.59. ábra. A talaj vízszintes értelmű elmozdulása csővezetékek alatt (KRUTOV, 1972)

ahol h_h az a mélység, ahol a vízszintes elmozdulás zérus (az eddigi kísérletek szerint a roskadó rétegvastagság 40–50%-a). A (2.63) képletet felhasználva a redukciós tényezőre célszerű az

$$m_T = A_{0z}/A_0 \tag{2.64}$$

hányadost felvenni.

Újabban — az ilyen jellegű károsodások számának növekedése miatt — egyre inkább előtérbe kerül a vezetékek alagútban (pl. közműalagútban) való vezetése (GOLDSTEIN, 1989).

A közmű eredetű víz rendkívüli veszélyét Volgodomszk (SZU) példája is bizonyítja. Itt az 1982–87 között emelt 171 épületből 29 szenvedett 100 mm-nél több (ebből nyolc 300 mm-nél nagyobb) süllyedést. Az egyik, cölöpre állított épületen pl. 10 hónap alatt $\Delta s = 330–420$ mm süllyedéskülönbség alakult ki.

Vizes technológiájú üzemek esetén a következő lehetőségeink vannak a vízbeszivárgás megakadályozására, illetve a beszivárgó víz mennyiségének csökkentésére.

a) Az üzemet az építési terület mély fekvésű részére telepítjük, tehát oda, ahol a talajvíz relatív mélysége a legkisebb (KRUTOV, 1982). Ezáltal csökken a roskadó réteg vastagsága, így a σ_g-re bekövetkező esetleges roskadás is.

b) A padozat áteresztőképességét a lehetséges legkisebbre csökkentjük, és megfelelő esést biztosítunk a zsomp irányába.

c) A létesítmény elkészülte után próbaüzemelést végzünk, vizuális megfigyelésekkel és mérésekkel ellenőrizve a rendszer működését.

A vízbeszivárgás megakadályozásának jelentőségére utalnak a magyar épületkár-statisztika adatai is. Eszerint az épületek károsodását előidéző okok közül a közművezetékek meghibásodása 35,7%-kal, a felszíni és tetővíz elvezetésének elégtelensége 25,8%-kal, az üzemekből elszivárgó víz 2,7%-kal szerepel (RÉTHÁTI, 1977). Ezek az adatok annál inkább figyelemre méltóak, mert az altalaj csak néhány esetben volt lösz.

A *természetes vízfeldúsulás* ellen nehezebb védekezni, de egy-egy lehetőség mindig kínálkozik, pl. földes padozatú pincék kialakítása, a felszín alatti terek szellőztetése (nyáron) stb. (GENDEL, 1986).

2.6.2. Védekezés a szerkezet oldaláról

A szerkezet megfelelő kialakításával tervezett védekezés az alapozási rendszer és/vagy a felszerkezet vonatkozásában oldható meg.

Az *alapozás* vonatkozásában a következő lehetőségeket mérlegelhetjük.

a) Mint minden olyan esetben, amikor lokális (tehát nem a teljes alapterületet érintő) hatásra számíthatunk, a lösz esetében is előnyben kell részesítenünk a folytonos alapokat a tömbalapokkal szemben. Így a sáv-, szalag- és pl. a ZEEVAERT (1972) által erre a célra javasolt gerendarács-alap nagyobb biztonságot nyújt a káros alakváltozásokkal szemben, mint a tömbalap. Gazdaságos lehet a vasbeton lemezalap is, elsősorban akkor, ha az önsúlyteher olyan nagy — pl. 15–20 szintes panelépületek esetében (DÜHOVICSNAJA és KRUTOV, 1976) —, hogy a sávalapok felülete az alapterület jelentős százalékát — CLEMENCE és FINBARR (1981) szerint ha az 50%-át — befedné.*

b) Azt a körülményt, hogy a p_{kr}-nál kisebb talpfeszültség esetén a lösz roskadása kicsi ($\varepsilon_r < 0{,}01$) kedvezően kiaknázhatjuk úgy, hogy az alap felületét a szükségesnél nagyobbra vesszük (DENISOV, 1951; KRUTOV és TARASZOV, 1964). Ennek a megoldásnak elsősorban az I. típusú területen van létjogosultsága, szerencsés esetben itt — általában a vízelvezetéssel kombinálva — egyetlen védekezési módszerként.

c) Mivel az alapozási rendszer a felszerkezettel szerves egészet alkot, merevségének mértékét a felszerkezetéhez kell igazítani. Ha pl. a merevség növelése a cél, az alap alsó és — ha ezzel monolit egységet alkot — a lábazat felső részét a szokásosnál erősebben kell vasalni (BESZPALIJ, 1966). Ha pedig a hajlékonyság növelése a cél, előre gyártott sávalapozást célszerű tervezni (ABELEV et al., 1962), pl. a *2.60. ábrán* látható megoldásban.

A *felszerkezet* kialakításakor — az épület és a technológia jellegétől függően — három lehetőség között választhatunk (KRUTOV, 1982):

— a szilárdság és/vagy a merevség növelése,

— a hajlékonyság mértékének növelése,

— a normális üzemelés biztosítása egyenlőtlen mozgás esetére is.

Az első módszert viszonylag merev, a másodikat hajlékony épületek esetén használják, a harmadikat pedig rendszerint az elsővel vagy a másodikkal kombinálva.

Az esetek többségében a merevség növelésére kerül sor. Ennek legegyszerűbb módozata vasbeton koszorúk beépítése, az alap fölé és a födémek alá, a kiváltóknak a koszorúkkal való egybeépítése. A szovjet gyakorlatban főleg a panelépületek szerkezeti megerősítésére találunk sok példát, mint pl.

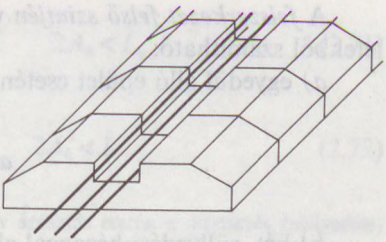
— a panel alsó és felső acélbetéteinek koszorúvá való összehegesztése (POSZJADA és DÜNDIS, 1961; ABELEV et al., 1961);

— a teherhordó falaknak az alapba való bekötése (BESZPALIJ, 1966);

— a födém (pl. az üreges panelfödém) bekötése a falakba.

A merevség igen hatékonyan növelhető *süllyedési hézagok* kialakításával. Míg az így kialakított szekciók L hossza a hődilatáció vonatkozásában játszik szerepet, a hossz és a magasság L/H hányadosa a merevség egyik egyszerű, de igen jó méretszáma. Ez a hányados nemcsak az L hosszak megállapításához, hanem a mozgáselemek tapasztalati kritikus értékeinek meghatározásához is jól felhasználható. Nem véletlen, hogy a kutatók (POLSIN és TOKAR, 1957; BURLAND és WROTH, 1974), a szabályozó anyagok — pl. a szovjet és a magyar szabványok — egyes süllyedéskritériumokat L/H függvényében adnak meg.

* Ilyen magas épületeket roskadásveszélyes talajra alapozni nem szabad, és ez hazai gyakorlatunkban nem is fordult elő. (A szerk.)



2.60. ábra. Előregyártott osztott sávalap (FÖLDES—RÉTHÁTI, 1961)

GALICKIJ (1977) egy 82 m hosszú, nyolcszintes panelépület súlyos károsodásának okát abban látja, hogy nem iktattak be süllyedési hézagokat, annak ellenére, hogy az épület egy része alatt homok, másik része alatt lösz van. ABELEV et al. (1962) arról számolnak be, hogy egy 53,8 m hosszú, ötszintes épület két dilatációja 18, ill. 23 cm nagyságú vízszintes elmozdulást szenvedett, miután az altalajt mesterségesen elárasztották. SZENOKOSZOV (1964) abból a megfigyelésből, hogy egy csarnok 56 m hosszú szekcióján a roskadást követően a végfaltól 30 m-re alakultak ki a repedések, arra a következtetésre jut, hogy a süllyedési hézagok távolságát nem szabad 30 m-nél nagyobbra venni. BESZPALIJ (1966) a Kerszonban tapasztalt tömeges károsodásokat a következőképpen értékeli:

— hét olyan tégla- és téglablokkos épület károsodott, ahol L nagyobb volt $2H$-nál (ebben az esetben már kismértékű és/vagy kis alapterületen bekövetkező átázás is károsodáshoz vezethet);

— az $L/H=1$ viszony már jelentős biztonságot nyújt, de törekedni kell az $L<H/2$ arány kialakítására.

Ha a felszerkezeten kialakított dilatációs (süllyedési) hézag nem elegendően nagy, a roskadást követően a két szekció felső része egymásnak feszül, ami jelentős nyomóerőket (esetleg nyíróerőket és nyomatékot) ébreszthet a szerkezetben (KRUTOV, 1987 stb.). A szükséges minimális távolság helyes megállapítása ezért lényeges követelmény, ennek ellenére az irodalom alig foglalkozik ezzel a kérdéssel. Ennek bizonyára az az oka, hogy a roskadás helye, az árasztás mértéke és vízszintes értelmű eloszlása nehezen prognosztizálható. A következőkben olyan javaslatokkal ismerkedhetünk meg, amelyek az *önsúly* hatására bekövetkező roskadás ilyen jellegű káros következményeit kívánják megelőzni.

KRUTOV (1972) az *alapok* között kialakítandó a_a süllyedési hézag nagyságát a következőképpen javasolja számítani:

$$a_a = \varepsilon_h \cdot 2L, \qquad \text{ha} \qquad 2L > A_0, \qquad \text{és} \tag{2.65}$$

$$a_a = \frac{\varepsilon_h}{L}(4A_0L - A_0^2 - 2L^2), \qquad \text{ha} \qquad 2A_0 > 2L > A_0. \tag{2.66}$$

A képletben használt jelölések értelmezése a következő:

ε_h — a fajlagos vízszintes elmozdulás (vö. a 2.3.4.3. fejezettel),

L — az épület hossza,

A_0 — a roskadási teknő szélességének 1/4-e.

A *felszerkezet felső szintjén* várható a_f vízszintes elmozdulás a következő képletekből számítható:

a) egyedül álló épület esetén

$$a_f = a_a + \frac{s_{r\,max}\pi}{4A_0} H_t, \tag{2.67}$$

b) két, süllyedési hézaggal elválasztott szekció esetén

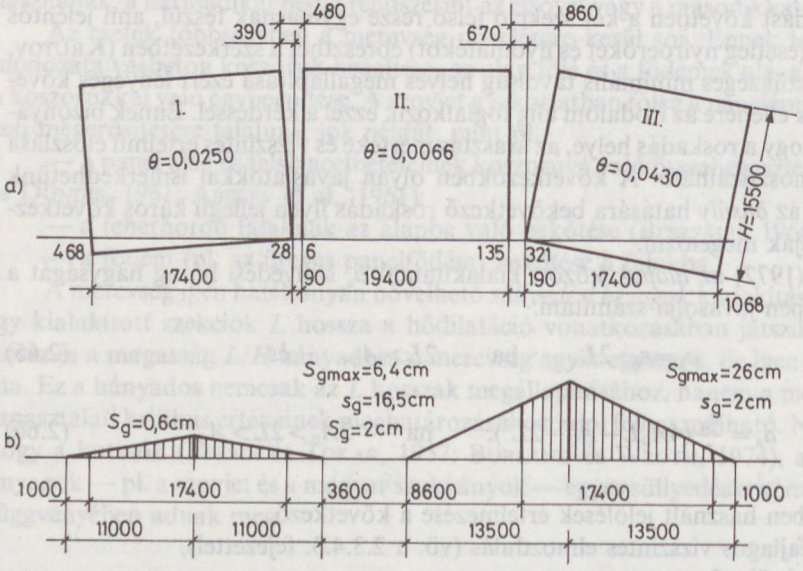
$$a_f = a_a + \frac{s_{r\,max}}{2A_0} H_t, \tag{2.68}$$

ahol $s_{r\,max}$ a roskadási teknő közepén mérhető maximális roskadás, H_t az épületnek az alapozási síktól mért magassága. A maximális roskadás értékét $s'_{r\,max}$-ként kell értelmezni, ha az elárasztott terület kiterjedése korlátozott mértékű (vö. a 2.5.4.1. fejezettel).

Könyvének 1982. évi kiadásában KRUTOV módosította a (2.65) és (2.68) képleteket. Eszerint

$$a_a = \frac{\varepsilon_h}{L}(4A_0L - 2A_0^2), \qquad \text{ha} \qquad 2A_0 > L, \tag{2.69}$$

$$a_a = \frac{2\varepsilon_h}{L} A_0^2, \qquad \text{ha} \qquad \frac{L}{2} < 2A_0 < L, \tag{2.70}$$



2.61. ábra. Meglévő épület altalajának mesterséges árasztás hatására bekövetkezett elmozdulása (*a*) és a talaj felszínének függőleges elmozdulása (*b*) (KRUTOV, 1972)

$$a_f = 2a_a + s_{r\,max} \frac{4A_0}{L^2} H_t, \quad \text{ha} \quad 2A_0 < L, \tag{2.71}$$

$$a_f = 2a_a + \frac{s_{r\,max}}{A_0} H_t, \quad \text{ha} \quad 2A_0 < L. \tag{2.72}$$

A *2.61. ábra* azt kívánja érzékeltetni, hogy egy intenzív árasztás esetén a dilatációs (süllyedési) hézagok megnyílása az 1 m-t is megközelítheti. Az ábrán látható panelépület Zaporozse (SZU) vastag löszösszletén létesült. Elkészülte után a talajt elárasztották, folyamatosan mérve az épület (*a* ábrarész) és a talaj felszínének (*b* ábrarész) mozgását. (A süllyedési hézag eredeti szélessége 30 cm volt.)

2.6.3. A talaj tömörítése

A fizikai tulajdonságok javítására irányuló tömörítés ősidők óta ismert módszer. Hatékonysága — ha nem is azonos mértékben — a talaj nemétől független, feltéve, hogy a tömörítő eszközt a talajtól függően választottuk meg. Részben ezért, részben pedig a lösznek a többi talajtól eltérő tulajdonságai miatt az irodalom elkülönítve tárgyalja a lösz tömörítésével kapcsolatos kérdéseket. A legtöbb megfigyelés a sok szempontból legelőnyösebbnek tartott *döngölőlapos* tömörítéshez kapcsolódik, így ebben a fejezetben (a 2.6.3.1. és a 2.6.3.7. fejezet kivételével) csak erről az eljárásról lesz szó.

2.6.3.1. Tömörítési módszerek

A lösz tömörítésére a megfigyelések szerint a következő eljárások alkalmasak:

— tömörítés nehéz döngölővel,
— tömörítés pneumatikus vagy tömör hengerrel,
— tömörítés vibrációval,
— mélytömörítés robbantással,
— felszínközeli robbantás,
— tömörítés gázdetonációval.

Tömörítő hatás más módszerekkel is elérhető, pl. talajcölöpökkel (2.6.6. fejezet), rövid betoncölöpökkel (Minkov et al., 1981) és vert vasbeton cölöpökkel (2.6.7. fejezet), de ezeket más szempontok szerint kell értékelni.

Az első három módszert *hatásmélységük* alapján célszerű összehasonlítanunk, mert

— sok esetben természetes talajt kell tömöríteni,
— feltöltés (talajcsere) esetén pedig a terítési vastagság, ezzel a járatok szükséges száma miatt nem közömbös, hogy az előírt tömörséget milyen mélységig lehet biztosítanunk.

A 2.6.3.5. fejezetben írottak szerint *nehéz döngölővel* már viszonylag kis tömeg és kis ejtési magasság segítségével is 2–2,5 m-es hatásmélység érhető el.

A *hengerlés* hatásmélysége lényegesen kisebb, és a lösz szemcseösszetételétől, valamint víztartalmától is függ. A *2.62. ábrán* látható 1. talaj plasztikus indexe $I_p = 10–14\%$, a 2. jelű talajé $I_p \leqq 10\%$ (mindkettőre $w \cong w_{opt}$), a hatásmélység — ahol $\varrho_d = 1{,}6$ t/m^3 — ennek megfelelően 0,8, illetve 0,6 m. Ha a víztartalom jelentősen eltér az optimálistól, a 4,0 t-ás pneumatikus hengerrel csak 0,5–0,6 m, a 25 t-ással 0,4–0,5 m a hatásmélység (KRUTOV, 1977). A megfigyelések szerint a hengerlés akkor hatékony, ha

$$w_d \leqq w_p + k_w I_p, \tag{2.73}$$

ahol w_d a feltöltés anyagának víztartalma, k_w pedig $I_p = 7–8\%$ esetén 0,6-ra, $I_p = 15–17$ esetén 0,3-ra vehető fel (KRUTOV, 1982).

A *vibráció* csak feltöltés esetén jöhet szóba, de hatékonysága ekkor is igen korlátozott. KRUTOV (1977) szerint legfeljebb $\varrho_d = 1{,}60–1{,}65$ t/m^3 érhető el vele, a 0,5 t tömegű gép hatásmélysége pedig csak 10–15 cm, de nehezebb gépekkel sem érhető el 15–20 cm-nél nagyobb hatásmennyiség.

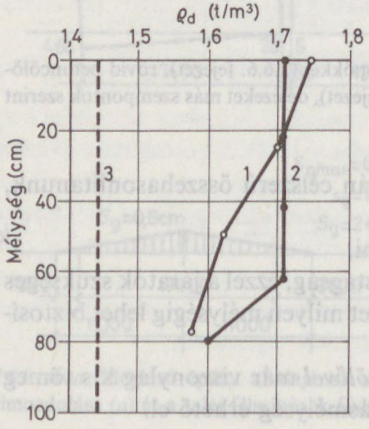
Külön kategóriát alkotnak a *robbantáson* alapuló módszerek.

A robbantással elérhető *mélytömörítést* elsősorban a következő két esetben használják:

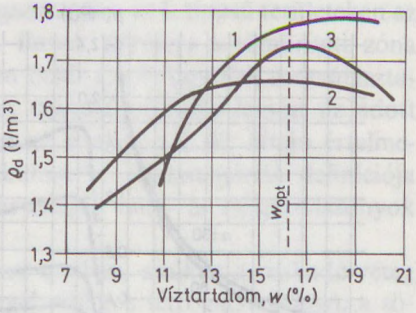
— ha a löszben sok, viszonylag kis átmérőjű, és nehezen felderíthető üreg van, vagy ha

— az előzetes elárasztás során átázott talaj tömörségét kell növelnünk.

GALICKIJ (1960) egy 1958-ban végzett kísérlet eredményeit ismerteti. A krasznojarszki alumíniumüzem munkagödreinek kiemelésekor több üregre bukkantak (vö. a 2.2.1. fejezettel), ezért elhatározták, hogy ezeket robbantással kísérlik meg eltüntetni. A munkagödörben egy 300–350 kg tömegű ejtőkalapáccsal 85 mm átmérőjű, 6 m mély lyukakat készítettek, összesen 56-ot. Mindig csak egy lyukban végeztek robbantást, optimális tömegű ammonit 10-zel. A robbantás után megmérték a lyuk mélységét és átmérőjét. Feltételezték, hogy a robbantás akkor volt eredményes, ha a lyuk mélysége nem kisebb 5,0–5,5 m-nél, átmérője pedig 40–44 cm-nél. Ezekbe 100–120 kg-os adagokban optimális víztartalmú ($w = 15–16\%$) helyi talajt töltöttek, és ezt egy



2.62. ábra. A tömörség mélységi változása 40 t-ás pneumatikus henger hatására (KRUTOV, 1977); *1* iszap, *2* iszapos homokliszt, *3* eredeti talaj átlagos térfogatsűrűsége



2.63. ábra. A talaj száraz térfogatsűrűsége robbantás után (GALICKIJ, 1960), a furat falától 10 (*1*), 30 (*2*) és 40 (*3*) cm-re, a víztartalom függvényében

350 kg tömegű kos 3–4 m-ről való 8–10-szeres ejtegetésével tömörítették. Ahol a mélység kisebb és az átmérő nagyobb volt, a feltöltődött talajt vízadagolás után tömörítették, majd bitumennel átitatott talajt (5–6 kg bitumen 100–120 kg talajjal keverve) juttattak a lyukba. Ez a hidrofób massza 8–10 ütés hatására az üregekbe hatolt. Ezt követően a lyuktól 30–40 cm-re, a legnagyobb kiszélesedés irányában talajcölöpöt készítettek.

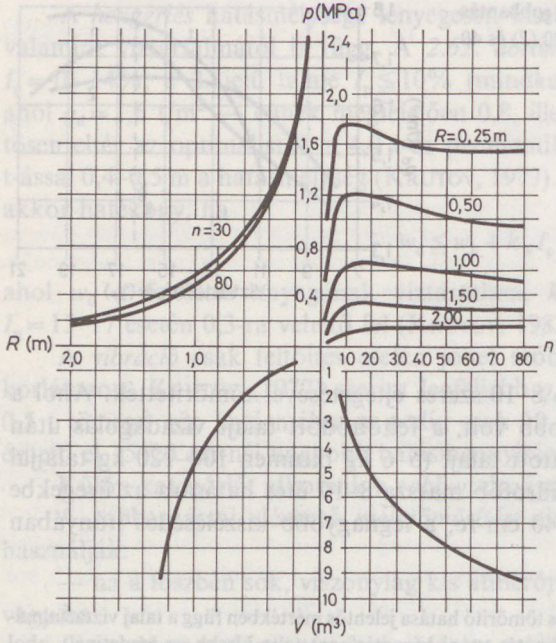
Megállapították azt is, hogy a robbantás tömörítő hatása jelentős mértékben függ a talaj víztartalmától. Ahol $w=10\%$ volt, $n=46\%$ volt a robbantás utáni hézagtérfogat (alig kisebb az eredetinél), ahol viszont $w=15$–18% volt, a hézagtérfogat $n=50$–52% $n=34$–39%-ra csökkent *(2.63. ábra)*. Ezzel a szerző igazolva látja azt, hogy az optimális víztartalom $w_{opt}=w_p-2\%$) robbantás esetén is a legkedvezőbb víztartalomnak tekinthető.

Az elárasztást követő robbantással a 2.6.5.6. fejezet foglalkozik.

A *felszínközeli robbantás* mint tömörítési módszer jelenleg még a kísérletezés stádiumában van. A lapos vagy henger alakú tölteteket 40 cm magas földtakarás alá kell helyezni. LJAHOV et al. (1976) kísérletei szerint a hatásmélység kb. 1,6 m, meg kell

2.5. táblázat. A felszínközeli robbantás hatására kialakuló száraz térfogatsűrűség a z mélység és az R sugár függvényében, $n=30$ robbantásra (MARTEMJANOV és PISZKAREV, 1979)

z (m)	ϱ_d (t/m³), ha R (m) =									
	0	0,2	0,4	0,6	0,8	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8
0,2	1,43	1,52	1,45	1,47	1,46	1,51	1,52	1,56	1,38	1,33
0,4	1,55	1,52	1,57	1,49	1,45	1,45	1,47	1,52	1,38	1,32
0,6	1,56	1,56	1,56	1,59	1,56	1,46	1,48	1,57	1,41	1,32
0,8	1,56	1,58	1,57	1,54	1,56	1,56	1,50	1,55	1,44	1,32
1,0	1,60	1,58	1,55	1,54	1,49	1,46	1,54	1,41	1,40	1,37
1,2	1,53	1,58	1,52	1,51	1,55	1,57	1,54	1,45	1,43	1,38
1,4	1,49	1,49	1,53	1,53	1,61	1,53	1,50	1,49	1,43	1,39
1,6	1,51	1,54	1,54	1,53	1,55	1,54	1,45	1,40	1,33	1,34
1,8	1,54	1,50	1,55	1,55	1,50	1,50	1,45	1,43	1,37	1,34
2,0	1,40	1,38	1,40	1,45	1,40	1,41	1,30	1,29	1,29	1,27
2,2	1,36	1,44	1,45	1,34	1,34	1,29				
2,4	1,35	1,40	1,40	1,37	1,32	1,30				



2.64. ábra. Gázdetonációval végzett tömörítési kísérlet eredménye (MARTEMJANOV és PISZKAREV, 1979): összefüggés a robbantások száma (n), a talajban keletkező nyomás (p), a robbantástól mért távolság (R) és a tömörített tömeg térfogata (V) között

azonban jegyeznünk, hogy jelentős tömörödés (ahol $\varrho_d > 1{,}6$ t/m^3) csak a felső 25 cm-es rétegben volt elérhető.

Nem terjedt el a *gázdetonációval* végzett tömörítés sem. Ennél az eljárásnál a dinamikus hatást a lőpor és az oxigén + propán gázkeverék égésekor keletkező detonáció fejti ki. MARTEMJANOV és PISZKAREV (1979) egyik kísérlete során a *2.64. ábrán* látható összefüggéseket kapta a talajban keletkező p nyomás, a robbantások száma (n), az R sugár (mint a cellától mért távolság) és a tömörített térfogat (V) között. A *2.5. táblázat* szerint a tömörödés mértéke nem túlzottan jelentős, ϱ_d az 1,60 t/m^3-t csak megközelíti, de nem éri el.*

2.6.3.2. A tömörítés célja

A döngölőlapos tömörítés célja a következő lehet:

— a roskadási hajlam csökkentése vagy teljes megszüntetése,
— viszonylag vízzáró felszíni réteg kiképzése,
— más eljárással kombinált pufferréteg kialakítása,
— a talaj nyírási és alakváltozási jellemzőinek kedvező irányban való megváltoztatása,
— üregek megszüntetése.

* Jelentős kedvező eredmények születtek a dunaújvárosi löszben végzett roskasztási és tömörítési kísérletek során. Ezek az FTV Geotechnikai Adatbankjában fellelhető dokumentációkban állnak rendelkezésre. (A szerk.)

A *roskadási hajlam* részleges vagy teljes megszüntetése az I. típusú területeken az építmények teljes mértékű védelmét biztosítja. Ennek elérésére a tömörített zóna vastagságát (pontosabban azon zónáét, amelyen belül $s_r \sim 0$) úgy kell megválasztani, hogy az alsó síkján keletkező σ_z függőleges feszültség kisebb legyen az adott löszre jellemző p_{kr} kritikus feszültségnél. Ebben az esetben a 2.46. ábrán értelmezett roskadási zónák közül az 1. jelű nem alakulhat ki. (A kategóriák definíciója szerint a 3. jelű igen, de $s_r < 5$ cm, ami csak heterogén talaj- és talajvízviszonyok esetén vezethet egyenlőtlen mozgáshoz.)

Ez egyben azt is jelenti, hogy minden olyan esetben, amikor a roskadó réteg vastagsága kisebb $p_{kr}/\bar{\varrho}$-nál (ahol $\bar{\varrho}$ a felső rétegek átlagos térfogatsűrűsége), a tömörítés önmagában is alkalmas a roskadási veszély kiküszöbölésére. Novoszibirszkben (SZU) pl., ahol a roskadásra hajlamos lösz vastagsága 4,5–6,0 m, egyetlen olyan épület sem károsodott, amely alatt a talajt tömörítették (SAEVICS, 1963).

Érdekes összehasonlítást tesz GRIGORJAN (1962) egy általa végzett kísérletsorozat kapcsán. A 200 kN/m² nagyságú teher hatására a terhelőlapok alatti talaj 15–55 mm-t, az egyik rétegben tömörített talaj 15 mm-t, a két rétegben tömörített 2–18 mm-t roskadt, a *felső* rétegek átázását követően. A σ_g-re bekövetkező roskadás 62 mm volt, mind az eredeti, mind a felszíni tömörítéssel kialakított mérési helyen. Hasonló eredményt kapott SZENOKOSZOV (1964) is, a szaratovi kombinát (SZU) építményeinek vizsgálata során. Ezen a területen az építést követően a talajvíz szintje rohamosan emelkedni kezdett (vö. a 2.4.2.2. fejezettel). Az 1. ütem területén, ahol $H = 3$–4 m volt, a talajvízszint emelkedése nem okozott károsodást, jóllehet itt a roskadási veszély ellen nem védekeztek. A 2. és 3. ütem területén, ahol $H = 7$–8 m volt a roskadásra hajlamos réteg vastagsága, az épületek jelentős károsodást szenvedtek (a központi csarnok alatt pl. $s_r = 23$–25 cm-t mértek), annak ellenére, hogy itt felszíni tömörítést végeztek.

Ezen törvényszerűségek ismeretében a tervezők gyakran alakítanak ki egy-egy nagyobb építési területen egységes irányelveket. Togliatti (SZU) új I. roskadási típusú körzetében pl.

— az 1–5 szintes épületekre egyrétegű, 2–2,5 m hatásmélységű tömörítést,

— a 6–9 szintes épületekre kétrétegű (3,5–4,0 m) tömörítést vagy homokpárnával kombinált egyrétegű (2–2,5 m) tömörítést írtak elő (DÜHOVICSNAJA és KRUTOV, 1976).

Az *áteresztőképesség csökkentésének*, viszonylag vízzáró rétegek kiképzésének szükségessége általában a II. típusú területeken merül fel. Ugyanez vonatkozik a *pufferrétegre* is: mindkettőt más módszerekkel (pl. talajcölöpökkel) kombinálva, a „komplex védekezés" részeként szokták megépíteni.

A *talajfizikai jellemzők megváltoztatása* a termett talaj tömörítésének természetes következménye. Különösen nagy szerepe van olyan esetekben, amikor az előzetes elárasztás során felpuhult talaj szilárdsági és alakváltozási jellemzőinek kedvező irányú megváltoztatása ezen védekezési módszer alkalmazásának elengedhetetlen alapfeltétele lehet (l. a 2.6.5.1. fejezetben).

Az *üregek* tömörítéssel (robbantással) való megszüntetésére a 2.6.3.1. fejezet mutatott be példát. A nehéz döngölővel való tömörítés hatékony lehet a felszínközeli üregek méretének csökkentésére vagy azok megszüntetésére, ennek igazolása azonban gondos ellenőrzést követel.

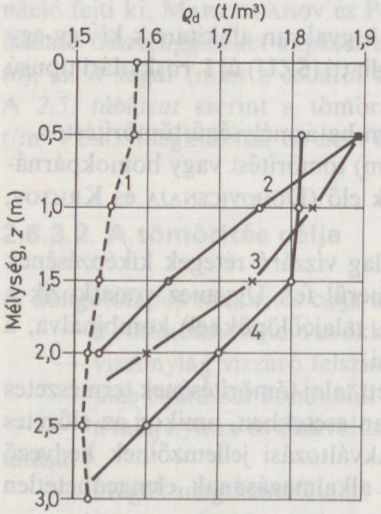
2.6.3.3. A tömörödés mechanizmusa

Felszínére döngölőlapot ejtve a talaj tömeg hézagtényezője egy bizonyos — az ütőmunka nagyságától, a lap felületétől és a talaj fizikai jellemzőitől függő — mélységig, az ún. hatásmélységig (Z_h) csökken. A tömörített tömb alsó határvonalának (hatásmélységnek) azt a síkot tekinthetjük, ahol a száraz térfogatsúly növekménye ($\Delta\varrho_d$) 0,02 t/m^3.

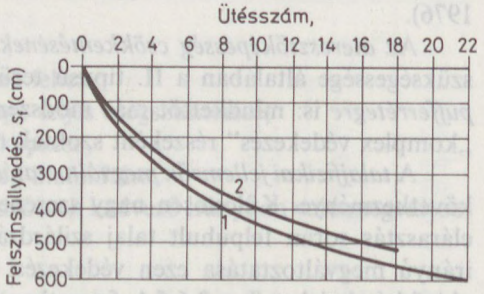
Az ütések számának (n) növelésével nő a hatásmélység és nő az egyes vízszintes síkokban mérhető száraz térfogatsűrűség *(2.65. ábra)*. Ez abban is megnyilvánul, hogy a felszín süllyedése egyre nagyobb lesz. Az $s_f(n)$ összefüggés a kompressziós görbéhez hasonló *(2.66. ábra)*, azzal a különbséggel, hogy a görbe nem aszimptotához, hanem egy — az ütőmunka és a talaj által meghatározott — szélső értékhez tart. Ennek az a jól ismert jelenség az oka, hogy egy adott $n=n_{kr}$ értéknél csak rugalmas alakváltozás alakul ki, a maradó alakváltozás zérus. Az is gyakran megfigyelhető, hogy $n>n_{kr}$ hatására a talaj felső rétege fellazul (l. a 2.65. ábrán az $n=20>12$ ($=n_{kr}$) ütéshez tartozó görbét).

A 2.65. ábra is bizonyítja azt a triviálisnak mondható törvényszerűséget, hogy a tömörítési energia a mélységgel fokozatosan csökken. Nem közömbös viszont annak ismerete, hogy milyen a különböző vízszintes síkokon értelmezett tömörségnövekmény eloszlása és α-nak a mélység szerinti változása. Erre vonatkozóan végzett statisztikai vizsgálatokat Timofeeva és Gejzen (1977), éspedig a felszíni tömörítés (termett talaj tömörítése) esetére. A tömörségnövekményt az

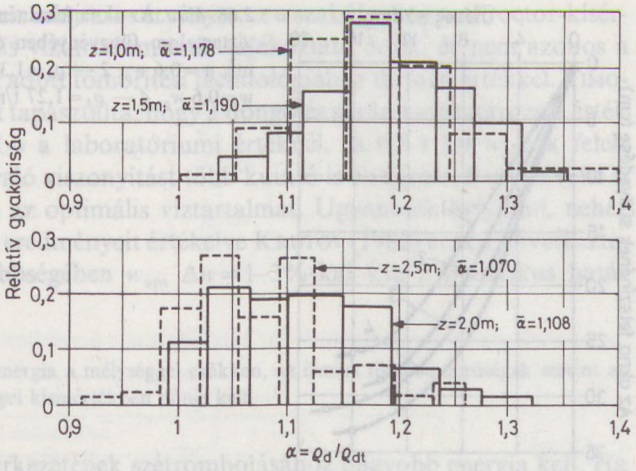
$$\alpha=\varrho_d/\varrho_{dt}$$



2.65. ábra. A ϱ_d, az összefüggés változása az ütésszámtól függően (Krutov, 1982); *1* eredeti talaj, *2, 3,* és *4* a 8, 12 és 20 ütés hatására tömörödött talaj



2.66. ábra. A felszínsüllyedés változása az ütésszámmal két kísérleti helyen (Galickij és Kruglov, 1970)



2.67. ábra. Az α tömörödési együttható hisztogramja négy különböző *z* mélységben (TIMOFEEVA és GEJZEN, 1977)

viszonyszámmal jellemezték, ahol ϱ_d az eredeti, ϱ_{dt} a tömörített talaj száraz térfogatsűrűsége. A tömörített tartományt 0,5 m-es mélységi intervallumokra osztották, mindegyikhez legalább 300 mintát rendelve. Ezt követően minden intervallumra meghatározták α várható értékét és szórását. Hisztogramokat szerkesztve megállapították, hogy az 1–1,5 m-es tartományban α eloszlása közel van a normális eloszláshoz, és szórása is kicsi. (Ezt azzal magyarázzák, hogy itt még nem érvényesül teljes mértékben az energiának a talaj heterogenitásából eredő szóródása.) A 2–2,5 m-es tartományban az eloszlás kismértékben aszimmetrikus. A két tartomány hisztogramját a *2.67. ábra* tünteti fel.

A továbbiakban a szerzők regressziós kapcsolatot határoztak meg a *z* mélység (m) és az α tömörödési együttható között; eszerint

$$\alpha = -0{,}028\, z^2 + 0{,}014\, z + 1{,}192\,. \qquad (2.74)$$

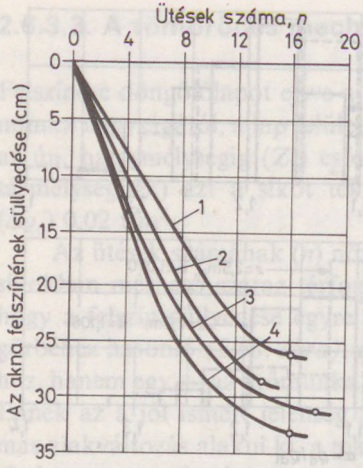
Az empirikus kapcsolat és az egyszeres szórási tartomány a *2.68. ábrán* látható. Az egyes intervallumokhoz tartozó variációs tényezők (a szerzők adataiból számolva):

z =	0,5	1,0	1,5	2,0	2,5
C_v =	0,050	0,054	0,054	0,059	0,058

MARKIN (1971) a *kezdeti tömörség* szerepét vizsgálta, figyelemmel a víztartalomra is. Az egyik kísérleti akna helyén a talaj száraz térfogatsűrűsége, $\varrho_d = 1{,}27$, a másik helyen 1,36 t/m³ volt. A felszín süllyedését az ütésszám függvényében ábrázolva a következőket állapította meg *(2.68. ábra)*:

— a két különböző kezdeti tömörségű talaj görbéje hasonló jellegű, csak néhány ütésszámmal el vannak tolva egymáshoz képest;

— $w = 0{,}6\ w_p$ helyett $w = w_p$ mellett döngölve a talajt a görbék ugyanilyen jellegű eltolódása figyelhető meg.



2.68. ábra. Az akna felszínének süllyedése a kezdeti tömörség és víztartalom függvényében (MARKIN, 1971); *1* — $\varrho_d = 1{,}36$ t/m^3, $w = 0{,}6\ w_p$, *2* — $\varrho_d = 1{,}36$ t/m^3, $w = w_p$, *3* — $\varrho_d = 1{,}27$ t/m^3, $w = 0{,}6\ w_p$, *4* — $\varrho_d = 1{,}27$ t/m^3, $w = w_p$

Mind a négy esetben a rugózás eléréséig döngölve azt tapasztalta, hogy a végleges ϱ_d-értékek és ezek eloszlása azonos volt.

A tömörítés *hatékonysága* KRUTOV (1982) szerint a következő tényezőktől függ: a döngölő tömege és átmérője, az ütések száma, a tömörítendő felület szélessége és a talaj fizikai jellemzői. A tömeg növelésével hamarabb alakul ki a tömörített zóna. Ami az átmérőt illeti: az egyik kísérlet során 1,2 m-ről 2,4 m-re növelve a hatásmélység 2,75 m-ről 5,5 m-re nőtt. Az ütések számának szerepére a 2.65. ábra már rámutatott. A tömörítendő felület növelésével egy határértékig nő a hatásmélység és a tömörített felület süllyedése. A fizikai jellemzők közül a szemcseösszetételnek, valamint a kezdeti tömörségnek és víztartalomnak van a legnagyobb szerepe.

A *felszín várható süllyedése* a következő kifejezésből számítható (KRUTOV, 1982):

$$s_f = \left(1 - \frac{\bar{\varrho}_d}{\bar{\varrho}_{dt}}\right) z_h \cdot m\,, \tag{2.75}$$

ahol $\bar{\varrho}_d$ az eredeti, $\bar{\varrho}_{dt}$ a tömörített, z_h vastagságú réteg átlagos térfogatsűrűsége, m pedig a járatok („nyomok") számától függő állandó, ezek növelésével 1,2-ről 1,0-ra csökken.

A felszín süllyedésének előzetes ismerete mind az egy-, mind a kétrétegű tömörítés tervezésekor elengedhetetlenül szükséges, mert lösz esetén nem néhány cm-ről van szó: DÜHOVICSNAJA és KRUTOV (1976) pl. $s_f = 30$–50 cm-t, SAEVICS (1963) 40 cm-t, GALICKIJ és KRUGLOV (1970) 50–60 cm-t mértek.

A talajfizikai jellemzők közül a *víztartalomnak* van döntő szerepe, mert a tömörítésnek nemcsak a hatékonyságát (gazdaságosságát) befolyásolja, hanem mert teljes mértékben eredménytelenné is teheti azt. Ezzel kapcsolatban három kérdést kell megvizsgálnunk:

— az optimális víztartalom jelentőségét és meghatározását,
— az optimálisnál lényegesen szárazabb és
— nedvesebb lösz tömöríthetőségét.

A löszre is — mint minden talajra — érvényes az a szabály, hogy a Proctor-kísérlettel meghatározott optimális víztartalom csak tájékoztató érték, és nem azonos a mértékadónak tekintendő, az adott tömörítési technológiához tartozó értékkel. TIMOFEEVA és GEJZEN (1977) pl. azt tapasztalta, hogy a döngölés során meghatározott érték $\Delta w = 2-4\%$-kal volt nagyobb a laboratóriumi értéknél, és $0{,}9+1{,}0$ w_p-nek felelt meg. A plasztikus indexhez való viszonyítást több kutató is elvégezte, SAEVICS (1963) pl. $0{,}70-0{,}75$ w_p-nek találta az optimális víztartalmat. Ugyancsak helyszíni, nehéz döngölővel végzett tömörítés eredményeit értékelve KRUTOV (1982) arra a következtetésre jut, hogy az esetek többségében w_{opt} $\Delta w = 1-3\%$-kal van a plasztikus határ alatt.

Mivel a döngöléssel átadott energia a mélységgel csökken, az ismert törvényszerűségek szerint az optimális víztartalomnak a mélységgel kismértékben nőnie kell.

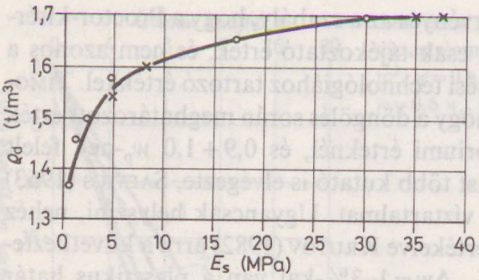
A *száraz lösz* eredeti szerkezetének szétrombolásához nagyobb energia kell. Ha $w_p - w = 3-4\%$, KRUTOV (1982) szerint a mélységi hatás már 20–25%-kal csökken. Ha pedig a szükségesnél nagyobb energia növelésével érjük el ϱ_d növelését, akkor is kisebb hatásmélységgel kell számolnunk. Ez a jelenség a természetes talaj döngölésekor jelent különösen nagy veszteséget: agyagfeltöltést döngölve pl. 20–40%-kal nagyobb a hatásmélység a természetes állapotban végzett döngöléshez képest. Mindezek ellenére az utóbbi időkben az a gyakorlat alakult ki, hogy a talajt nem nedvesítik, hanem az *ütőenergiát növelik* (TIMOFEEVA és GEJZEN, 1977). Így pl. DÜHOVICSNAJA és KRUTOV (1976) az ejtési magasságnak $h = 8$ m-re és az ütésszámnak $n = 24-30$-ra való növelésével érték el a kívánt eredményt, BONDARENKO (1973) pedig a döngölő tömegének 5 t-ra való növelésével végeztetett sikeres tömörítést, olyan talajon, amelynek víztartalma az optimálisnak csak 60–90%-a volt.

A *nedves lösz* tömörítése nagyobb problémát jelent, mint a szárazé. Lösz esetén nagy különbség van a Proctor-görbe „száraz" és „nedves" ága között: egy bizonyos víztartalmon felül bekövetkezik az átmeneti talajokra különösen jellemző *rugózás*, amely lehetetlenné teszi az előírt tömörség elérését. Ez volt az oka pl. annak, hogy a $w = 22-27\%$-os víztartalmú talajt Togliatti (SZU) egyik körzetében 2 m mélységig kiemelték és helyi talajjal pótolták (DÜHOVICSNAJA és KRUTOV, 1976).

2.6.3.4. A tömörített talaj fizikai jellemzői

A tervezőnek a következő jellemzőket kell ismernie, illetve számszerűen előírnia: a tömörített talaj összenyomhatóságát, roskadásra való hajlamát, teherbírását és áteresztőképességét. Az ezen tulajdonságokat meghatározó talajfizikai jellemzőknek (E_s, ε_r, φ, c, k) nem a tömörítés után mérhető értékeit, hanem a telítés (árasztás) során kialakult értékeit kell mértékadónak tekinteni.

Ha *feltöltés* tömörítéséről van szó, az erre vonatkozó szabályok szerint kell eljárni, mert nincs lényeges különbség a lösz és az egyéb talajok között. A próbatömörítés során a tervezés szempontjából mértékadó fizikai jellemzőket ϱ_d vagy ϱ_d és w függvényében kell értékelnünk, majd ennek alapján a tömörítés műszaki-gazdasági



2.69. ábra. A tömörítés után telített feltöltésre két különböző munkahelyen kapott ϱ_d, E_s összefüggés (KRUTOV, 1977)

2.6. táblázat. Próbatömörítés során mért nyírószilárdsági paraméterek (KRUTOV, 1977)

ϱ_d (t/m³)	Természetes víztartalom mellett		$S_r = 1$-hez tartozó víztartalom mellett	
	c (kN/m²)	$\varrho°$	c (kN/m²)	$\varrho°$
1,5	40	26	17	22
1,6	55	28	25	24
1,7	75	30	35	25
1,8	100	32	45	26

optimumát meghatároznunk. Az értékelésre — KRUTOV (1977) nyomán — a *2.69. ábra* és a *2.6. táblázat* mutat be példát. Ezek alapján jutott a szerző arra a következtetésre, hogy E_s megfelelő értéke $\varrho_d = 1{,}60$–$1{,}65$ t/m³-rel, a nyírószilárdsági pedig már $\varrho_d = 1{,}50$ t/m³-rel is biztosítható.

A *termett talaj* felszíni döngölése már olyan művelet, ahol különbséget kell tennünk a lösz és az egyéb talajok között. Ez az egyes fizikai jellemzők vonatkozásában a következők szerint mutatkozik meg.

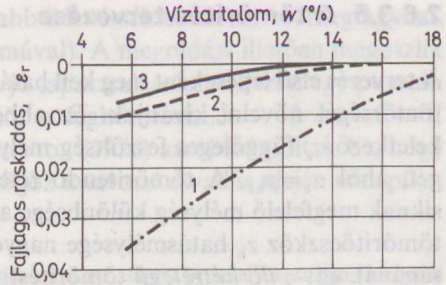
KRUTOV (1972) szerint természetes talajra az E_s (w, ϱ_d) összefüggés területenként változik, tömörített talajra viszont eléggé általános érvényű összefüggések írhatók fel, többek között azért, mert ekkor a szerkezeti szilárdság már nem játszik szerepet. A szerkezeti szilárdság nagysága dönti ugyanakkor el, hogy a döngölés növeli vagy csökkenti az összenyomódási modulust: ha számszerű értéke kicsi, E_s növekedése várható. Minden valószínűség szerint ilyen talajok tömörítésére végzett statisztikai értékelést TIMOFEEVA és GEJZEN (1977), akik szerint E_s a 2.6.3.3. fejezetben definiált α tömörítési együtthatóval a következő összefüggés szerint változik:

$$E_s\,[\text{MPa}] = 6{,}39\,\alpha - 0{,}534\,. \tag{2.76}$$

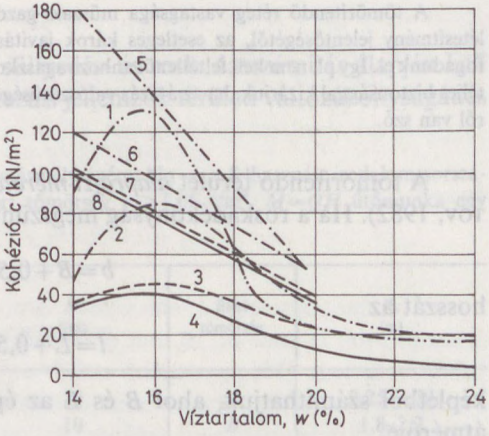
Számításaik szerint a $k_E = E_{st}/E_s$ hányados is (ahol E_s a tömörített, E_{st} a tömörítés után telített talaj összenyomódási modulusa) nő α-val, éspedig a következő összefüggés szerint:

$$k_E = 0{,}782\,\alpha - 0{,}038\,. \tag{2.77}$$

A szerzők értékelése szerint E_s és a z mélység között vegyes másodfokú parabola írja le az összefüggést. Eszerint E_s $z = 1{,}0$–$1{,}5$ m-es mélységben maximumot ér



2.70. ábra. Az azonos mértékig tömörített termett talaj fajlagos roskadása a víztartalom függvényében (KRUTOV, 1972); *1* $\varrho_d = 1{,}5$, *2* $\varrho_d = 1{,}6$, *3* $\varrho_d = 1{,}7$ t/m³



2.71. ábra. Összefüggés a tömörített termett talaj kohéziója és víztartalma között (KRUTOV, 1972); *1, 2, 3, 4* — lassú nyírás, *5, 6, 7, 8* — gyors nyírás, $\varrho_d = 1{,}8$ (*1*), 1,7 (*2*), 1,6 (*3*), 1,5 (*4*), 1,8 (*5*), 1,7 (*6*), 1,6 (*7*) és 1,5 (*8*) t/m³

el, ami valószínűleg azzal magyarázható, hogy a tömörítést követően felül a technológiából következőleg, 1,5 m-nél mélyebben pedig a tömörítő energia csökkenésének eredményeképpen kevésbé tömör a talaj.

Számos mérés bizonyítja, hogy a döngölővel való tömörítés a hatásmélységen belül megszünteti a *roskadásra való hajlamot*. A kutatók többsége szerint ebben a vonatkozásban $\varrho_d = 1{,}60$–$1{,}65$ t/m³ a kritikus érték. Ezzel szemben KRUTOV (1972) azt bizonyítja, hogy a tömörített talaj fajlagos roskadása nemcsak a tömörségnek, hanem a tömörítési víztartalomnak is függvénye. A *2.70. ábrán* látható példában a $\varrho_d = 1{,}50$ t/m³-ig való tömörítés $w < 14$–18% esetén nem szünteti meg a roskadási hajlamot, mert pl. $w = 6$–8% esetén $\varepsilon_r = 0{,}025$–$0{,}035$. Ha $\varrho_d = 1{,}60$ t/m³, csak akkor várható roskadás, ha $w < 6$–8%, ha pedig $\varrho_d \geqq 1{,}70$ t/m³, akkor — a víztartalomtól függetlenül — $\varepsilon_r = 0$.

A talaj teherbírását meghatározó *nyírószilárdság* a tömörség növekedésével fokozatosan nő. A víztartalommal való kapcsolat KRUTOV (1972) szerint már nem ilyen egyértelmű: w növekedésével φ csökken, de a kohézióra ez csak gyors nyírás esetén igaz, ellenkező esetben c maximumgörbe szerint változik *(2.71. ábra)*. A maximális kohézió a maximális molekuláris vízkapacitásnak megfelelő víztartalom közelében alakul ki.

A II. típusú területeken kiképzett *„vízzáró"* rétegre a szovjet gyakorlatban $\varrho_d \geqq 1{,}70$ t/m³ száraz térfogatsűrűséget szoktak előírni.

2.6.3.5. A tömörítés tervezése

A tervezés első lépéseként meg kell határoznunk azt a *mélységet*, amelyen belül a talaj tömörségét növelni kívánjuk. Ez abból áll, hogy meghatározzuk az alapok alatt keletkező σ_z függőleges feszültség mélységi eloszlását, és megkeressük azt a mélységet, ahol $\sigma_z = p_{kr}$. A tömörítendő réteg vastagságát ezen mélység és az alapozási síknak megfelelő mélység különbsége adja. Attól függően, hogy a rendelkezésre álló tömörítőeszköz z_h hatásmélysége nagyobb vagy kisebb a tömörítendő réteg vastagságánál, *egy-, ill. kétrétegű* tömörítést tervezünk.

A tömörítendő réteg vastagsága műszaki-gazdasági optimumkereséssel is meghatározható, ha a létesítmény jelentőségétől, az esetleges károk javítási lehetőségétől stb. függően egy kockázati szintet fogadunk el. Így pl. nem kell feltétlenül ahhoz ragaszkodnunk, hogy az 1. roskadási tartomány kialakulását teljes biztonsággal kizárjuk, ha az átázás valószínűsége igen kicsi, vagy ha statikailag határozott szerkezetről van szó.

A tömörítendő terület *alaprajzi méreteit* a tömörítés célja határozza meg (Krutov, 1982). Ha a roskadékonyság megszüntetése a cél, a döngölt felület szélességét a

$$b = B + 0{,}5\,(B - d)\,, \tag{2.78}$$

hosszát az

$$l = L + 0{,}5\,(L - d) \tag{2.79}$$

képletből számíthatjuk, ahol B és L az épület szélessége, ill. hossza, d a döngölő átmérője.

Ha egy viszonylagosan vízzáró réteg kiképzése a cél, a tömörített felületet az épület minden oldalán célszerű 1–1,2 m-re túlnyújtani.

Akár egy-, akár kétrétegű tömörítést tervezünk, figyelembe kell vennünk a *felszín süllyedését*, pl. a (2.75) képlet segítségével.

A következő feladat a *száraz térfogatsűrűség* elérendő minimális értékének a meghatározása. Ez a feladat úgy oldható meg, hogy — helyszíni vagy laboratóriumi kísérletekkel — összefüggéseket állapítunk meg ϱ_d és a mértékadó fizikai jellemzők, pl. ε_r és k között (vö. még a 2.6.3.4. fejezettel). A tervezés első stádiumában vagy kisebb jelentőségű építmények esetén az irodalmi adatokra támaszkodhatunk; eszerint az $\varepsilon_r < 0{,}01$ feltétel $\varrho_d = 1{,}60$–$1{,}65$ t/m^3 ($e = 0{,}67$–$0{,}62$, $n = 40{,}0$–$38{,}2$), a viszonylagos vízzáróság pedig $\varrho_d = 1{,}70$ t/m^3 biztosításával érhető el.

A fizikai jellemzők ismeretében a tömörítés hatékonysága is megítélhető. Ha pl. a *víztartalom* lényegesen nagyobb az optimálisnál, szükséges lehet a talaj bizonyos mélységig való eltávolítása (vö. a 2.6.3.3. fejezettel). Ha pedig $w \ll w_{opt}$, akkor — a hatékonyság várható csökkenése miatt — mérlegelni kell a talaj nedvesítését vagy nagyobb teljesítményű döngölő betervezését.

Ha a munkát *meglévő épület közelében* kell végezni, figyelembe kell vennünk a dinamikus hatás okozta rezgéseket is. Krutov (1982) szerint pl. nehéz döngölést az épülettől mért 8–10 m-nél kisebb távolságban nem szabad végezni.

Ha a kivitelezés várhatóan *téli időszakra* esik, fokozott óvatossággal kell eljárnunk. Az 1958. évi szovjet előírás konyhasóoldattal való nedvesítést ír elő, de ez

— kis koncentráció és −15 °C-nál alacsonyabb hőmérséklet esetén — megfagyhat, még akkor is, ha az alapgödröt fűtik (pl. szalmával). A megoldást illetően megoszlik a szakemberek véleménye. JEGOROV (1960) pl. jó tapasztalatokat szerzett egy pusztán fűtéssel megoldott tömörítés kapcsán, amikor a léghőmérséklet −13 és −24 °C között volt. Ugyanakkor DÜHOVICSNAJA és KRUTOV (1976) arról számoltak be, hogy a tömörített földtömegbe került laza, fagyos rögök a tavaszi olvadás idején két épület károsodását idézték elő.

Ugyanezen a területen voltak olyan tömörített talajra helyezett alapok is, amelyeket télen fedetlenül hagytak. Bár a talaj −1,4 m-ig átfagyott, ennek ellenére tavasszal mindössze 2–3 mm süllyedés következett be (GALICKIJ és KRUGLOV, 1970).

Az építmény várható *mozgáselemeit* süllyedés- és roskadásszámítás alapján kell meghatározni, figyelembe véve az alakváltozási jellemzők területi változékonyságát és

2.7. táblázat. Irodalmi adatok a döngölés Z_h (m) hatásmélységére; No — a felhasznált irodalom sorszáma, *A* az elért tömörség $\varrho_d \geq 1{,}60$ t/m³, *B* az elért tömörség $\varrho_d \geq 1{,}65$ t/m³, $M = QH$ ütőmunka egy ütésre

No	Döngölő adatai			*M* (tm)	Elért tömörség	Z_h (m)
	Q (t)	*d* (m)	*h* (m)			
1	2,0	1,3	5	10	*A*	2,25–2,70
				10	*B*	1,8–2,2
2	2,2	1,2	4–4,5	8,8–9,9	*A*	1,6
				8,8–9,9	*B*	1,4
3						1,7–1,75
						1,5–1,6
4	3	1–1,2	6–7		*A*	1,0–1,3
	5–7	1,4–1,7	6–7	30–49	*A*	2,8
				30–49	*B*	2,6
5	2,2	1,25	6	13,2	*A*	2,15–2,55
				13,2	*B*	1,9–2,35
6	2	1,2–1,3			*B*	1,6
7	4–5	1,4	5–7	20–30	*A*	2,3
					B	1,4–1,9
8	1,5–2	0,9–1,1	2–3	3–6		1–1,2
	2–3	1,2–1,3	4–5	8–15		1,5–2,0
	4,5–6	1,4–1,8	5–7	22,5–42		3–3,5
	11	2,4				5,5–6
	10–20		25	250–500		8–15
	200		24	4800		40

szórását is. Ha a tömörített réteg összenyomódási modulusa lényegesen nagyobb az alatta fekvő talajénál, a süllyedésszámítás során az altalajt kétrétegű rendszernek célszerű tekintenünk.

Az előbbiekben említett bizonytalanságok miatt jelentős épület(ek) és/vagy tömeges építkezés esetén *próbatömörítést* kell előírni. A műszaki leírásban meg kell adni a *helyszíni ellenőrzéssel* szembeni követelményeket, arra is számítva, hogy az első mérési eredmények ismeretében szükséges lehet a tervek módosítása vagy a később létesítendő építmények terveihez való felhasználása.

Nem vizsgáltuk eddig, hogyan függ a döngölő paramétereitől a hatásmélység. Az erre vonatkozó adatokat a *2.7. táblázat* foglalja össze. Ez a döngölő adatain kívül feltünteti a $Qh = M$ ütőmunkát, valamint a hatásmélység értelmezését, nevezetesen azt, hogy utóbbit ott értelmezzük, ahol $\varrho_d = 1{,}60$ (*A*) vagy ott, ahol $\varrho_d = 1{,}65$ t/m^3 (*B*). Az ütőmunka és a hatásmélység regressziós egyeneseinek egyenlete:

$$z_{hA} = 0{,}0218\, M + 1{,}87 \qquad (r = 0{,}66) \tag{2.80}$$

és

$$z_{hB} = 0{,}0192\, M + 1{,}50 \qquad (r = 0{,}55)\,. \tag{2.81}$$

Eszerint a korreláció nem szoros, ami érthető, hiszen a talaj neme és víztartalma a számításba bevont öt, ill. hat esetben különböző volt, és a mintavétel, mérés stb. hibája is terheli. (Még gyengébb az M és Q közötti kapcsolat: erre $r = 0{,}59$, ill. 0,38.) Annyi mindenesetre megállapítható, hogy a 2,5 m-es hatásmélység eléréséhez legalább 12–15 tm ütőmunkára van szükség.

2.6.3.6. A tömörítés kivitelezése és ellenőrzése

A tömörítés a következő munkafázisokból áll:

— próbatömörítés,
— a munkagödör előkészítése,
— tömörítés,
— a talajfizikai jellemzők meghatározása.

A *próbatömörítés* céljára készített aknát az alapozási síkig kell lemélyíteni, alapterületét min. $25d^2$-ben véve fel (ahol d a döngölő átmérője). Két-három ütésenként mérni kell a felszín süllyedését, majd a mérések alapján meg kell határozni *a)* az $s_f(n)$ összefüggést és *b)* azt az ütésszámot, amelyen túl már csak rugalmas alakváltozások keletkeznek. Ha erre vonatkozó igény van, olyan talajon is el kell végezni a próbatömörítést, amelynek víztartalmát előzetesen az optimális körülire növelték. Több próbatömörítésre van akkor is szükség, ha meg kívánjuk határozni a döngölés paraméterei (tömeg, átmérő, ejtési magasság) és a ϱ_d-profil, ill. a hatásmélység közötti összefüggést, valamint akkor, ha a talaj fizikai jellemzői (szemcseösszetétel, víztartalom) jelentős mértékben szórnak.

A *munkagödör előkészítése* abból áll, hogy megoldjuk a felszíni vízelvezetést, és szükség esetén eltávolítjuk a felső átázott (vagy átfagyott) réteget.

A *tömörítést* a tervező — eredeti vagy az első mérések után módosított — előírásai szerint kell végrehajtani. A tömörítés utolsó fázisa a felső, fellazult réteg utótömörítése kis (0,5–1,0 m-es) ejtési magassággal.

Ellenőrzés céljára a feltételezett (vagy már igazolt) hatásmélységig 100–150 m^2-ként aknákat kell mélyíteni, és ezekből 0,25–0,50 m-ként magmintákat venni. Ezek segítségével a laboratóriumban a következő jellemzőket kell meghatározni: ϱ_d, ε_r, E_s, φ és c (utóbbi hármat természetes és telített állapotban is), valamint — szükség esetén — a k-tényezőt is. A fizikai jellemzők ismeretében meg kell határozni ϱ_d függőleges eloszlását (és ebből a z_h hatásmélységet), valamint a következő összefüggéseket:

$$s_f(\varrho_d),\ \varepsilon_r(w,\ \varrho_d) \qquad \text{és} \qquad z_h(w,\ \varrho_d).$$

A későbbiekben is jól használható eredményeket adhat a fizikai jellemzők statisztikai értékelése, amint arról a 2.6.3.3. és 2.6.3.4. fejezetekben írottakból is meggyőződhettünk.

A tömörítés eredményességéről a legmegbízhatóbb információt a 2.3.4.5. fejezet szerint végrehajtott árasztásos próbaterhelés ad.

2.6.3.7. Visszatöltés és talajcsere készítése

Ez a fejezet olyan talajtömegek tömörítésével foglalkozik, amelyek helyén korábban természetes talaj volt. Ez az eset tehát abban különbözik a 2.6.3.2.–2.6.3.6. fejezetekben tárgyalt esettől, hogy most „feltöltés" jellegű talajról van szó. Ez nemcsak a tömörítés technológiájában, hanem — többek között — abban is különbséget jelent, hogy a talajt mi választjuk meg, és víztartalmát (ha az anyagnyerőhely talajáé nem megfelelő) könnyebben tudjuk szabályozni. Ami a feltöltés anyagát illeti, ez általában helyi lösz, homokot csak I. típusú területen szabad beépíteni.

A *visszatöltés* technológiáját Krutov (1977) szerint a következőképpen célszerű megválasztanunk.

1. Viszonylag szabad területeken — ha nincsenek alagutak, aknák stb. — rétegekben való terítés és gumihengerekkel vagy 35–40 t-ás, megrakott dömperekkel való tömörítés jöhet szóba. Ha a fejtést és terítést buldózer végzi, a hengerek fordulatokat tesznek vagy hurokszerűen mozognak. Ha dömper hozza az anyagot, ez egyenletesen mozog a területen. Ha a talaj száraz, vagy a leterített rétegek vastagsága valamilyen okból nagy, akkor 4–6 ütéssel nehézdöngölést kell végezni.

2. Alagutak, aknák, pince- és teherhordó falak között stb., ha a kialakítandó talajtömeg szélessége 2 m-nél nagyobb, de vastagsága 9 m-nél kisebb, célszerű a talajt 1,8–3,0 m vastag rétegekben teríteni és nehéz döngölővel ($Q = 3{,}5$–$4{,}5$ t, $d = 1{,}4$–$1{,}6$ m) tömöríteni. A feltöltést ekkor rendszerint buldózer és exkavátor segítségével készítik, így a döngölő utóbbira erősíthető. A fal melletti talajtömeget a szerkezet merevségének és szilárdságának figyelembevételével kell tömöríteni. Ha a szerkezet merev, a döngölővel 30–40 cm-re is meg lehet közelíteni a falat. Ha nem, ez a távolság 1–2 m, és a fal melletti sávban talajcölöpöket kell készíteni.

3. Mély, de keskeny (0,6–2,0 m széles) résekben a feltöltést teljes vastagságában kell kiképezni, és — egy vagy két sorban elhelyezett — talajcölöpök segítségével tömöríteni. A lyukak visszatöltött anyaga mindig helyi lösz, 0,8–1,0 m-es rétegekben visszatöltve és 30–40 ütéssel tömörítve.

A visszatöltés során a következőket kell megtervezni, ill. ellenőrizni (KRUTOV, 1977):

— az aknák fenekének előkészítését,

— a talaj minőségét (homogenitás, humusz- és szervesanyag-tartalom, épülettörmelék, fagyott és átázott rögök eltávolítása)

— és víztartalmát,

— a gép típusát és jellemzőit (pl. tömegét),

— a rétegek vastagságát,

— a járatok (ütések) számát, valamint

— a talaj tömörségét, különös tekintettel a nehezen hozzáférhető helyekre (alaphoz, csatornához, alagúthoz stb. való csatlakozás környezetére).

A *talajcserét* olyan visszatöltésként kell kezelnünk, amelynek nem térkitöltő, hanem teherviselő szerepe van. Talajcsere készítésére a következő esetekben kerül sor:

— ha a lösz víztartalma olyan nagy, hogy nehéz döngölővel vagy egyéb módon való tömörítésével az előírt tömörség nem biztosítható;

— kétrétegű tömörítés esetén, valamint akkor, ha

— az előzetesen elárasztott talajtömeg felszínén tömör fedőréteget kívánunk kialakítani.

A nedves lösz helyére beépített talajcsere vastagságát a helyén maradó lösz fizikai jellemzőinek (E_s, φ, c, ε_r és p_{kr}) alapján kell megválasztani úgy, hogy biztosítsuk a megkívánt teherbírást, valamint a süllyedéssel és roskadással szembeni kritériumokat. Ha pl. az eredeti talajra $\varepsilon_r < 0{,}01$, akkor a vastagságot a szokásos módon határozzuk meg, a teherbírással és a süllyedéssel kapcsolatos igények egyidejű kielégítésével. Ellenkező esetben biztosítanunk kell, hogy az eredeti talajtömegben ne keletkezzék p_w-nál nagyobb függőleges feszültség. Erre az esetre KRUTOV (1982) a következő képletekkel adja meg a talajcsere szükséges b_t szélességét és l_t hosszát:

$$b_t = B(l + 2k_p); \qquad l_t = L + 2Bk_p, \tag{2.82}$$

ahol B és L az alap szélessége, ill. hossza, k_p pedig a p talpfeszültségtől függően a következőképpen veendő fel:

p =	150–200	250–300	350–400 kN/m²
k_p =	0,30	0,35	0,40

Ha a cseretalaj a kétrétegű tömörítéssel kapcsolatban készül, vastagságát az szabja meg, hogy a természetes talajt tömörítő gépnek mekkora a z_h hatásmélysége. Ha ugyanis H a $\sigma_z < p_{kr}$ feltétel teljesítéséhez szükséges összvastagság, akkor a talajcsere szükséges vastagsága: $h_t = H - z_h$. Vastagságának megállapításakor figyelembe kell természetesen vennünk az alsó, természetes talaj felszínének várható süllyedését is.

2.6.4. Alapozás döngölt munkagödörben

Ez a módszer a felszíni tömörítés egyik különleges változata. Tömeges alkalmazásáról csak a 70-es évek közepe óta beszélhetünk. Előszeretettel használják mezőgazdasági épületek alapozásához (részben azért is, mert vízszintes erők felvételére is alkalmas), de ma már — viszonylag gyakran — lakó- és ipari épületek alapozásához is. Az egyéb felszíni tömörítési módszerhez hasonlóan csak az I. típusú területeken van létjogosultsága, II. típusú területeken csak akkor, ha a $(\sigma_z + \sigma_g)$-ből eredő roskadás mértéke és területi eloszlása nem veszélyezteti az épületet.

2.6.4.1. A döngölt munkagödör kialakítása

A módszer abban különbözik a döngölőlapokkal végzett tömörítéstől, hogy a döngölő keresztmetszetének alakja és méretei az alapéval egyeznek meg. A döngölésnek így kettős célja van:

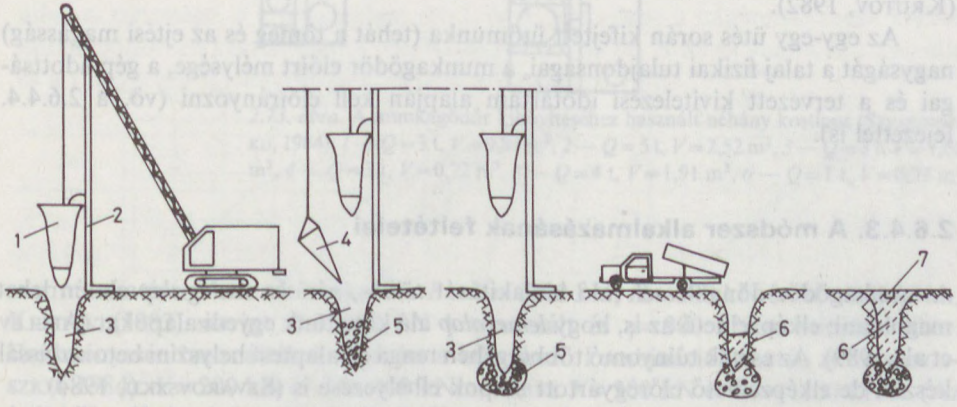
— a munkagödör kialakítása és

— az alapozási sík alatt fekvő talajtömeg tömörítése.

A módszernek két változata van. Az első szerint eljárva az alapok alatt tömörített kéreg alakul ki, az előzőekben ismertetett módon. A másik módszer abból áll, hogy a döngöléssel kibővített munkagödörbe durva szemcséjű anyagot (salakot, homokos kavicsot, zúzottkövet) öntenek, és ezt — ugyanazzal a döngölővel — a leendő alap alatti talajtömegbe döngölik be, nagy teherbírású hagymát alakítva ki ezzel. Az utóbbi eljárás munkafolyamatát a *2.72. ábra* mutatja be.

A munkagödör ilyen módon való megfelelő kialakítását a talaj víztartalmának az optimálistól való eltérése és az alacsony léghőmérséklet nehezíti meg.

Ha a talaj *száraz*, a munkagödör környezetében repedések jelennek meg, és a gödör fala — még a végleges méret kialakítása előtt — beomolhat. Egy próbadöngö-



2.72. ábra. A szélesített talppal készített döngölt munkagödör építési technológiája (KRUTOV, 1982); *1* kos, *2* vezetősin, *3* munkagödör, *4* tartály durva szemcséjű anyaggal, *5* durva szemcséjű anyag, *6* beton, *7* kehely

lés során pl. DONDÜS (1976) megfigyelte, hogy a repedések először merőlegesek a gödör falára, később viszont azzal párhuzamosak; a repedéshálózat ilyen jellegű kialakulása után gyakori volt a kagylósodás. (Ezt elvétve akkor is megfigyelték, ha w az optimális érték közelében volt.) Ez a jelenség különösen akkor veszélyes, ha az alapra jelentős vízszintes erők fognak hatni. Védekezni úgy tudunk ellene, hogy *a)* a talajt előzetesen — akár a teljes építési területen, drénező furatokon keresztül (GALAKTIONOV et al., 1986) — vagy döngölés közben nedvesítjük, *b)* az oldalfalakat utólag tömörítjük, ha fellazulást észlelünk.

Ha a talaj *nedves*, a kosra tapad (nagy w esetén a gödör be is omolhat), ezért időnként homokot vagy salakot kell szórni a munkagödörbe.

A repedések kialakulásának megakadályozása (ezzel az ejtési magasság növelése, a kivitelezési idő csökkentése) céljából a gödör falát vasalni is lehet (BAGDASZAROV et al., 1987).

2.6.4.2. A döngölő műszaki adatai

A döngölőt fémlemezekből célszerű kialakítani, a lemezek által határolt teret betonnal töltve ki.

A döngölő (kos) mozgatását általában darus exkavátorral vagy traktorral oldják meg. Mivel adott méretű munkagödröt kell kialakítani, vezetést biztosító fémrúdra is szükség van.

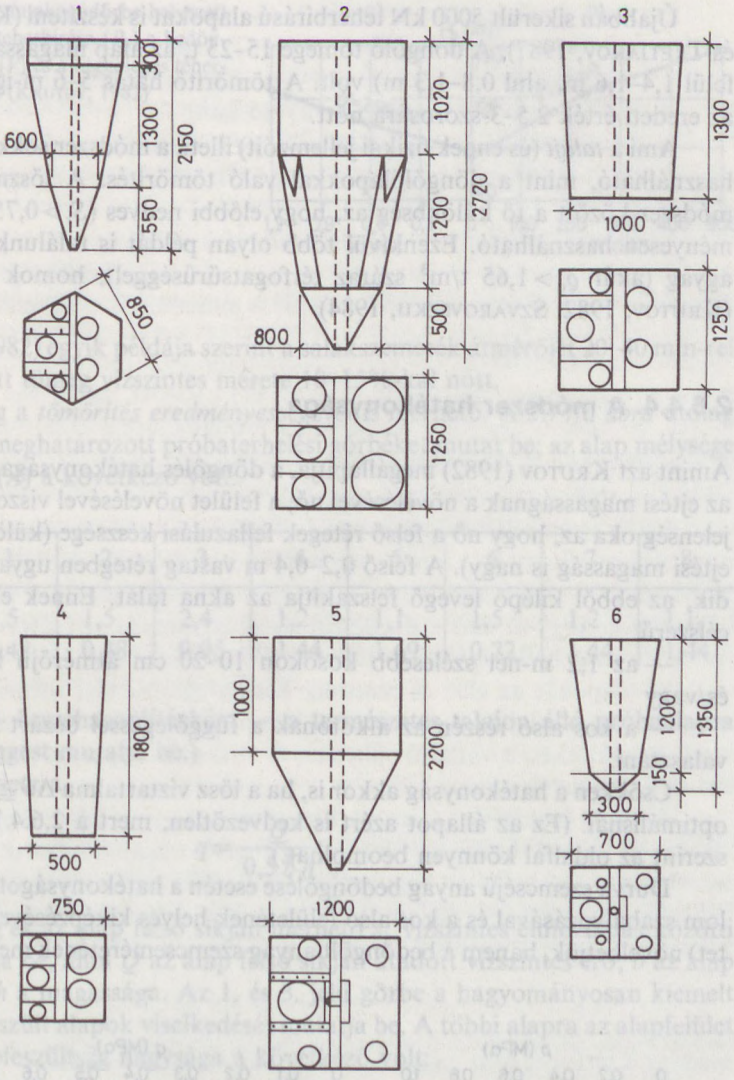
A kos keresztmetszetének alakja és méretei a tervezett alapéval egyeznek meg. Lehet négyzet vagy hatszög alakú, de leggyakoribb a téglalap (hosszabbik oldala a vízszintes erő irányára merőleges). Néhány példát a *2.73. ábra* mutat be. Mindegyik közös sajátossága, hogy — a tömörítés hatékonysága és a viszonylag nagy mélység elérésének biztosítása érdekében — oldallapjuk ferde (általában 1 : 5–1 : 15 hajlású). Egyik oldallapjuk függőlegesen is kialakítható, ha az alap közelében vezetékek húzódnak (DONDÜS, 1976). Ami a kónikus alap alkotójának a függőlegessel bezárt hajlásszögét illeti, ezt 60–90°-ra kell választani, ha szemcsés anyagot kell bedöngölni (KRUTOV, 1982).

Az egy-egy ütés során kifejtett ütőmunka (tehát a tömeg és az ejtési magasság) nagyságát a talaj fizikai tulajdonságai, a munkagödör előírt mélysége, a gép adottságai és a tervezett kivitelezési időtartam alapján kell előirányozni (vö. a 2.6.4.4. fejezettel is).

2.6.4.3. A módszer alkalmazásának feltételei

A munkagödör döngöléssel való kialakítását *tömb-*, *sáv-* és *szalagalap* esetén lehet megoldani; elképzelhető az is, hogy *lemezalap* alá készítünk egyedi alapokat (ABELEV et al., 1989). Az esetek túlnyomó többségében maga az alaptest helyszíni betonozással készül, de elképzelhető előregyártott alapok elhelyezése is (SZVAROVSZKIJ, 1984).

A *teher* oldaláról a módszer felhasználásának az alapra ható függőleges és vízszintes teher, valamint a nyomaték nagysága szab korlátokat. BOZSKO et al. (1977)



2.73. ábra. A munkagödör kibővítéséhez használt néhány kostípus (Szvarovszkij, 1984); *1* — $Q=3$ t, $V=0{,}84$ m^3, *2* — $Q=5$ t, $V=2{,}52$ m^3, *3* — $Q=3$ t, $V=1{,}66$ m^3, *4* — $Q=3$ t, $V=0{,}72$ m^3, *5* — $Q=4$ t, $V=1{,}91$ m^3, *6* — $Q=1$ t, $V=0{,}23$ m^3

szerint a határértékek a következők: $P=V=1500$ kN, $H=300$ kN és $M=800$ kNm, Krutov (1982) szerint $P=2000$ kN koncentrált és $q=300$ kN/m vonalas teher. Eredményesen használták az eljárást a következő kombinációk esetén is (Szvarovszkij, 1984): $V=200$ kN és $M=400$ kNm, illetve $V=300$ kN és $M=1100$ kNm. (Az utóbbi esetben azonban az alapokra cölöprácsot helyeztek, alattuk 10 cm-es hézagot képezve ki.)

Újabban sikerült 5000 kN teherbírású alapokat is készíteni (KONSZTANTINOVSZKIJ és TRETJAKOV, 1987). A döngölő tömege 15–25 t, az alap magassága 5,5 m (átmérője felül 1,4–1,6 m, alul 0,8–1,3 m) volt. A tömörítő hatás 5–6 m-ig volt észlelhető, E_s az eredeti érték 2,5–3-szorosára nőtt.

Ami a *talajt* (és ennek fizikai jellemzőit) illeti, a módszer sokkal szélesebb körben használható, mint a döngölőlapokkal való tömörítés. A lösznél maradva: a két módszer között a fő különbség az, hogy előbbi nedves ($S_r > 0{,}75$) talajokra is eredményesen használható. Ezenkívül több olyan példát is találunk, amikor az altalaj agyag (akár $\varrho_d > 1{,}65$ t/m^3 száraz térfogatsűrűséggel), homok vagy feltöltés volt (KRUTOV, 1982; SZVAROVSZKIJ, 1984).

2.6.4.4. A módszer hatékonysága

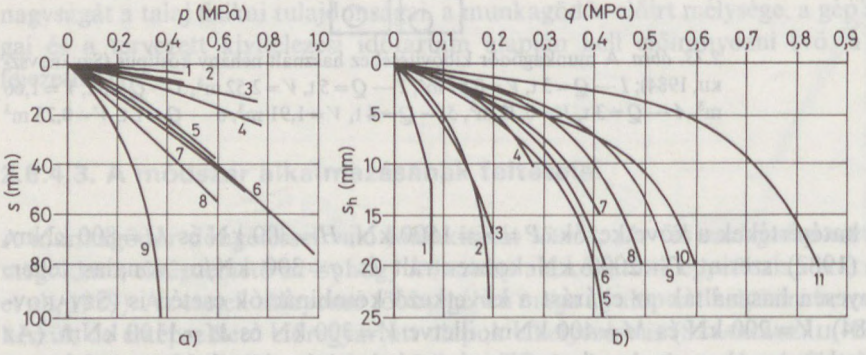
Amint azt KRUTOV (1982) megállapítja, a döngölés hatékonysága a kos tömegének és az ejtési magasságnak a növelésével nő, a felület növelésével viszont csökken. Utóbbi jelenség oka az, hogy nő a felső rétegek fellazulási készsége (különösen akkor, ha az ejtési magasság is nagy). A felső 0,2–0,4 m vastag rétegben ugyanis légpárna képződik, az ebből kilépő levegő felszakítja az akna falát. Ennek elkerülése érdekében célszerű

— az 1,2 m-nél szélesebb kosokon 10–20 cm átmérőjű lyukakat kiképezni, és/vagy

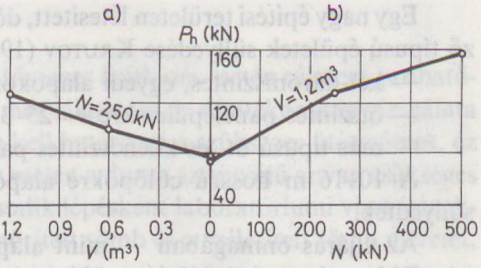
— a kos alsó részén az alkotónak a függőlegessel bezárt hajlásszögét nagyra választani.

Csökken a hatékonyság akkor is, ha a lösz víztartalma $\Delta w \geqq 3$–4%-kal kisebb az optimálisnál. (Ez az állapot azért is kedvezőtlen, mert a 2.6.4.1. fejezetben írottak szerint az oldalfal könnyen beomolhat.)

Durva szemcséjű anyag bedöngölése esetén a hatékonyságot nemcsak a víztartalom szabályozásával és a kos alsó felületének helyes kiképzésével (l. a 2.6.4.2. fejezetet) növelhetjük, hanem a bedöngölt anyag szemcseméretének megfelelő megválasztá-



2.74. ábra. Kibővített munkagödörbe helyezett alapok próbaterhelésének eredménye (KRUTOV, 1982); *a)* süllyedés, *b)* vízszintes elmozdulás az alap felső élén



2.75. ábra. A kibővített munkagödörbe helyezett alap vízszintes értelmű teherbírása (P_h) a bedöngölt salak térfogatának (V) és a függőleges tehernek (N) a függvényében (KRUTOV, 1982)

sával is. KRUTOV (1982) egyik példája szerint a salakszemcsék átmérőjét 20–40 mm-rel növelve a tömörített tömeg vízszintes mérete 10–15%-kal nőtt.

A hatékonyság a *tömörítés eredményességével* is mérhető. A *2.74/a ábra* utólag elárasztott talajon meghatározott próbaterhelési görbéket mutat be; az alap mélysége (h) és alsó felülete (A) a következő volt:

Jel:	1	2	3	4	5	6	7	8
h (m)	1,5	1,5	2,4	1,2	1,1	1,5	1,2	1,1
A (m^2)	0,48	0,48	0,95	1,44	1,69	0,72	1,44	1,44

(A 9. jelű görbe — összehasonlításként — a természetes talajon álló próbaalapra kapott p, s összefüggést mutatja be.)

Az ábra *b* részlete a

$$q = \frac{Q}{0{,}5\,\bar{b}\,h}$$

vízszintes feszültség és az alap felső síkján mérhető s_h vízszintes elmozdulás közötti összefüggést mutatja be, ahol Q az alap felső síkján átadott vízszintes erő, $\bar{b}$ az alap átlagos szélessége, h a magassága. Az 1. és 3. jelű görbe a hagyományosan kiemelt munkagödörben készült alapok viselkedését mutatja be. A többi alapra az alapfelület és a függőleges talpfeszültség nagysága a következő volt:

Jel:	2	4	5	6	7	8	9	10	11
A (m^2)	0,75	1,70	0,75	1,70	1,70	0,75	0,75	0,75	0,75
p (kPa)	0	300	200	500	600	200	400	400	600

A görbék jól érzékeltetik, hogy *a)* a vízszintes elmozdulás p növelésével csökken, *b)* a tömörítés jelentős mértékben csökkenti s_h-t.

A *2.75. ábra* azt érzékelteti, hogy a vízszintes értelmű teherbírás hogyan növekszik a bedöngölt salak térfogatával (*a*) és a függőleges teherrel (*b*). A gödör mélysége $h=2$ m, az alap átmérője alul 0,80, felül 0,95 m volt.

Egy nagy építési területen létesített, döngölt munkagödörben alapozott különböző típusú épületek süllyedése KRUTOV (1982) adatai szerint a következő volt:

— két-háromszintes, egyedi alapokon álló vázas épületekre $s = 10–20$ mm,

— ötszintes panelépületekre $s = 25–35$ mm,

— más típusú öt- és kilencszintes panelépületekre $s = 12–40$ mm.

A 10–16 m hosszú cölöpökre alapozott 10–16 szintes épületek 10–80 mm-t süllyedtek.

Az eljárás önmagában — mint alapozási módszer — is igen hatékony, mert *a)* a földmunka az 1/4–1/6-ára csökken, *b)* a talaj határfeszültsége jelentős mértékben megnő, *c)* a σ_z-re bekövetkező roskadás a minimumra csökkenthető.

2.6.4.5. Tervezési irányelvek

A döngölt munkagödörben kialakítandó alapozási rendszert a 2.6.4.1.–2.6.4.4. fejezetekben írottak alapján kell megtervezni.

A gép típusáról és műszaki paramétereiről, valamint a munkagödör elkészítésének módjáról (hogy ti. durva anyag bedöngölésével vagy anélkül készüljön-e) a teher nagysága és a talaj fizikai jellemzői alapján kell döntenünk. A kos tömegét úgy kell felvennünk, hogy az ennek megfelelő statikus nyomás ne legyen kisebb 30 kPa-nál, szélesített alap esetén pedig 50 kPa-nál (KRUTOV, 1982).

Az alapokat az első és második határállapotra kell méretezni, vagyis ki kell számítanunk a talajtöréssel szembeni biztonságot, a vízszintes erővel szembeni állékonyság mértékét, a várható süllyedés és roskadás nagyságát, valamint a vízszintes erő és a nyomaték okozta billenést.

Ha nagy teherbírást akarunk biztosítani, vagy ha jelentős vízszintes erő hat az alapra, az alapot kiszélesített talppal kell terveznünk. ABELEV et al. (1989) szerint a teherbírás az alul beépített hagyma V térfogatával vegyes másodfokú parabola szerint változik; egy építési területen pl. az alap által felvehető N *függőleges* erő V-vel a következők szerint változott:

$$N = 488 + 870\,V + 211\,V^2,$$

eszerint a térfogat igen nagy mértékben növeli a teherbírást.

A mérések szerint az egyik építési területen már $V = 0{,}50–0{,}65$ m^3 térfogatú hagyma is 1,5–1,7-szeresére növelte az alap által felvehető *vízszintes* erőt.

Nagy tömegű kost ($Q = 20$ t) alkalmazva és $V = 20$ m^3 térfogatú (!) hagymát kiképezve a tömörített zóna mélysége az egyik munkaterületen 6,5 d_e, átmérője 5,2 d_e-re adódott a mérések szerint (ABELEV et al., 1989), ahol d_e a döngölő alsó átmérője.

Folyamatos falak alatt az alapok minimális távolsága 0,8 b, ill. 0,5 b akkor, ha a munkagödröt alaponként készítik (b a munkagödör átlagos szélessége). Ha durva szemcséjű anyag bedöngölését írjuk elő, a minimális távolság 3 b. Ha süllyedési hézagot képezünk ki, ez alá alap nem kerülhet.

2.6.4.6. Kivitelezés

Jelentős értéket képviselő épületek és/vagy tömeges építkezés esetén célszerű próbatömörítést végezni, elsősorban a technológia megválasztása és a hatékonyság vizsgálata céljából (KRUTOV, 1982). Ennek során meg kell határozni a szükséges ütésszámot, az optimális ejtési magasságot, szélesített alap esetén a durva szemcséjű anyag szükséges tömegét és a rétegenkénti ütésszámot. Második lépésként laboratóriumi vizsgálatokkal, ill. vizuálisan meg kell határozni a tömörített tömb és a szélesített tömb méretét, valamint a talaj fizikai jellemzőit.

Az alap várható viselkedésére csak próbaterhelésekből következtethetünk. Ennek során vizsgálhatjuk a függőleges és vízszintes teher, a nyomaték és az excentricitás hatását, a talajnak mind természetes, mind utólag (vagy előzetesen) elárasztott állapotában. Erre vonatkozó példát DONDÜS (1976) cikkében talál az olvasó.

Az alapot közvetlenül a munkagödör kidöngölése után kell elkészíteni. Ha az alapok széle közötti távolság kisebb 0,8 *b*-nél, az alapokat egyenként kell elkészíteni, hét napot várva a betonozás után. Eljárhatunk úgy is, hogy a „közbenső gödröket" salakkal töltjük ki, hogy a szomszédos gödrök kidöngölésének dinamikus hatása ellen védve legyenek (KONSZTANTINOVSZKIJ és TRETJAKOV, 1987).

Meglévő épületek közelében biztosítanunk kell, hogy ezeket káros dinamikus hatás ne érje. SZVAROVSZKIJ (1984) pl. arról számol be, hogy egy 4–12 m-re lévő épületen a Medvegyev-skála szerinti 12 ball intenzitást mértek, ezért az ejtési magasságot 7–8 m-ről 3–4 m-re kellett csökkenteniük.

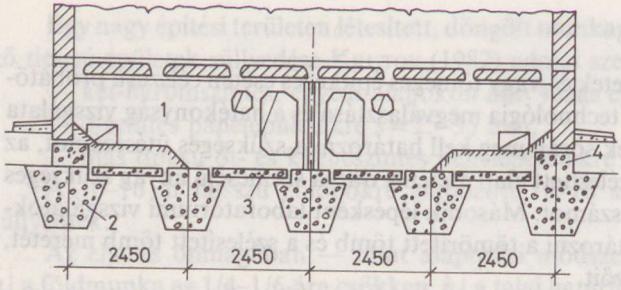
2.6.4.7. Példák

Mivel viszonylag új eljárásról van szó, nem lesz érdektelen BOZSKO et al. (1977) nyomán két erre vonatkozó példát megismernünk.

1. példa. A feladat egyszintes, 18,6–21,0–24,0 m támaszköző mezőgazdasági keretépületek alapozása volt. Mivel a vízszintes teher igen jelentős (a függőleges teher

2.8. táblázat. Döngölt munkagödörben mezőgazdasági épületekhez készített döngölt alapok méretei (BOZSKO et al., 1977)

Épület	Terhek						Alapok méretei		
	1. variáns			2. variáns			Keresztmetszet		Magasság (m)
	N (kN)	*Q* (kN)	*M* (kN · m)	*N* (kN)	*Q* (kN)	*M* (kN · m)	alul	felül	
Támaszköz 18,6 m	150	120	–	–	–	–	0,6 · 0,8	0,9 · 1,2	1,5
Támaszköz 21 m	180	150	–	–	–	–	0,6 · 1,2	0,9 · 1,5	1,5
Monoblokk 6 · 24 m-es oszlophálózattal									
külső sor	141	205	287	186	231	257	0,4 · 0,6	1,6 · 1,8	2,8
belső sor	57	36	407	72	89	103	0,4 · 0,6	1,4 · 1,6	2,0



2.76. ábra. Ötszintes panelépület harántfalainak alapozása kidöngölt munkagödörben készített alapokon (Bozsko et al., 1977); *1* falpanelok, *2* alap, *3* vb. padozat, *4* beton alátámasztás

80–120%-a!), a hagyományos tömbalapozás nagyméretű alapokat és jelentős földmunkát igényelt volna.

Az alapozási költségek csökkentése érdekében döngölt munkagödröket készítettek. Ezek méretét, valamint a megfelelő terheket a *2.8. táblázat* tünteti fel. Így egy-egy alap térfogatát 2,22–9,15 m^3-ről 1,2–3,2 m^3-re sikerült csökkenteniük.

A telített talajon álló kísérleti alapok 400 kPa-ra 1–2 cm-t, 500 kPa-ra 1,5–4,0 cm-t süllyedtek, és 300–500 kPa talpfeszültség mellett 150–270 kN vízszintes erőt tudtak felvenni. Az egyik 24 m támaszközű csarnok telített talajra helyezett alapjai $V = 140$ kN és $H = 250$ kN teher hatására 8,4 mm vízszintes elmozdulást szenvedtek. A döngölővel többlettömörítést végezve ugyanez az elmozdulás csak $H = 325$ kN-ra következett be.

A vizsgált területen 2,5 m magas, rétegesen tömörített ($\varrho_d = 1{,}55$–$1{,}60$ t/m^3) feltöltés készült, a döngölést ebben végezték. Mivel a víztartalom $\Delta w = 3$–4%-kal kisebb volt w_{opt}-nál, a talajt — az alap méreténél 0,4–0,6 m-rel szélesebb sávban — előzetesen nedvesítették. Az 1,2–1,5 m mély gödrökből műszakonként 20–30, a 2,0–2,8 m mély gödrökből 10–15 készült el.

2. példa. A feladat 9,8 × 96 m alapterületű ötszintes panelépületek alapozása volt. Az altalajt 6–7,5 m vastag lösz képezi, alatta vízzel telített homok fekszik. A 3,2–6,4 m távolságban tervezett harántfalak terheit eredetileg 7–8 m hosszú cölöpökkel kívánták a homokra hárítani.

Az új változat szerint a falak alá öt-öt, döngölt munkagödörben kialakított tömbalap került. A gödör mélysége a tehertől (600–750–800 kN) függően 1,0–1,2–1,5 m volt. Az alapozási rendszert a *2.76. ábra* mutatja be.

A döngölő keresztmetszete alul 0,8 × 0,8 m^2, felül 1,6 × 1,6 m^2, magassága 1,6 m (ezen belül a ferde szakasz magassága 1,2 m), tömege 6,2 t volt, az ejtési magasság pedig 5–7 m. Az 1,0–1,5 m mély gödrök kialakításához 24–40 ütés volt szükséges.

A talaj víztartalmát $\Delta w = 7$–8%-kal kellett növelni, amit felszíni elárasztással vagy 1,5–2,0 m mély fúrások segítségével oldottak meg.

Az eredetileg tervezett mélyalapozáshoz viszonyítva az alapozás költsége 23%-ra, a beton mennyisége 61%-ra, az acél mennyisége 30%-ra csökkent.

2.6.5. A lösz előzetes elárasztása

2.6.5.1. A módszer felhasználásának lehetőségei és módozatai

Az előzetes elárasztás célja a roskadás építés előtti kiváltása. A módszer alapkoncepciója azonos a térfogatváltozás (pontosabban a duzzadás) elleni védekezés egyik módozataként használatos elárasztás alapgondolatával (vö. az 1.5.3.3. fejezettel).

A Szovjetunióban — épületek állagának megóvása céljából — 1931/32-ben végeztek először árasztást (Abelev, 1948). Az Egyesült Államokban földcsatornák és gátak védelmére használják; a San Joaquin-völgyben pl. a leendő csatornarendszer helyén végzett előzetes elárasztással 3 m nagyságú roskadást idéztek elő (Holtz és Hilf, 1961).

A módszert kizárólag a II. típusú területeken célszerű alkalmazni, és ott is csak akkor, ha

— a mélyebben fekvő talajtömeg építés utáni telítődése valószínűsíthető, és

— az önsúlyra bekövetkező roskadás 15–30 cm-nél nagyobb (Krutov, 1982).

Mivel tömörödés (a roskadási hajlam nagymértékű csökkenése) csak azon sík alatt következik be, ahol $\sigma_g = z\varrho = p_{kr}$, a felső rétegek σ_z-re várható roskadása ellen is védekeznünk kell. Ebből az következik, hogy az előzetes elárasztás

— önmagában nem küszöböli ki teljes mértékben a roskadási veszélyt, és

— elsősorban akkor gazdaságos, ha az alapok felülete és/vagy a talpfeszültség nem nagy.

A hasznos feszültségre bekövetkező roskadás az átázott felső réteg kicserélésével, homokpárna beépítésével, a felső réteg vibrálásával vagy döngölésével küszöbölhető ki. Holtz és Hilf (1961) szerint úgy is eljárhatunk, hogy az elárasztott talajtömegen feltöltést alakítunk ki, amit csak közvetlenül az objektum építése előtt távolítunk el.

A kiegészítő védekezést annak tudatában kell megterveznünk, hogy az elárasztott talajtömeg felső részében az eredetinél kedvezőtlenebb állapot alakul ki: a roskadási hajlam nem csökken, a talaj szilárdsági és alakváltozási tulajdonságai viszont romlanak. Ha az árasztás befejezésétől az építés megkezdéséig elegendő idő áll rendelkezésünkre, a talaj természetes kiszáradására számíthatunk. Ez mind az esetleges döngölés hatékonysága, mind a várható alakváltozások nagysága szempontjából kedvezőbb feltételeket teremt, így az elárasztás — mint védekezési módszer — gazdaságossága és megbízhatóságának mértéke a rendelkezésre álló időnek is függvénye.

Magas (15–16 szintes), lemezre alapozott épületek esetében, amikor a hatásmélység 15–20 m is lehet, úgy is eljárhatunk, hogy a félig kész vagy kész épület alatt újból árasztunk. Ezzel a *kétlépcsős* árasztással kivédhetjük a lokális vízbeszivárgás káros hatását, hiszen a második árasztáskor már σ_z is „működik" (Zaborotnij, 1987).

Az árasztás robbantással is kombinálható (l. a 2.6.5.6. fejezetet).

2.6.5.2. Az előzetes elárasztás technológiája

Mivel az árasztás nemcsak védekezési, hanem vizsgálati módszer is, a technológia vonatkozásában az utóbbira vonatkozó szabályokból és megfigyelésekből kell kiindulnunk. Ezen túlmenően figyelembe kell vennünk azokat a tapasztalatokat és ajánlásokat is, amelyek az árasztáshoz mint védekezési módszerhez kapcsolódnak.

A *földmunka jellegét* illetően három esetet különböztethetünk meg:

— csak aknát létesítünk,

— az akna alapterületén belül furatokat is mélyítünk,

— az akna kerülete mentén függőleges réseket képezünk ki.

Az *aknát* a 2.3.4.1. fejezet irányelvei szerint kell kiképezni. A vizsgálat és a védekezés céljára mélyített aknák között csak az a különbség, hogy utóbbiak méretét úgy kell megválasztani, hogy egy esetleges későbbi vízelárasztás ellen az épület teljes tömege védve legyen.

Az akna alapterületén belül 10–25*d* távolságban elhelyezett és homokkal, kavicscsal, salakkal stb. kitöltött *furatok* a következő előnyökkel járnak (Krutov, 1982):

— egyenletesebb és gyorsabb roskadási folyamatot biztosítanak,

— csökken a víz oldalirányú terjedésének mértéke,

— a levegő eltávozásának feltételei javulnak,

— az árasztás beszüntetése után a víz könnyebben távozik el, így gyorsabban csökken a felső rétegek víztartalma (ami — többek között — a tömörítés hatékonysága szempontjából döntő jelentőségű).

A megfigyelések szerint a furatok 20–40%-kal csökkentik az időszükségletet, és 10–40%-kal növelik a kiváltott roskadás mértékét.

A 2.3.4.4. fejezetben írottak szerint a telítődött és az eredeti állapotú talajtömb között jelentős mértékű fékezőerők lépnek fel, így egy viszonylag széles sávban nem tudjuk kiváltani a teljes roskadást. Mivel az aknák méretének növelésére nincs mindig mód, ez ellen a káros jelenség ellen az akna kerületén kialakított *furat*sorok (l. a 2.3.4.1. fejezetet) vagy *rések* (l. a 2.6.5.6. fejezetet) segítségével védekezhetünk.

A *felhasznált víz* vonatkozásában annak eredete és nyomásviszonyai szerint kell különbségeket tennünk.

Az árasztáshoz az esetek túlnyomó többségében hálózati vizet használnak fel. Ettől eltérő, érdekes megoldást ismertet Zabolotnij (1961). Egy leendő szálloda területének rendezése során csészealjszerű mélyedést hoztak létre, amelyre két év alatt 1326 mm csapadék hullott. A felszínen összegyűlő csapadékvizet furatok segítségével juttatták a mélyebben fekvő rétegekbe. A víz beszivárgását a felszínen kialakuló repedések is segítették. Ilyen módon 292 mm roskadást sikerült kiváltaniuk.

Mivel az aknában a vízoszlop magassága mindössze 60–80 cm, a szivárgás során kialakuló hidraulikus gradiens alig nagyobb $i = 1$-nél. Ennek az a következménye, hogy egy bizonyos mélységben a túlnyomás zérus lesz, és a szivárgási folyamat megáll. A mélységi hatás növelésére és az időszükséglet csökkentésére Grigorjan (1968) a következő lépésekből álló módszert dolgozta ki:

— a talajba 25–40 cm átmérőjű, 3 × 3 m-es hálózatban telepített lyukakat kell fúrni,

— ezekbe csőzárral ellátott csövet kell tenni, alájuk drént elhelyezve,

— a csövek rögzítése érdekében környezetüket ki kell betonozni, majd
— a csőbe 2–4 atm nyomással (vízszivattyú segítségével) vizet kell vezetni, ezt követően pedig
— a csőzárat ki kell emelni, és a furatot helyi anyaggal betömni.

A módszer felhasználásának első évtizedeiben úgy vélték, hogy az optimális feltételeket *folyamatos árasztással* lehet biztosítani. Jelenleg — KRUTOV et al. (1980) kutatásai alapján — az a nézet uralkodik, hogy az árasztást időnként szüneteltetni kell, hogy a maximális roskadás kiváltásához szükséges telítettségi fok ($S_r < 1$) kialakuljon (vö. a 2.3.3.5. fejezettel).

A technológia eredményességének az is alapfeltétele, hogy az árasztást a megfelelő időben (és ne előbb) *fejezzük be*. Erre az időpontra nem lehet egyértelmű előírásokat tenni, mert sok tényezőtől függ, pl. a még várható (utólagos) roskadás nagyságától és ennek vízszintes értelmű eloszlásától (amire a mérésekből következtethetünk), az árasztás befejezési és a felszíni döngölés, valamint az építés megkezdése között eltelt (rendelkezésre álló) időtől. Irányelvként itt is elfogadható a roskadás sebességére vonatkozó megkötés (az ti., hogy 1 mm/napnál) kisebb legyen, de célszerű úgy eljárnunk — ha nagyobb területről van szó —, hogy a befejezés időpontját az első vizsgálatokkal és objektumokkal szerzett tapasztalatok alapján állapítjuk meg.

2.6.5.3. Az előzetes elárasztás tervezése

A tervnek a következő adatokat és előírásokat kell tartalmaznia (KRUTOV, 1982):
— a tömöríteni kívánt területet,
— az aknák elkészítésének módját,
— az árasztás metodikáját,
— a vízoszlop magasságát, a víz várható mennyiségét és a vízhozzávezetés módját,
— az elérni kívánt roskadást,
— az árasztás és a stabilizáció várható időtartamát,
— a mérőbélyegek elrendezését, valamint
— a felső rétegek tömörítésére (vagy cseretalaj beépítésére) vonatkozó előírásokat.

Az előzetes elárasztás célja a roskadási hajlam teljes megszüntetése. Ezt a célt — a „fékező erők" fellépése miatt — csak úgy tudjuk elérni, ha az akna vízszintes méreteit megfelelően nagyra választjuk. A szovjet tervezési gyakorlatban az akna minimális szélességét (b_a) és hosszát (l_a) a következők szerint veszik fel:

$$b_a = b_é + 0{,}6H\,, \tag{2.83}$$

$$l_a = l_é + H\,, \tag{2.84}$$

ahol $b_é$ és $l_é$ az épület szélessége, ill. hossza, H pedig a roskadásra hajlamos réteg vastagsága.

Ha a méretek túlságosan nagyra adódnának, vagy az oldalirányba szivárgó víz a szomszédos épületeket veszélyeztetné, furatsorok vagy rések mélyítése célszerű (vö. a 2.6.5.2. fejezettel).

Az aknák elkészítése, az árasztás metodikája, a vízoszlop magassága és az aknán belül esetlegesen mélyített furatok vonatkozásában a 2.3.4.1. és a 2.6.5.2. fejezetben írottakat kell figyelembe vennünk.

A vízszükséglet meghatározásakor a következőkből kell kiindulnunk (KRUTOV, 1982):

— a teljes rétegösszletben $S_r = 0{,}8$ legyen;

— a víz oldalirányú szétterjedését a függőlegessel 35°-ot bezáró egyenes határolja le durvább és 50°-ot bezáró egyenes finomabb szemcséjű talajban, és ebben a tartományban S_r 0,8-ról a természetes S_r-ig csökken.

A szükséges vízmennyiség a következő képletből számítható:

$$Q = \frac{(0{,}8\, w_t - w)\, \varrho_d}{\varrho_v} (V_1 + V/2), \tag{2.85}$$

ahol w_t az $S_r = 1$-hez tartozó, w a természetes víztartalom, V_1 $(= b_a\, l_a\, H)$ a talaj térfogata az akna alatt, V az aknán kívül fekvő talaj térfogata.

Az elérni kívánt roskadást a laboratóriumi kísérletek (l. a 2.3.3.2. fejezetet) vagy a korábbi helyszíni kísérletek alapján kell megadni. Az árasztás és a stabilizáció várható időtartamának vonatkozásában a 2.3.4.1. és a 2.6.5.2. fejezetben írottak mértékadók.

A 2.3.4.1. fejezetben említett mérőbélyegek elhelyezésének célja nemcsak a roskadás folyamatának ellenőrzése, hanem az is, hogy a területen végzett későbbi árasztásokhoz is adatokat nyerjünk.

A felső rétegek tömörítésére és az esetleges talajcsere készítésére vonatkozó tudnivalókat a 2.6.3. fejezetben találja meg az olvasó.

Törekednünk kell arra is, hogy a vízmennyiséget, a talajvíz emelkedésének mértékét és a stabilizációs időt csökkentsük, pl. furatok, rések lemélyítésével, megfelelő vízadagolás előírásával (KRUTOV, 1987).

A tervezőnek azt is figyelembe kell vennie, hogy az árasztási folyamat során a felszín egyes pontjai mind függőleges, mind vízszintes értelemben elmozdulnak. Az akna alatt és mellett roskadási tölcsér alakul ki, amely veszélyeztetheti a *szomszédos épületeket* (l. a 2.3.4.3. fejezetet).

A vízzel telített talaj szilárdsági és alakváltozási jellemzői a 2.4.1.3. fejezet alapján ítélhetők meg, célszerű azonban ezek pontosabb megismerésére laboratóriumi és/vagy helyszíni vizsgálatokat is előírni.

2.6.5.4. Az előzetes árasztás kivitelezése és ellenőrzése

Az akna, az esetleges furatok, furatsorok vagy rések elkészítése, a vízvezeték kiépítése után az árasztást folyamatosan (vagy az előírt megszakításokkal), a tervekben előírt időpontig kell végezni.

Az egymás közelében lévő aknákat lehetőleg egyszerre kell árasztani, hogy repedések ne keletkezzenek. Meredek terepen célszerű az árasztással alulról felfelé haladni, mert így a repedések nagymértékben bezáródnak.

Az árasztás során a 2.3.4.1. fejezetben leírt mennyiségeket kell mérni (vízmennyiség, roskadás, repedések helye és mérete). A telítődés ellenőrzésére az akna kerülete mentén időnként furatokat kell lemélyíteni és méterenként zavartalan mintát venni. Az árasztást csak akkor lehet megszüntetni, ha legalább 0,8 H vastagságú réteg nedvesedett át, figyelembe véve természetesen az előírt stabilizációs kritériumot is. A mérőbélyegeken a leolvasásokat az árasztás befejezése után is folytatni kell addig, amíg a felső rétegek döngölését vagy a talajcsere kialakítását el nem kezdik.

Az árasztást követően a réseket talaj és víz keverékével ki kell tölteni, 0,1–0,2 m^3 talajra 1 m^3 vizet számítva.

Az árasztás eredményességét a következőképpen kell ellenőrizni (Krutov, 1982):

— a mérőbélyegeken mért mennyiségekből;

— az akna 1 m^2-ére eső víz mennyiségéből;

— a telítettségi fokból (hogy ti. $S_r \geq 0{,}8$);

— az elárasztott tömegben mért száraz térfogatsűrűségből és fajlagos roskadásból.

2.6.5.5. Példák

Az irodalom szerint az előzetes elárasztás mint védekezési módszer — kevés kivételtől eltekintve — eredményes. A számos példa közül — Krutov (1982) nyomán — lássunk itt kettőt, elsősorban annak illusztrálására, hogy a helyszíni adottságok, valamint a kivitelezési hibák milyen nemkívánatos jelenségeket idézhetnek elő.

1. példa. Zaporozsében a $H = 20$ m vastag lösz-összletet 7,3 és 9,3 m, valamint 15,9 és 17,7 m között iszap szakítja meg. A talajvíz −21 m-en mozog. Az önsúlyra bekövetkező roskadás a vizsgálatok szerint 300–400 mm.

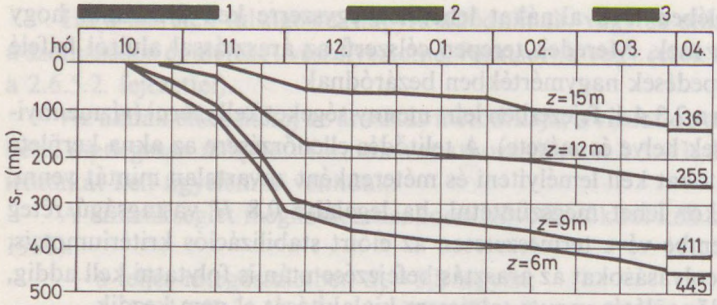
Az ötszintes panelépületek helyén két 16×56 m^2-es aknát képeztek ki, az egyenletes roskadás elérése céljából hosszirányban 11–21 m-rel, keresztirányban 2,5 m-rel túlnyújtva az épületeken. Az aknából 8 m mély, 250 mm átmérőjű furatokat mélyítettek, a széleken 2–3, középen 5–10 m-enként.

A roskadás 10–12 nap múlva indult meg, maximális sebességét (= 9 mm/nap) 1,5 hónap múlva érték el *(2.77. ábra)*, amikor az árasztás már szünetelt. A később eszközölt két újabb árasztás a roskadás sebességét nem növelte.

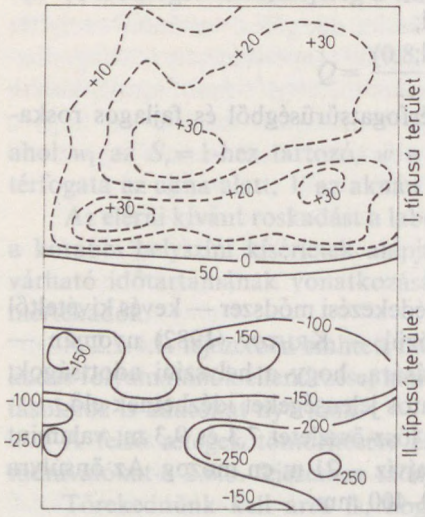
A mérőbélyegek szerint a roskadás −6 m-en kezdődött; 6 hónap alatt 400–486 mm-t mértek.

Az elárasztott talajtömegre 2 m vastag, tömörített feltöltést helyeztek. Az épület süllyedése a kivitelezés időtartama alatt egyenletes volt (42–44 mm). A mérőbélyegek tanúsága szerint a mozgást az alakváltozási zóna alatti rétegek alakváltozása idézte elő (vagyis folytatódott a σ_g-re bekövetkező roskadás).

A kivitelezés befejezése után a ház végfalánál 10 m mély, 400 mm átmérőjű furatokat mélyítettek, 16 nap alatt 500 m^3 vizet juttatva ezekbe. Megállapították, hogy a 11,5 m-en elhelyezett bélyeg ennek hatására 4 mm-t süllyedt, a felső 5,5 m



2.77. ábra. Egy előzetes elárasztás során különböző *z* mélységekben mért roskadások idősora (KRUTOV, 1982); *1, 2, 3* — árasztási etapok



2.78. ábra. Egy előzetes elárasztás során mért emelkedések (+) és roskadások (−) izometrikus vonalai (KRUTOV, 1982)

vastag réteg viszont nem szenvedett alakváltozást. Egy év múlva az épület süllyedése 88–106 mm volt, káros deformációkat nem észleltek.

2. példa. Herszonban, a vizsgált területen az 1. és 3. réteg roskadásra hajlamos lösz, a 2. és 4. réteg agyag. Az önsúlyra számított roskadás 3,8 és 30 cm között változott, ennek ellenére a teljes területet elárasztották, éspedig 10 × 10 m-es hálóban telepített, 200 mm átmérőjű és 11 m mély furatok segítségével.

A munkálatok során nem tartották be az alapvető előírásokat: az árasztást több hónapra megszakították, nem mérték rendszeresen a beadagolt víz mennyiségét, a roskadást és a rétegek — folyamatosan változó — jellemzőit. Ennek egyik következménye az volt, hogy a felhasznált víz mennyisége 3–4-szerese volt a számítottnak. Mivel alul vízzáró réteg volt, minden réteg teljes mértékben telítődött, a talajvíz a felszínig emelkedett, és két év alatt is mindössze 2–2,5 m-t süllyedt.

A roskadás nem volt egyenletes, sőt egyes helyeken a felszín megemelkedett *(2.78. ábra)*. A maximális roskadás 363 mm, a maximális emelkedés 56 mm volt.

Emelkedést ott észleltek, ahol a σ_g-ből számított roskadás kisebb volt 5 cm-nél. A többi helyen a számított és mért roskadás viszonylag jól egyezett, amit a következő adatok is bizonyítanak:

számított s_{rg}:	50–100	100–200	200–300	mm
mért s_{rg}:	10–130	110–186	170–276	mm

Az I. típusú területen a mérőbélyegek szerint a 4. réteg duzzadása idézte elő a mozgást. A II. típusú területen kezdetben szintén volt 10–20 mm emelkedés *(2.79. ábra)* — a 2. réteg duzzadása miatt —, de ezt a mélyebben fekvő rétegek roskadása kompenzálta. (Később a 4. réteg is duzzadt.) A 2.78. ábra szerint a mozgás igen egyenlőtlen volt, ami a rétegek eltérő fizikai jellemzőinek a következménye.

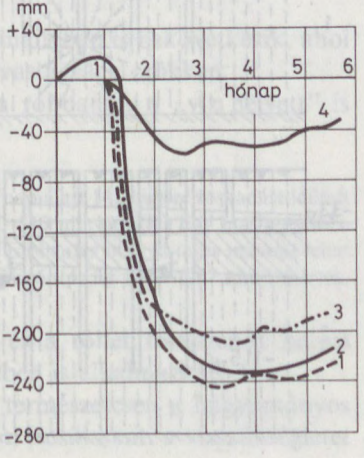
A káros jelenség oka KRUTOV (1982) szerint a víz túladagolása.

2.6.5.6. Robbantással kombinált előzetes elárasztás

A módszert I. M. LITVINOV fejlesztette ki; az ukrajnai löszön végzett első kísérletekre 1964-ben került sor.

Az eljárás lényege az, hogy a vízzel előzetesen elárasztott talajtömeg tömörségét — a potenciális roskadás egy részének bekövetkezését követően — viszonylag mélyen elhelyezett töltetek robbantási energiájával tovább növelik. A vizet furatokon át juttatják a talajba (aknát nem készítenek), a tölteteket pedig egy másik furatcsoport alsó részén helyezik el. A tömörítendő terület kontúrja mentén réseket képeznek ki, a fékezőerő részleges kiiktatása és a víz oldalirányú terjedésének korlátozása céljából.

A víz bejuttatására szolgáló, ún. *drénfuratok* kiosztása és kiképzésének módja ugyanaz, mint a hagyományos árasztás esetében, azzal a különbséggel, hogy állékonyságuk érdekében felső részükön egy 50 cm hosszú, a talajba horgonyzott fémcsö-



2.79. ábra. A 2.78. ábrán látható terület mélységi bélyegein mért emelkedések (+) és süllyedések (−); *1* — 3 m, *2* — 6 m, *3* — 8 m, *4* — 10 m

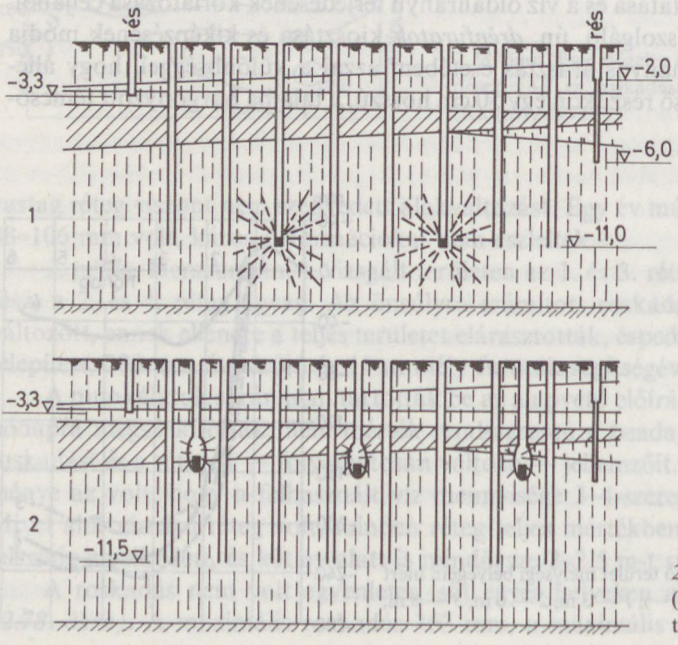
vet helyeznek el. Funkciójuk azzal bővül, hogy közvetlenül a robbantás előtt is feltöltik őket vízzel.

A *robbantó furatokat* 3,0–4,5 m oldalhosszúságú négyzetháló csomópontjain alakítják ki, átmérőjük 35–40 cm (l. később). A furatokat — a robbantás hatékonyságának növelése céljából — acélcsövekkel bélelik ki. Annak érdekében, hogy a csöveket vissza tudják nyerni, alsó 1,5 m-es szakaszukat gyenge hegesztéssel kapcsolják a felső szakaszhoz (LITVINOV, 1969).

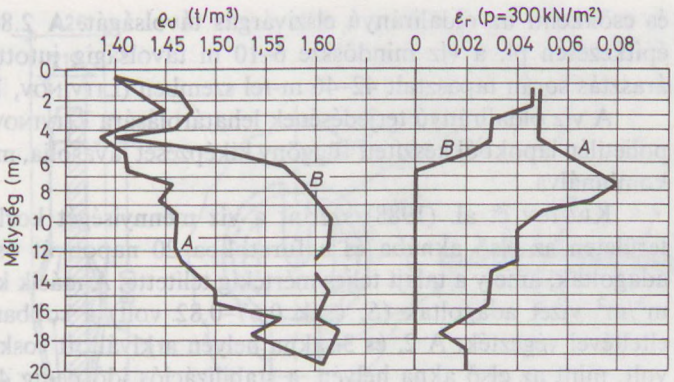
A terület kontúrja mentén kiképzett *rések* szélessége 20–35 cm, hosszuk általában 6 m (olyan területen is, ahol a lösz vastagsága 15–16 m). Megfelelő gépekkel 1 óra alatt 20 fm rés készíthető el (LITVINOV, 1968). Ha szükségesnek látszik (pl. az állékonyság biztosítása érdekében), a rések laza helyi anyaggal tölthetők ki.

A *töltetnek* vízállónak kell lennie (ilyen pl. a granulált ammonit). Lefojtása a fölé öntött, híg konzisztenciájú víz–talaj keverékkel oldható meg; a robbantást detonátorral célszerű kiváltani. A fojtás ellenére előfordulhat, hogy a furatból 10–20, esetenként 50 m magasságig víz–gáz keverék tör fel (LITVINOV, 1968).

A furatok és a rés kiképzésére a *2.80. ábra* mutat be példát. Az ugyanezen a területen a robbantás előtt, ill. után mért száraz térfogatsűrűségeket és fajlagos roskadásokat a *2.81. ábra* szemlélteti. Az első robbantási sorozatot 11 m, a másodikat 6 m, a harmadikat 11–12,5 m mélyen végezték. Amint azt a 2.80 ábrán is megfigyelhetjük, a −6 m-en végzett robbantás üregeket alakított ki (átmérőjük 1,0–1,3 m, magasságuk 1,2–1,5 m volt!), ami annak következménye, hogy a talaj itt viszonylag száraz maradt ($w \sim w_p$). (Ezt a veszélyt hivatott csökkenteni az az előírás, hogy a drénfuratokat robbantás előtt vízzel kell feltölteni.)



2.80. ábra. Példa két sorozatban (*1*, *2*) végzett kísérleti robbantásra (LITVINOV, 1966)



2.81. ábra. A száraz térfogatsűrűség és a fajlagos roskadás változása a 2.80. ábra szerinti robbantás hatására (LITVINOV, 1967); *A)* eredeti állapot, *B)* tömörítés utáni állapot

A *robbantásra* vonatkozóan a következőket célszerű betartani:

— a robbantást a kontúrvonal mentén kell kezdeni;

— a töltet h magasságának és d átmérőjének arányát célszerű minél kisebb ($d/h < 1–3$) választani, hogy a vízszintes irányú rezgési energia — a szomszédos épületre tekintettel — minél kisebb legyen (ez a követelmény a furat megfelelően nagy átmérőjével biztosítható);

— ha a közelben meglévő épület van, változó töltettömeggel próbarobbantásokat célszerű végezni; a legközelebbi furat és az épület széle közötti minimális L távolságot a töltet tömegétől függően a következők szerint lehet becsülni (LITVINOV, 1969):

töltet tömege (kg)	7	8	10
ép épületre L(m)	18	20	23
sérült épületre L(m)	31	34	38

A robbantással kombinált előzetes elárasztás előnyei a hagyományos elárasztáshoz viszonyítva a következők.

1. Tömörödés (ha nem is jelentős) abban a tartományban is bekövetkezik, ahol $\sigma_g < p_{kr}$ (lásd a 2.81. ábrát), ezáltal a felső laza zóna vastagsága csökken.

2. Az árasztás időtartama csökkenthető, mert a robbantás a „víz helyett" is tömörít.

A LITVINOV (1966) által leírt egyik esetben pl. az árasztás 29 nap alatt 142 mm-es roskadást idézett elő, az ezt követő három robbantási sorozatra ez 531, 619 és 800–815 mm-re nőtt. Egy másik esetben (LITVINOV, 1968) a 6,3 napig folytatott árasztás és a 0,2 napig tartó robbantás után (a teljes művelet tehát alig 7 napot vett igénybe!) a felszín 1000 mm-t süllyedt, egy hónap után pedig 1040–1267 mm-t mértek.

3. A viszonylag kis mélységű rés kiképzésével és a töltet tömegének helyes megválasztásával a módszer meglévő épületek közelében is alkalmazható.

4. A módszer szerves elemét képező rés (amely természetesen a hagyományos módszerrel is kombinálható) megszünteti a fékezőerőt, lecsökkenti a vízszükségletet

és csökkenti az oldalirányú elszivárgás távolságát. A 2.80. ábra kapcsán említett építkezésen pl. a víz mindössze 6–10 m távolságig jutott el, a rés nélkül végzett árasztás során tapasztalt 42–46 m-rel szemben (LITVINOV, 1966).

A víz oldalirányú terjedésének lehatárolására LITVINOV (1968) cölöpökből vagy polietilén lapokból készített függöny kiképzését javasolja, mindkét megoldást a réssel kombinálva.

KRUTOV et al. (1988) szerint a víz mennyiségét korlátozni lehet. Egy építési területen az első aknába és a furatokba 20 napon át összesen 22,7 m^3/m^2 vizet adagoltak, amely a talajt teljes mértékig telítette. A másik kettőben 14 nap alatt 15,5 m^3/m^2 vizet adagoltak (S_r csak 0,67–0,82 volt) a robbantást pedig csak 10 nap elteltével végezték. A 2. és 3. akna helyén a kiváltott roskadás 1,2–1,4-szer akkora volt, mint az első akna helyén, a stabilizációs idő pedig 45 napról 25-re csökkent.

2.6.6. Talajcölöpök

Talajcölöpökkel a *mélytömörítés* egyik módozata valósítható meg. A 30-as évek elején alkalmazták először, a talajfizika törvényszerűségeit felhasználó első kísérlet (1934) ABELEV nevéhez fűződik.

2.6.6.1. A talajcölöp felhasználásának lehetőségei

Mivel a furatot veréssel alakítják ki, és a talajcölöpök távolsága viszonylag kicsi, olyan masszív, tömör zóna alakítható ki, amelynek — az eredeti talajhoz viszonyítva — nagyobb a szilárdsága, kisebb az összenyomhatósága és zérushoz közeli a fajlagos roskadása.

Az eljárást az I. és II. típusú területen egyaránt felhasználhatjuk. Előnyei a következőkben foglalhatók össze.

1. Élőmunka- és időigénye kicsi, különösen akkor, ha megfelelő célgépeket állítunk be (vö. a 2.6.6.3. fejezettel).

2. A talajcölöpökkel — pl. a nehézdöngöléshez viszonyítva — nagy vastagságú tömörített talajtömeg alakítható ki. Így könnyen megoldható 9–10 szintes épületek alapozása is, mert a mértékadó σ_z-tartományban a roskadás veszélye kiküszöbölhető.

3. Az eljárás lehetővé teszi előregyártott alapok beépítését (GALICKIJ, 1970).

4. Jól használható keskeny, nagy vastagságú feltöltés tömörítésére (KRUTOV, 1977).

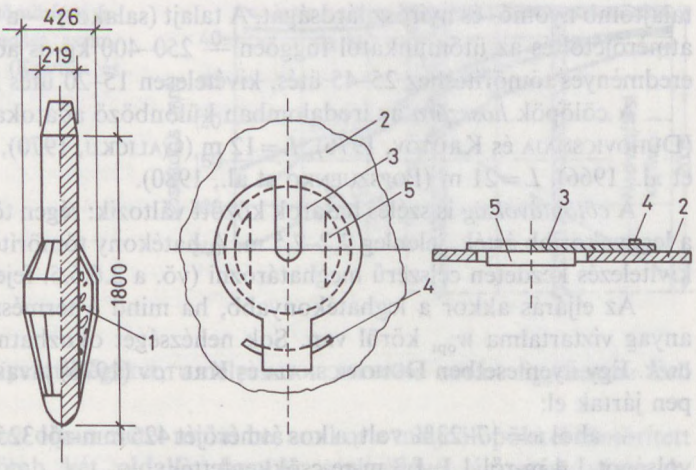
2.6.6.2. A talajcölöp-készítés technológiája

A talajcölöp készítése a következő fázisokból áll:

— furat készítése egy kos ejtegetésével,

— a furat kitöltése helyi (vagy egyéb) talajjal,

— a furatba töltött anyag tömörítése.



2.82. ábra. A BSZ-1 jelű verőcsúcs talajcölöpök készítéséhez (GALICKIJ et al., 1966); *1* beton, *2* fordítókorong, *3* kulcs a szár csavarozásához, *4* a lemezhez hegesztett ütköző, *5* a kulcshoz hegesztett ütköző

A furat aljára szemcsés talajt vagy salakot töltve ennek bedöngölésével a cölöp alján hagyma képezhető ki. Ha ennek térfogata 2,3–2,4 m^3, a lösz roskadékonysága egy 3,5 m átmérőjű gömbön belül megszűnik (KRUTOV, 1982).

A talajcölöpök készítésére *célgépeket* fejlesztettek ki.

A GALICKIJ et al. (1966) által leírt BSZ-1 jelű berendezéssel pl. 50–60 cm átmérőjű lyukakat lehetett kialakítani. A furat beomlását 1,5 m hosszú, 550 mm átmérőjű fém béléscsővel akadályozták meg. A szárak toldásához egy 600 mm átmérőjű, réssel ellátott fordítókorongot használtak; a tömörítést a parabola keresztmetszetű, a szárral együtt 2,5–3,2 t tömeget képviselő verőfejjel végezték *(2.82. ábra)*.

A 70-es évek végétől kezdve a furatokat többnyire darus exkavátorral képezik ki (KRUTOV, 1982). A tömörítő eszköz egy kiszélesített verőfejjel rendelkező, 5,5 m hosszú 0,4–0,8 m (alul 0,6–1,0 m) átmérőjű rúd. Belül betonnal van kitöltve, tömege 3–5 t. Az ejtési magasság kezdetben 4–5 m, amit 7–8 m-re növelnek. A tömörített zóna átmérője 2–3 m, a furatok átmérője 0,8–1,2 m, távolságuk 1,8–2,5 m (az előző bekezdésben említett gépnél ez a három adat 0,7–0,9 m, 0,5–0,6 m, ill. 1,0–1,3 m).

A kos átmérőjének növelésével a verés intenzitása csökken, csökkentésével viszont a furatok száma nő. Így KRUTOV (1982) szerint 3 tm ütőmunkához a 425 mm-es átmérő az optimális.

A cölöpök átmérője *robbantással* növelhető. A ma már csak elvétve használt eljárás abból áll, hogy a 80–85 mm átmérőjű furatokat robbantás segítségével 400–450 mm-re növelik, ezáltal a furattávolság csökkenthető. A módszernek több hátránya is van (GALICKIJ et al., 1966): nincs minden területen lehetőség a robbantásra, sokféle művelet kell (furat készítése a nedvesítés és a robbantás céljára, töltetek elhelyezése stb.), a biztonság érdekében különleges intézkedések szükségesek.

A furatokat közepesen áteresztő *helyi anyaggal* (lösszel) szokták kitölteni, de felhasználható erre a célra a salak (vagy homok) is, amely kedvezően növeli a

talajtömb nyomó- és nyírószilárdságát. A talajt (salakot) — a talaj állapotától, a lyuk átmérőjétől és az ütőmunkától függően — 250–400 kg-os adagokban töltik be. Az eredményes tömörítéshez 25–45 ütés, kivételesen 15–20 ütés kell.

A cölöpök *hosszára* az irodalomban különböző adatokat találunk: $L = 8–15$ m (Dühovicsnaja és Krutov, 1976), $L = 12$ m (Galickij, 1970), $L = 16–18$ m (Galickij et al., 1966), $L = 21$ m (Popszuenko et al., 1980).

A *cölöptávolság* is széles határok között változik: régen többnyire 0,8–1,0 m volt a leggyakoribb érték, jelenleg 2,2–2,5 m. A hatékony tömörítést biztosító kiosztást a kivitelezés kezdetén célszerű meghatározni (vö. a 2.6.6.5. fejezettel).

Az eljárás akkor a leghatékonyabb, ha mind a természetes, mind a betöltött anyag víztartalma w_{opt} körül van. Sok nehézséget okozhatnak a *vízzel telített lencsék*. Egy ilyen esetben Dühovicsnaja és Krutov (1976) javaslatára a következőképpen jártak el:

— ahol $w = 17–23\%$ volt, a kos átmérőjét 425 mm-ről 325–375 mm-re, a cölöptávolságot 1,4 m-ről 1,1–1,3 m-re csökkentették;

— ahol $w > 25\%$ volt, a talajt kiemelték és helyi anyaggal pótolták.

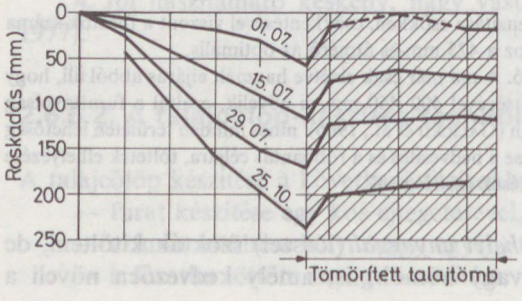
Talajcölöpök készítése esetén számolnunk kell azzal, hogy a talaj felső rétegei *fellazulnak*, éspedig 1,2–1,5 m, kötöttebb lösz esetén 2,0–2,5 m, agyag esetén 3,0–3,5 m vastagságban (Krutov, 1982). Ennek kedvezőtlen következményei úgy előzhetők meg, hogy a talaj felszínét a cölöpök elkészülte után nehéz döngölővel tömörítjük.

A fellazulás mértékére jellemző, hogy egy ukrajnai építési területen a felszín 20–25 cm-t süllyedt, miután a cölöpök elkészülte után 5 t tömegű, 1,4–1,6 m átmérőjű döngölőkkel utólagos tömörítést végeztek (Galickij, 1970).

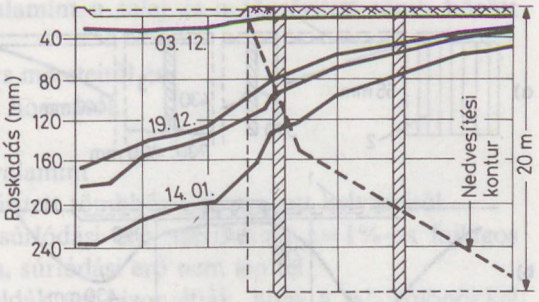
2.6.6.3. A tömörített tömb és környezete kölcsönhatása

Amint azt a 2.3.4.4. fejezetben láttuk (és az előzetes árasztás tervezéséhez felhasználtuk), a roskadó és a mozdulatlan talajtömeg között jellegzetes kölcsönhatás alakul ki. Ennek a jelenségnek igen jelentős szerepe van az erőjáték és a roskadás vízszintes értelmű eloszlásában minden olyan esetben — így a talajcölöpök esetében is —, amikor a tömörített (szilárdított, kiégetett) tömb közelében roskadás következik be.

A következőkben néhány irodalmi példát látunk a talajcölöpök viselkedésére, majd ezekből — egyéb megfigyelések és elméleti megfontolások alapján — összefog-



2.83. ábra. Talajcölöpökkel tömörített talajtömb és környezeti roskadása mesterséges árasztás hatására (Gupalenko és Rudenko, 1976)



2.84. ábra. Talajcölöpökkel tömörített talajtömb és környezete roskadása aszimmetrikus árasztás hatására (KRUTOV és POPSZUENKO, 1976)

laljuk azokat a törvényszerűségeket, amelyeket a tervezés során figyelembe kell vennünk.

1. példa. A *2.83. ábra* olyan esetet mutat be, amikor a talajcölöpökkel tömörített ($\varrho_d \geqq 1{,}65$ t/m^3) talajtömb két oldalán furatok segítségével árasztást végeztek. A mérőbélyegek szerint a maximális roskadás helyén az alakváltozás 32%-a a cölöpök alatti talaj roskadásából, 20%-a a fekü összenyomódásából adódott. Az ábrán jól megfigyelhető, hogy *a)* a tömörített tömb szélén a roskadásban lépcső van, *b)* a tömörített tömb roskadása csak mintegy 25%-kal kisebb az eredeti talaj maximális roskadásánál, ami *részben* annak következménye, hogy a cölöpök nem nyúlnak le a roskadásra nem hajlamos feküig.

2. példa. Egy helyszíni kísérlet során azt kívánták vizsgálni, hogyan viselkedik a talajcölöpökkel tömörített tömb aszimmetrikus (egyik oldala mentén végzett) árasztás hatására. Erra a célra 20 m mély, egymástól 3 m-re sakktáblaszerűen kiosztott, 500 mm átmérőjű 25 salakcölöpöt készítettek. Az árasztó akna 8 × 15 m alapterületű volt, az árasztás — 2750 m^3 víz felhasználásával — 47 napig tartott. A roskadás a 10. napon, a tömörített tömbben a 15. napon kezdődött, az összeroskadás maximuma az akna alatt 224 mm volt.

A roskadás vonalának az akna alatti alakja, valamint a tömörített tömb melletti 2 m széles sávban kialakuló nagy roskadáskülönbség *(2.84. ábra)* arra utal, hogy a tömörített tömeg fékezi a környező természetes talaj roskadását. Ezzel párhuzamosan utóbbi többletterhet ad át előbbire, miközben saját önsúlyfeszültsége csökken. A mérőbélyegek szerint a roskadás megindulását követően a feszültségek a következőképpen változtak:

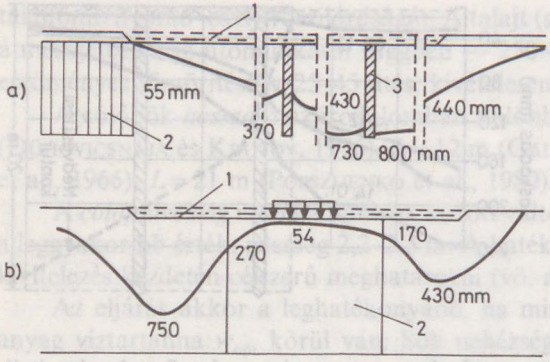
— a cölöptestben 0,06 MPa-ról 1,06 MPa-ra (−11 m-en), ill. 0,01 MPa-ról 0,86 MPa-ra (−14 m-en),

— a cölöpök közötti talajtömegben 0,01 MPa-ról 0,14 MPa-ra (−11 m-en), ill. 0,02 MPa-ról 0,25 MPa-ra (−14 m-en),

— a természetes talajban a feszültség csökkent, éspedig −11 m-en 0,22 MPa-ról 0,04 Mpa-ra, jóllehet az önsúlyfeszültség itt 0,21 MPa.

A mérések szerint a cölöpökre 200 kN, a tömörített talajtömbre 47 kN többlet jutott, a természetes talaj ugyanakkor 243 kN-nal tehermentesült (az egyezés tehát jó).

A 2.84. ábrához hozzá kell fűzni, hogy a cölöpök alatt 7 m vastag roskadó lösz maradt, és a mérőbélyegek szerint az alakváltozás fő része a 15 m alatti talajok mozgásából adódott.



2.85. ábra. Két példa a talajcölöpökkel tömörített talajtömb (*2*) és a fúrt cölöpök (*3*), valamint környezetük árasztás (*1*) hatására bekövetkező roskadására (KRUTOV, 1982)

3. példa. Egy romániai kutatóintézet (INCERC) 11 × 11 m-es területen készített 20 m hosszú, egymástól 1,1 m-re lévő, 425 mm átmérőjű talajcölöpöket. Egy 10 × 50 m alapterületű aknából aszimmetrikus árasztást végeztek; az akna közepén két 600 mm átmérőjű, 21 m mély fúrt cölöpöt készítettek, amelyek így szimmetrikus igénybevételnek voltak kitéve. Az árasztás kezdetétől számított 36. napon az aknában max. 800 mm-es, a cölöpökön 331 és 460 mm-es, a tömörített tartomány szélén 56 mm-es függőleges elmozdulást mértek *(2.85/a ábra)*.

4. példa. A Szovjetunióban végzett két kísérlet során egy 37 × 100 m és egy 55 × 55 m alapterületű árasztó aknát készítettek, végükön 14 × 14 m alapterületű, 10 és 14 m mély, illetve 25 × 25 m alapterületű, 21,5 m mély tömörített tömböt képezve ki.

Az első aknával végzett kísérlet szerint a teljes roskadás (1016 mm) 17, 36, ill. 95%-a alakul ki, attól függően, hogy a talajcölöpök mélysége 0,5, 0,7, ill. 1,0 *H*.

A második aknával végzett kísérlet eredménye a *2.85/b ábrán* látható. Az itt vízzel teljesen körülvett tömörített tömb 6–10 m széles szélső sávja 170–270 mm-t süllyedt. Középső 10 × 10 m-es szakaszát előzetesen 200 kN/m^2-rel terhelték, aminek hatására 54 mm-t süllyedt; ez az érték az árasztás után 104 mm-re nőtt. Az akna többi részén a teljes süllyedésnek csak a 42–72%-a (430–750 mm) alakult ki, ami a tehermentesülés következménye.

5. példa. Nikopolban (SZU), ahol a lösz 24–28 m mélységig roskadásra hajlamos, egy csarnokot 18 m mély talajcölöpökre állítottak. A talajvíz 19 éven át tartó folyamatos emelkedése következtében az épület 600–700 mm-t süllyedt.

6. példa. Egy másik nikopoli épület süllyedése egy év alatt konszolidálódott ($s = 5$–20 mm). Később az épület közelében — annak egyik oldalán — talajvízdóm alakult ki, 500 mm-es roskadást váltva ki. Ennek eredményeképpen a talajcölöpökkel tömörített talajtömb a vízdóm felőli oldalon 120–180 mm-t süllyedt, és az épületen 5–8 mm széles repedések jelentek meg.

A II. típusú területeken végzett kísérletek és megfigyelések szerint a kölcsönhatás során fellépő súrlódási erő a következő tényezőktől függ (KRUTOV, 1982):

— a $\sigma_g - p_{kr}$ különbségtől (minél nagyobb ez, annál nagyobb a súrlódási erő),

— a környező talaj σ_g-re bekövetkező roskadásától,

— a talaj nyírószilárdságától, valamint a talaj és a tömörített tömb között fellépő súrlódástól és adhéziótól,
— a roskadó talajtömeg vízszintes méreteitől és
— a tömörített tömb kerületének hosszától,
— a roskadó réteg vastagságától,
— az alapozási sík mélységétől, valamint
— a vízforrás típusától és a tömörített tömbhöz viszonyított helyzetétől.

Megfigyelték azt is, hogy *a)* a súrlódási erő maximuma $\varepsilon = 1\%$-os fajlagos elmozdulásra jön létre, *b)* ha $s_r < 5$ cm, súrlódási erő nem lép fel.

Az ezen fejezetben ismertetett példák azt bizonyítják, hogy a talajcölöpökkel tömörített tömb jelentős mértékű süllyedést és süllyedéskülönbséget szenvedhet, különösen akkor, ha aszimmetrikus vízbeszivárgás következik be és/vagy a talajcölöpök nem nyúlnak le a feküig.

2.6.6.4. Talajcölöpök tervezése

A tervezési irányelveket KRUTOV (1982) nyomán a következők szerint foglalhatjuk össze.

Talajcölöpöt elsősorban a II. típusú területen célszerű betervezni, I. típusú területen csak a nagy terhelésű épületek alatt. A talaj vonatkozásában alapfeltétel, hogy

— $S_r < 0{,}75$ legyen,
— ne legyen tömör, száraz lencse vagy $S_r > 0{,}75$ telítettségű réteg,
— ismeretes legyen az a ϱ_d-érték, amely mellett a $\sigma_g + \sigma_z$-re bekövetkező roskadás zérus.

A talajcölöpök elkészítésére szolgáló akna minden irányban 3 m-rel nyúljon túl a tömörítendő tömb kontúrján, a gépek mozgásának lehetővététele érdekében. Fenékszintjének megválasztásakor figyelembe kell vennünk, hogy a cölöpök elkészülte után egy 1,5–2,0 m vastag réteget nehéz döngölővel tömöríteni kell. A fellazult réteg h_0 vastagsága a következő képlet segítségével becsülhető:

$$h_0 = d_c K_b \,, \tag{2.86}$$

ahol d_c a furat átmérője (a kos átmérőjének 1,2-szerese), K_b pedig a talajtól függően 4-re (iszapos homokliszt), 5-re (iszap) vagy 6-ra (agyag) vehető fel.

A furatokat sakktáblaszerűen kell kiosztani úgy, hogy a sorok és oszlopok száma háromnál kevesebb ne legyen. A szélső cölöpöt a tömörítendő terület szélétől 0,5 l távolságban kell készíteni (l = a cölöpök távolsága). A száraz térfogatsűrűségre a következő értékeket kell előírni:

— I. típusú területen $\varrho_d = 1{,}65$ t/m^3-t,
— II. típusú területen belül 1,65, alul 1,70 t/m^3-t.

Viszonylagos vízzárósági követelmény esetén a cölöp anyaga iszap ($I_p > 14\%$) vagy $\varrho_d \geqq 1{,}75$ t/m^3 térfogatsűrűségű agyag legyen.

A furatok távolsága a tervezés során a *2.9. táblázatból* vehető ki.

2.9. táblázat. A talajcölöpök távolsága a kezdeti és elérni kívánt száraz térfogatsűrűség függvényében (KRUTOV, 1982)

Előírt ϱ_d (t/m³)	Eredeti ϱ_d (t/m³)					
	1,22	1,30	1,35	1,40	1,46	1,51
1,65	1,9 d_c	2,1 d_c	2,2 d_c	2,5 d_c	2,8 d_c	3,3 d_c
1,70	1,8 d_c	2,0 d_c	2,1 d_c	2,3 d_c	2,5 d_c	2,9 d_c
1,75	1,7 d_c	1,9 d_c	2,0 d_c	2,1 d_c	2,3 d_c	2,6 d_c

A súrlódási erők kedvezőtlen hatásának kiküszöbölésére mind az alap, mind a tömörített talajtömb méreteit meg kell növelni, éspedig a következőképpen.

a) Az alapok szélesítésének mértéke I. típusú területen 0,2 b, de legalább 0,8 m, magas súlypontú épületeknél 0,3 b, de legalább 0,4 H_t legyen (b az alap szélessége, H_t a tömörített tömb vastagsága). II. típusú területen az alapok vízszintes méretét a roskadó réteg vastagságának 20-20%-ával kell megnövelni.

b) A tömörített terület szélessége I. típusú területen ne legyen kisebb 0,2 H_t-nél, II. típusú területen a roskadó réteg vastagságának 50%-ánál.

A tömörített tömb szélességi mérete csökkenthető, de kontúrja mentén réseket képezünk ki.

Az első ilyen irányú kísérletre Zaporozsban (SZU) került sor (KRUTOV, 1982). A 12 × 16 m alapterületű tömörített tömb rövidebb oldalán, ettől 1 m-re 12 m mély, 190 mm átmérőjű furatokat készítettek úgy, hogy ezzel a környező földtömeg 66%-ában létesítettek rést. Annak ellenére, hogy a furatok mélysége és vízszintes kiterjedése elégtelen volt, a tömörített tömbre 14 m mélységben csak 0,52 MPa adódott át a környező talajtömeg roskadása következtében, a furatok nélkül észlelt 1,2 MPa-lal szemben. KRUTOV véleménye szerint a teljes kerület mentén, teljes mélységig kiképzett réseléssel a súrlódási erőt teljes mértékben ki lehetett volna küszöbölni.

A súrlódási erőket számítással is meghatározhatjuk (és ennek ismeretében védekezhetünk ellene), de ennek eredménye csak közelítésnek tekinthető. Erre vonatkozó részleteket KRUTOV (1982) könyvében talál az olvasó, ennek 91–93. oldalán.

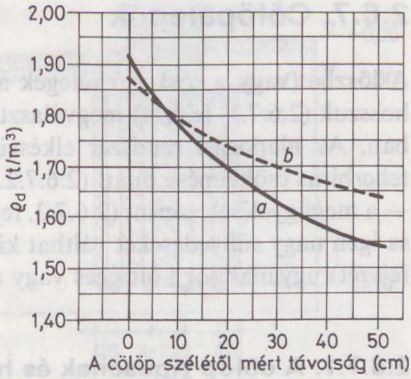
A munkálatok megtervezése során a szomszédos (meglévő) épület állékonyságára is gondolnunk kell: a szélső cölöpsornak min. 4 m távolságra kell lennie ettől.

2.6.6.5. Talajcölöpök kivitelezése

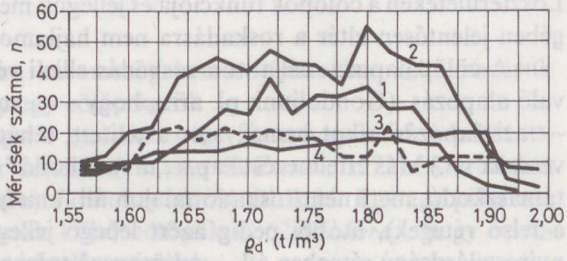
A tervek realizálása során a tervezőnek két különösen fontos feladata van: a helyi anyag tömörítésre való alkalmasságának vizsgálata és a tömörség ellenőrzése.

A furatokba bedolgozandó anyag *víztartalma* max. $\Delta w = +0{,}02$, ill. $-0{,}06$-dal térhet el az optimálistól. Ha a víztartalom lényegesen kisebb w_{opt}-nál, a talajt nedvesíteni kell. Ha a furat közel telített réteget harántol, a verőkos átmérőjét csökkenteni kell. Ha ez a réteg az akna fenékszintjének közelében van, ki kell emelni, és a helyébe hordott cseretalajt nehéz döngölővel tömöríteni.

A *tömörség-ellenőrzésnek* kettős célja van:



2.86. ábra. A talajcölöp szélétől különböző távolságban kialakuló ϱ_d-értékek (*a*) GALICKIJ et al., 1966; *b)* GALICKIJ, 1970)



2.87. ábra. A tömörített talajtömb ϱ_d-értékeinek hisztogramja a következő cölöptávolságokra: *1* — 1,35 m ($\bar{\varrho}_d = 1{,}77$ t/m³), *2* — 1,45 m ($\bar{r}_d = 1{,}75$ t/m³), *3* — 1,55 m ($\bar{\varrho}_d = 1{,}72$ t/m³), *4* — 1,65 m ($\bar{\varrho}_d = 1{,}68$ t/m³) (DÜHOVICSNAJA és KRUTOV, 1976)

— annak vizsgálata, hogy ϱ_d eléri-e az előírt értéket (ami által a roskadási veszély kiküszöbölhető),

— milyen furattávolsággal biztosítható a szükséges ϱ_d-érték (ennek vizsgálata műszaki és gazdasági szempontból egyaránt fontos).

A *2.86. ábra* két különböző munkahelyen mért ϱ_d-értékeket ad meg a cölöp szélétől mért távolság függvényében. Elegendően nagyszámú mérés esetén lehetőségünk van az eredmények statisztikai értékelésére is. A *2.87. ábrán* látható hisztogram alapján döntötte el pl. DÜHOVICSNAJA és KRUTOV (1976), hogy a cölöpök távolsága a tervezett 1,35 m helyett 1,5 m (esetleg 1,75 m) is lehet.

Könyvében KRUTOV (1982) néhány jellegzetes — részben tervezési, részben kivitelezési — hibát sorol fel:

— több helyen észleltek nagyobb süllyedést a szomszédos talajtömeg által átadott erők hatására;

— a 70-es évek közepéig a cölöpök hossza csak 0,6–0,7 *H* volt, és

— kicsi volt a furatokkal betelepített terület is (0,5 *H* helyett pl. egyik helyen 0,17 *H* volt a túlnyújtás);

— nem mindig bizonyult elégségesnek a tömörítő munka (nemegyszer mértek a felső rétegekben $\varrho_d = 1{,}60$–$1{,}65$ t/m³-t, az alsókban 1,60 t/m³-t);

— elkövették nemegyszer azt a hibát is, hogy a felső, fellazult réteget nem tömörítették;

— a cölöpök elégtelen tömörségéhez vezetett egyes esetekben, hogy a buldózer a megengedettnél nagyobb talajtömeget tolt be a furatokba.

2.6.7. Cölöpalapok

A löszbe (vagy a roskadó rétegek alá) mélyített cölöpök hatékonysága, típusuk és hosszuk (2.6.7.1. fejezet) megválasztása évtizedek óta vitatott téma a szakirodalomban. Az alapozási rendszer elkészülte után a talajba jutó víz nem elsősorban a teherbírás csökkenése miatt (2.6.7.2. fejezet), hanem azért jelent reális veszélyt, mert — a megfigyelések szerint (2.6.7.3. fejezet) — a körbezárt és a környező talaj roskadása igen nagy süllyedéseket válthat ki (2.6.7.4. fejezet), az ez elleni védekezés (2.6.7.5. fejezet) ugyanakkor költséges vagy nem eléggé hatékony.

2.6.7.1. A cölöp típusának és hosszának megválasztása

Löszterületeken a cölöpök funkciója és jellegük megítélése az esetek túlnyomó többségében jelentősen eltér a roskadásra nem hajlamos talajokba mélyített cölöpökétől.

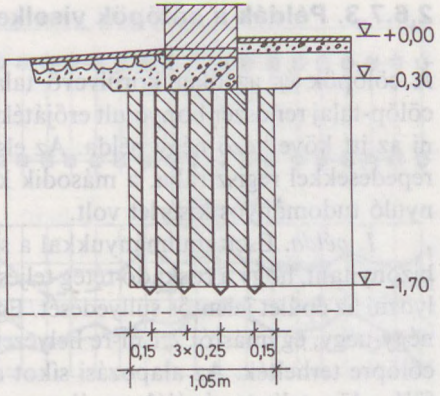
A cölöpalapozás célja itt a roskadás elleni védekezés és nem a kedvező rétegen való alapozás. (Gondoljunk pl. arra, hogy — a roskadás elleni védekezés érdekében — az alapozási síkot nemegyszer a telített, tehát kisebb nyírószilárdságú rétegben vesszük fel.) Más értelmezést kap a „támaszkodó" és a „lebegő" cölöp is. Előbbi azért támaszkodó, mert nem roskadó talajon áll (amely gyakran kisebb teherbírású, mint a felső rétegek), utóbbi pedig azért lebegő jellegű, mert viselkedését — bár nagy nyírószilárdságú rétegben áll — a környező talaj roskadása által kiváltott negatív (és nem a teher által kiváltott pozitív) köpenysúrlódás határozza meg.

Ami a cölöpkészítés *technológiáját* illeti, vert és fúrt cölöpöt egyaránt használnak. A — többnyire 30 × 30 vagy 40 × 40 cm-es — vert cölöpök előnye, hogy tömörítő hatásuk révén nő a közbezárt talajtömeg nyírószilárdsága, és csökken (esetleg meg is szűnik) a roskadásra való hajlama. A fúrt cölöpök általában 1,0 m átmérőjűek, de készítenek 0,6 m átmérőjű, alul 1,6 m-re szélesített talpas cölöpöket is, csökkentve ezzel a roskadás által kiváltott alakváltozást. Vannak olyan típusok is, amelyek részére a lyukat robbantással készítik el.

Ami a cölöpök *hosszát* illeti, KRUTOV (1982) szerint I. típusú területen nem szükséges a roskadó réteget átharántolni, de igazolni kell, hogy a talaj alakváltozásának (süllyedés + roskadás) sem abszolút, sem relatív értékei nem veszélyeztetik az épületet. II. típusú területen a cölöpöket célszerű a roskadásra nem hajlamos rétegig, de legalább olyan mélységig levinni, ahol a száraz térfogatsűrűség nem kisebb 1,62–1,65 t/m^3-nél. GRIGORJAN (1970) szerint „lebegő" cölöpöket csak $L > 10$ m-es hosszal, és csak akkor szabad tervezni, ha nem kell üzemi víz beszivárgására, a talajvízszint emelkedésére stb. számítani, vagy akkor, ha a víz behatolásával szemben megfelelő védőintézkedéseket foganatosítanak.

A *mezőgazdasági* épületekhez használt cölöpöknek négy típusa különböztethető meg:

— rövid (4–6 m hosszú) vert cölöpök,
— rövid fúrt cölöpök,
— tömörítő cölöpök és
— árbocalapok.



2.88. ábra. Traktorra szerelt sajtolóval készített mikrocölöpök mezőgazdasági épület pillérei alatt (GILMEN és ZOTOV, 1973)

A rövid vert cölöpök általában háromszög keresztmetszetűek, alkalmazásuk akkor előnyös, ha a pillérek alá egy-egy cölöp kerül.

A sajtolt mikrocölöpöket befogadó lyukakat négy fémcső nyomófejjel ellátott, traktorra szerelt sajtoló aggregátok készítik (GILMAN és ZOTOV, 1973). A lyukakat 10% helyi anyag adagolásával készített homokbetonnal töltik ki. Egy-egy pillér alá általában négy cölöp kerül, de vannak külső cölöpök is *(2.88. ábra)*, hogy σ_z redukálásán keresztül csökkentsék a roskadás mértékét.

A rövid tömörítő cölöpök célja a fajlagos roskadás radikális csökkentése (MINKOV et al., 1981). Csak akkor alkalmazhatók, ha $\varrho_d < 1{,}5$ t/m^3 és $S_r > 0{,}30$.

Az árbocalap a felmenő szerkezettel szerves egységet alkot, és kiválóan alkalmas a mezőgazdasági épületekben fellépő nagy vízszintes erő felvételére.

2.6.7.2. A cölöp teherbírásának meghatározása

Az általánosan kialakult gyakorlat szerint a löszben álló cölöp teherbírását a talaj telített állapotában mérhető nyírószilárdság alapján kell meghatározni. Vonatkozik ez a várható alakváltozások számítására (tehát E_s meghatározására) is, annál is inkább, mert a korszerű felfogás szerint a cölöp teherbírása és süllyedése csak együttesen vizsgálható.

A 2.4.1.3. fejezet szerint a lösz nyírószilárdsága és összenyomódási modulusa a telítődés hatására jelentős mértékben csökken. Jól tükrözik ezt a jelenséget a cölöpökön végzett próbaterhelések is. Saját és más szerzők kísérleteire hivatkozva GRIGORJAN (1970) ökölszabályként 30%-os teherbírás-csökkenés feltételezését javasolja. Megjegyzi ugyanakkor, hogy a csökkenés mértéke w-től és n-től is függ: egyik kísérletük során a száraz ($w = 8\%$), laza ($n = 49\%$) talajban álló, 6,8 m hosszú, 30 × 30 cm keresztmetszetű vert cölöp teherbírása 630 kN-ról 190 kN-ra csökkent.

Löszterületekre fokozottan érvényes, hogy a cölöpök teherbírását és várható süllyedését próbaterheléssel (a talaj természetes, majd telített állapotában) célszerű igazolni, ill. meghatározni.

2.6.7.3. Példák a cölöpök viselkedésére

A cölöpök és az őket körülvevő talajtömeg kölcsönhatására, a vízzel elárasztott cölöp-talaj rendszer bonyolult erőjátékára és ennek következményeire kíván rámutatni az itt következő négy példa. Az első kettő a mozgást a mért süllyedésekkel és a repedésekkel regisztrálja, a második kettő az erőjáték pontos meghatározására irányuló tudományos kísérlet volt.

1. példa. Esettanulmányukkal a szerzők (Popszuenko et al., 1980) azt kívánják bizonyítani, hogy a roskadó réteg teljes átharántolásával sem lehet mindig megakadályozni az épület jelentős süllyedését. Egy 132 m hosszú és 24 m széles csarnok pilléreit négy-négy, egymástól 2,1 m-re helyezett, fent 500 mm és alul 1600 mm átmérőjű fúrt cölöpre terhelték. Az alapozási síkot az akkor 17–19 m mélyen mozgó talajvízszint fölé, a lösz telített zónájában választották meg. Egy-egy cölöp teherbírására a próbaterhelés 1800 kN-t adott, de — valószínűleg azért, mert az árasztás során nem várták meg a környező talaj roskadását — csak 600 kN-ra vették igénybe. A süllyedés már közvetlenül az építés befejezését (1969) követően megindult, sebessége 1971 és 1974 között volt a legnagyobb; ezen időszak végére a talaj alakváltozása néhány ponton a 95–180 mm-t is elérte *(2.89. ábra)*. A nagy süllyedés oka a talajvízszint emelkedése, ill. az ennek hatására a környező talajtömegben bekövetkező roskadás.

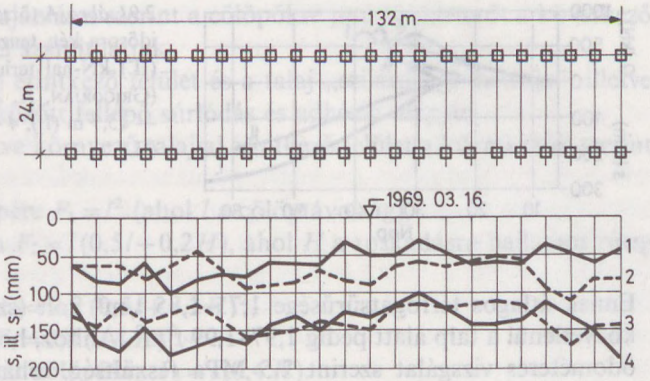
2. példa. Egy kilencszintes, három 12 × 42 m oldalhosszú blokkokból álló téglaépületet 600 mm átmérőjű (alul 1600 mm-re szélesített) fúrt cölöpökre helyeztek, teljes mértékben harántolva a 22–26 m vastag löszréteget. A kivitelezés befejezése után a közművekből elszivárgó víz a felszínen 30–125 mm roskadást idézett elő, aminek következtében az alapok meg nem engedett mértékű süllyedéskülönbséget szenvedtek.

3. példa. Zaporozse (SZU) egyik építési körzetében egy 25 × 50 (1. sz.) és egy 10 × 30 m (5. sz.) alapterületű aknát készítettek, és ezekből fúrt cölöpöket mélyítettek (Gupalenko és Rudenko, 1976). A cölöpök átmérője 600 mm volt, talpuk a roskadásra nem hajlamos iszapban volt. Törzsüket négy 4 m-es szakaszra bontották (ezek között talajt helyezve el), és úgy látták el tenziométerekkel, hogy a köpenysúrlódás minden szakaszon külön-külön mérhető legyen.

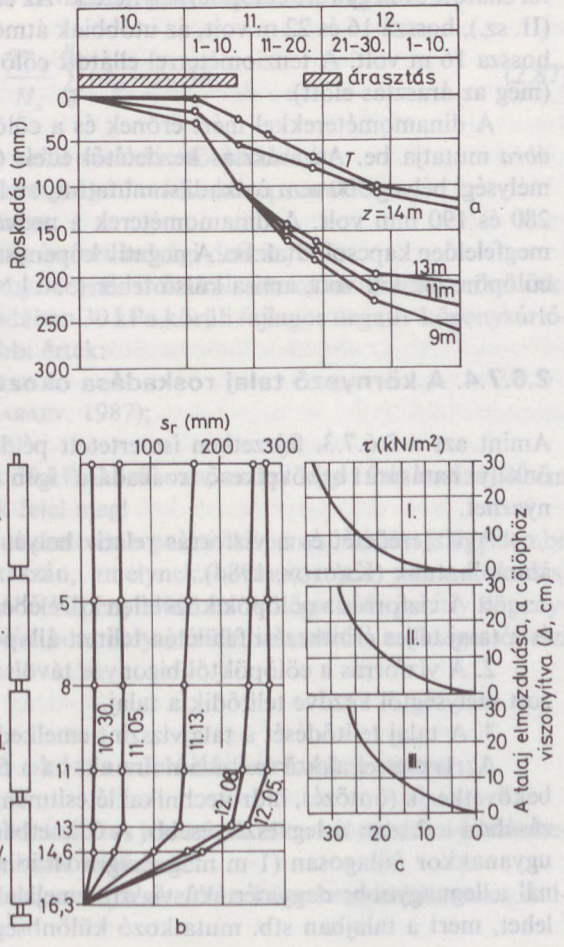
Az árasztást 5 hónapig (1. sz. akna), ill. 29 napig (5. sz. akna) végezték, 9362, ill. 2100 m^3 víz felhasználásával. A teljes roskadás 785, ill. 300 mm, a terhelt cölöpök süllyedése 775, ill. 120 mm volt.

Az 5. sz. aknában végzett mérések eredményét a *2.90. ábra* mutatja be. Eszerint a felső 5 m-en nem volt elmozdulás, a legnagyobb roskadás 11,0 és 16,5 m között következett be. A roskadás mértéke és sebessége 13 m-ig nagyobb volt, mint a cölöpé. Ezen a szakaszon a „talaj előresietése" miatt negatív köpenysúrlódás alakult ki, amely 15–20 cm-es mozgáskülönbségnél érte el maximális értékét (=0,025–0,034 MPa). A IV. szakaszon csak kezdetben észleltek kisebb tehernövekedést, de az itt fellépő köpenysúrlódás mindössze 0,005 MPa volt. Az ábra *c* részlete bizonyítja, hogy az I–III. szakaszokon a negatív köpenysúrlódás hatására kialakuló többletfeszültségek milyen jelentős mértékben függenek a talaj és a cölöp relatív elmozdulásától.

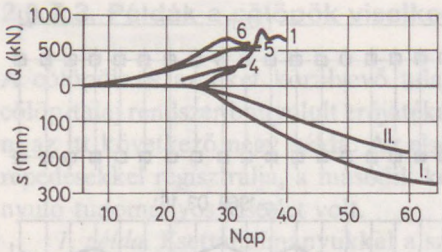
Az 1. sz. aknában a cölöpöt teljes hosszában feltárták. A mérések szerint a talp alatt egy 0,8 m magas és 2,0 m széles, ellipszoid alakú tömörödött mag képződött.



2.89. ábra. Előzetesen elárasztott talajtömegben álló fúrt cölöpalapok süllyedése a statikus kompresszió és az utólagos roskadás, majd a talajvízszint emelkedése okozta roskadás következtében (Popszuenko et al., 1980); *1, 2* — 1971. 02. 16.; *3, 4* — 1977. 01. 14.



2.90. ábra. Szakaszokra bontott, tenziométerrel ellátott cölöp vizsgálata (Gupalenko és Rudenko, 1976); *a)* a különböző *z* mélységben elhelyezett mérőbélyegek és a cölöp (*T*) függőleges elmozdulása, *b)* a cölöp kialakítása és a mélységi bélyegek elmozdulása, *c)* összefüggés a cölöp relatív elmozdulása (Δ) és a többlet-köpenysúrlódás (τ) között



2.91. ábra. A törzsben fellépő erő (Q) és a süllyedés (s) idősora két, tenziométerrel ellátott 550 (I.), ill. 600 (II.) kN-nal terhelt cölöpre, az árasztást követően (GRIGORJAN, A. A. és GRIGORJAN, R. G., 1975); *1* — 15,7 m (I.), *4* — 21,7 m, *5* — 12,7 m, *6* — 9,2 m (II.)

Ennek átlagos térfogatsűrűsége 1,75–1,85 t/m^3 volt (szemben az eredeti 1,68-dal), közvetlenül a talp alatt pedig 1,97–1,99 t/m^3. Ahhoz, hogy az utóbbi kialakuljon, az ödométeres vizsgálat szerint 2,5 MPa feszültség, tehát 700 kN többletnyomóerő kellett. (A tenziométeres mérések szerint a cölöpre 900 kN többleterő hatott, ami 0,032 MPa nagyságú negatív köpenysúrlódásnak felel meg.)

4. példa. Nikopolban (SZU) egy 20 × 20 m alapterületű aknából két tenziométerrel ellátott és négy fúrt cölöpöt mélyítettek. Az előbbiek átmérője 0,6 (I. sz.) és 0,5 m (II. sz.), hossza 16 és 22 m volt, az utóbbiak átmérője 0,5 m (alul 1,6 m-re szélesítve), hossza 16 m volt. A tenziométerrel ellátott cölöpöket 550, ill. 600 kN-nal terhelték (még az árasztás előtt).

A dinamométerekkel mért erőnek és a cölöpök süllyedésének idősorát a *2.91. ábra* mutatja be. Az árasztás kezdetétől eltelt 60. napon a −6,2 m-en elhelyezett mélységi bélyeg 300 mm roskadást mutatott, az I. és II. cölöp süllyedése ugyanakkor 280 és 190 mm volt. A dinamométerek a nedvesített zóna mélységi kiterjedésének megfelelően kapcsolódtak be. A negatív köpenysúrlódásból adódó többleterő az I. sz. cölöpön 282 kN volt, ami a külső teher (550 kN) 51%-ának felel meg.

2.6.7.4. A környező talaj roskadása okozta többleterő számítása

Amint azt a 2.6.7.3. fejezetben ismertetett példák is bizonyítják, a környező talaj önsúly hatására bekövetkező roskadása igen jelentős többletsüllyedést eredményezhet.

A víz eredetét és a vízforrás relatív helyét illetően a következő három esettel számolhatunk (KRUTOV, 1984).

1. A vízforrás a cölöpök közvetlen közelében van, amikor is a talaj a cölöpmező és a talaj teljes érintkezési felületén telített állapotba kerül.

2. A vízforrás a cölöpöktől bizonyos távolságra van, ezért csak egy meghatározott mélységtől kezdve telítődik a talaj.

3. A talaj telítődését a talajvízszint emelkedése idézi elő.

Az 1. esettel akkor kell számolnunk, ha a felülről való átnedvesedés feltétlenül bekövetkezik (öntözés, hidrotechnikai létesítmények). A relatív süllyedések vonatkozásában a 2. eset a legveszélyesebb. A 3. esetben a süllyedés viszonylag egyenletes, ugyanakkor fajlagosan (1 m magasságra viszonyítva) nagy, mert σ_g a cölöp talpánál a legnagyobb; nagymértékű vízszintemelkedés (és roskadás) esetén Δs is nagy lehet, mert a talajban stb. mutatkozó különbségek nagyobb súllyal érvényesülnek.

KRUTOV (1982, 1984) ajánlásai szerint a cölöpökre jutó többleterőt a következő két módszer valamelyikével számíthatjuk:

a) a környező talajjal érintkező felület és a talaj „szilárdsági deficitje", illetve

b) a cölöp és a talaj között fellépő súrlódás és adhézió alapján.

Az *a)* módszert követve környező talajjal érintkező felület a következők szerint vehető fel:

— a cölöpmező közepére $F_1 = l^2$ (ahol l a cölöptávolság),

— a szélső cölöpsorra $F_2 = l\,(0{,}5l + 0{,}2H)$, ahol H a roskadásra hajlamos réteg vastagsága,

— a sarokcölöpökre $F_3 = 0{,}8\,(0{,}5l + 0{,}2H)^2$,

— egyedi cölöpökre $F_4 = 0{,}8\,(0{,}4\,H)^2$,

— sávalap alá helyezett cölöpökre $F_5 = l\,(0{,}4\,H)$.

(Ha olyan cölöptípusról van szó, amely a környező talajt jelentős mértékben tömöríti, az érintkezési felület távolságát — amely a szélső cölöpsorra pl. $0{,}5l + 0{,}2H$ — a tömörített zóna szélétől kell számítani.)

A cölöpökre jutó többleterő a következő kifejezésből számítható:

$$P = \frac{F_{1-5}}{H_n} \sum_{0}^{H_n} (\sigma_{gi} - p_{kri}) h_i, \tag{2.87}$$

ahol H_n = az a mélység, amelyen belül súrlódó erő adódik át,

σ_{gi} = önsúlyfeszültség a h_i vastagságú lamella középvonalában,

p_{kri} = a talaj kritikus feszültsége.

(A zárójelben szereplő különbség az ún. szilárdsági deficit.)

A *b)* módszert követve többnyire csak irodalmi adatokra támaszkodhatunk. A 2.6.7.3. fejezetben ismertetett példában 30 kPa körüli fajlagos negatív köpenysúrlódásról olvashatunk. Néhány további érték:

44,5 kPa (ISZAEV et al., 1989);

40–60 kPa (ZARECKIJ és KARABAEV, 1987);

56 kPa (DIMITRIEV et al., 1988).

Ezek szerint a minimális érték 30 kPa körül van, ami pl. egy 15 m hosszú, 40 cm átmérőjű cölöp esetén 565 kN-nak felel meg!

A teherbírás számításakor természetesen a pozitív köpenysúrlódást is figyelembe kell vennünk, a cölöp azon szakaszán, amelynek környezetében nincs roskadás, valamint a nem roskadó rétegben álló köpenyfelületen. A negatív és pozitív köpenysúrlódás pontos számítása a neutrális pont helyzetének ismeretét is szükségessé teszi (vö. a 4. fejezettel).

2.6.7.5. Védekezés a roskadás okozta súrlódási erővel szemben

A környező talajtömb roskadása okozta káros jelenségek ellen két módon védekezhetünk: a többleterő felvételével és kiküszöbölésével.

A *többleterő* — teljes vagy részleges — *felvételére* a következő módszerek alkalmasak:

— szilárd rétegen való alapozás;
— a cölöpök talpa alatti talajtömb vegyi vagy termikus szilárdítása;
— a környező talaj vasalása;
— a cölöp geometriai méreteinek célszerű megválasztása.

Ami a szilárd rétegen való alapozást illeti, erre ritkán van mód, mert ritkán van a lösz alatt szilárd talaj vagy kőzet. Általában csak arra van mód, hogy az alapozási síkot roskadásra nem hajlamos rétegben vegyük fel, ez azonban csak részleges védekezés, főleg akkor, ha ez a réteg telített vagy egy későbbi talajvízszint-emelkedés során telítődő lösz (vö. a 2.6.7.3. fejezet példáival). Megbízható alsó réteg esetén a befogás hossza (l_2) a pozitív köpenysúrlódás révén jelentősen növelheti a cölöp P_H határteherbírását, ellensúlyozva az l_n hosszon fellépő negatív köpenysúrlódást. Egy fúrt cölöp teherbírására pl. Rosztovban (SZU) így a következő általános érvényű képlet volt felírható (Dmitriev et al. 1988):

$$P_H = \frac{d\pi}{K_n}(0{,}112 l_2 - 0{,}056 l_1) \quad \text{MN},$$

ahol K_n a „megbízhatósági tényező".

A cölöptalp alatti talajtömeg szilárdítása két különböző gépláncot és technológiát igényel, emellett csak akkor hatékony, ha a szilárdított tömb vastagsága nagy. Az Iszaev et al. (1989) által kidolgozott technológia pl. mintegy 6 m vastag szilárdított tömb kialakítását teszi lehetővé. A szilárdítás után 1–2 nappal a 300–400 mm átmérőjű furatot a szilárdított talajjal érintkező részén cementtejjel vagy betonnal töltik ki, majd ebben — 1,5 m befogással — elhelyezik a cölöpöt. A friss kötőanyag a cölöp leeresztésekor kitölti a réseket, összenyomja a szilárdított talajt, és a Na-szilikáttal kölcsönhatásba lépve növeli a szilárdságot.

A környező talajtömb vasalásával a kölcsönhatásba lépő tömegek érintkezési felületét távolabb visszük a cölöpmezőtől. Annak ellenére, hogy ezzel a káros elmozdulást lényegesen lecsökkentjük, az eljárás nem terjedt el (valószínűleg a nagy költségigény miatt).

A geometriai méretek megválasztása vonatkozásában két megoldás jöhet szóba: az átmérő csökkentése és a talp szélesítése. Az első megoldással csökkentjük a súrlódási erőt, de szigorítanunk kell a cölöp szilárdságával és a vízszintes erők felvételével kapcsolatos követelményeket (Krutov, 1984). A cölöptalp kiszélesítése csökkenti a függőleges elmozdulás mértékét, különösen olyan fúrt cölöpök esetén, amelyek kavicsból, salakból stb. készített hagymával rendelkeznek.

A *súrlódási erő kiküszöbölésére* a következő megoldások alkalmasak:
— rések kialakítása a cölöpmező körül;
— a cölöptörzs kenőanyaggal való kezelése;
— a cölöp vasköpennyel való készítése;
— a talajtömb előzetes tömörítése.

A rések egyértelműen kedvező hatásával a 2.6.5.6. és a 2.6.6.4. fejezetekben már részletesen foglalkoztunk. A kitöltő anyag lehet bentonit, plasztifikátorral kezelt agyag vagy vízüveg (Krutov, 1982).

Az alapozási gyakorlatban kenőanyaggal kezelt cölöpöket minden olyan esetben használnak, amikor a negatív köpenysúrlódás csökkentése igényként felmerül (l. pl.

KÉZDI és RÉTHÁTI, 1988), így ezzel a kérdéssel nem szükséges részletesebben foglalkoznunk.

A vasköpennyel készített fúrt cölöp technológiai megoldására PCSELINCEV (1985) mutat be példát. Az előrefúrt, a roskadó löszt teljes vastagságában harántoló furatba olyan fémcsövet bocsátanak le, amelynek külső felületére előzetesen — polipropilén vagy üvegszál hálóval és polietilén hártyával védett — viszkózus mázat kentek fel. A szerző mérései szerint a környező talaj roskadásakor fellépő köpenysúrlódás nem nagyobb 0,001–0,005 MPa-nál.

2.6.7.6. Cölöpök előzetesen tömörített talajban

A roskadás által kiváltott negatív köpenysúrlódás miatt a cölöpökre jutó hasznos terhet a zavartalan állapotú löszre érvényes érték 50–60%-ára (esetenként 25–30%-ára) kell redukálnunk, és így sem vagyunk teljes mértékben védve pl. a lokális vízbeszivárgás okozta egyenlőtlen süllyedéstől. Ezért vetették fel már néhány évtizeddel ezelőtt azt a gondolatot, hogy a cölöpöket célszerű előzetesen tömörített, így roskadásra már nem hajlamos talajtömbbe mélyíteni.

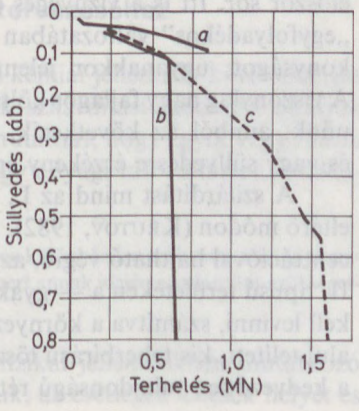
A löszön való építés korszerűsítési lehetőségeit tárgyaló cikkében KRUTOV (1986) két megoldásra hívja fel a figyelmet, a kétlépcsős eljárásokat tárgyalva:

a) teherbíró talajon álló fúrt cölöpök talajcölöpökkel előzetesen tömörített (és így roskadásra már nem hajlamos) talajtömbön átvezetve;

b) vert cölöpök előzetesen elárasztott talajban (a cölöp többlettömörödést idéz elő, zérus körüli értékre csökkentve a fajlagos roskadási tényezőt).

Az előzetes elárasztás hatását HOLTZ és HILF (1961) nyomán a *2.92. ábra* szemlélteti.

RABINOVICS et al. (1989) azt vizsgálták, milyen különbséget jelent a teherbírásban a cölöpözés és árasztás sorrendje. A vizsgált területen a roskadó lösz vastagsága $H = 19$ m, az önsúlyra várható roskadás a laboratóriumi vizsgálatok szerint $s_{rg} = 38$ cm volt. Mivel az alsó rétegek fajlagos roskadása nem volt jelentős, a három



2.92. ábra. Löszben álló facölöp terhelési diagramja (HOLZ és HILF, 1961); *a)* eredeti víztartalmú talaj, *b)* árasztás a cölöp elkészülte után, *c)* előzetesen elárasztott talajtömbbe vert cölöp

35 × 35 cm keresztmetszetű cölöpöt $L = 12$ m-re verték le. A négy ütemben (6–11–7–17 napig) végzett árasztás után 36 nappal mért felszínmozgás az akna több pontján meghaladta az 50 cm-t, a cölöpök süllyedése pedig 64, 51 és 34 cm volt. Ezt követően az egyik cölöptől 1,5–1,5 m-re két hasonló cölöpöt vertek le. Rá egy hónapra próbaterhelést végeztek, ismételten elárasztva a területet. Az árasztás előtt levert cölöp teherbírása 720 kN, az utána levert cölöpöké 550 és 500 kN volt. A különbséget a szerzők azzal magyarázzák, hogy

— az előzetesen levert cölöp a talajjal együttesen süllyedt (mozgását nem a környezet roskadásából eredő súrlódási erő váltotta ki), ezenkívül

— környezete tömörödött, mert természetes állapotú talajba verték le.

Zareckij és Karabaev (1987) véges elemes számítással bizonyították, hogy az utólag vert cölöp teherbírása kisebb; számpéldájukban az árasztás előtt elhelyezett cölöp teherbírása 2500 kN, az utólag elhelyezett cölöpé 2000 kN (természetes talajra 4000 kN). Megállapították azt is, hogy a terhelt cölöp alulról történő árasztás esetén nagyobb mértékben süllyed (számpéldájukban 68%-kal), mint felülről való árasztás esetén.

2.6.8. A talaj vegyi szilárdítása

A vegyi talajszilárdítás a 30-as évek elején kezdett tért hódítani a mérnöki gyakorlatban. Ekkor dolgozta ki Joosten a róla elnevezett vízüveges szilárdítási eljárás technológiáját.

A szilárdítás célja — amint az a nevében is benne van — a talaj szilárdsági jellemzőinek növelése. Elsődleges felhasználási területe a meglévő épületek állagának védelme: a foghíj- és melléépítés (esetleg az emeletráépítés) káros hatásának kiküszöbölése vagy egy meglévő épület további süllyedésének megakadályozása. Új létesítményekhez is eredményesen felhasználható, így pl. Kutzner (1968) szerint az NSZK-ban 1963 és 1966 között végzett 80–90 000 m^3 volumenű szilárdítás nagy része a térszín alatti garázsok építését volt hivatva megkönnyíteni. Előnyösen ki lehet használni (pl. munkagödrök körülzárása esetén) az áteresztőképesség jelentős csökkenését is.

Abelev (1948) szerint a *lösz* szilárdítására a Szovjetunióban 1934-ben került először sor. Itt is a vízüveges (szilikatizálásnak nevezett) eljárás terjedt el, 1944-től „egyfolyadékos" változatában is. A talajban keletkező gél megszünteti a roskadékonyságot, ugyanakkor jelentős mértékben növeli a lösz teherbíró képességét. A viszonylag nagy fajlagos költségek miatt az utóbbi hatás kiaknázására kell törekednünk, amiből az következik, hogy a szilárdítást elsősorban csak nagy terhelésű és/vagy süllyedésre érzékeny épületek esetén célszerű betervezni.

A szilárdítást mind az I., mind a II. típusú löszterületeken alkalmazhatjuk, de eltérő módon (Krutov, 1982). Az I. típusú területeken a szilárdítás kisebb oldatkoncentrációval hajtható végre, az alapterület azonos a tömörítés során megkövetelttel. II. típusú területeken a — gyakran egyedi jellegű — tömböket a nemroskadó rétegig kell levinni, számítva a környező talaj roskadásából származó súrlódási erőre is. Ha alul telített, kis teherbírású lösz van, szükségessé válhat az alsó felület növelése vagy a kedvezőtlen tulajdonságú réteg szilárdítása is.

2.6.8.1. A vegyi szilárdítási módszerek osztályozása

Az általános értelemben vett szilárdítási eljárások három nagy csoportba sorolhatók:
— mechanikus tömörítés (döngölés, vibrálás, robbantás),
— idegen anyag bejuttatása a talajba,
— hőközléses eljárások (fagyasztás és termikus szilárdítás).

A mechanikus tömörítéssel a 2.6.3. fejezet (egyes változataival a 2.6.3.1. fejezet) foglalkozott. A hőközléses eljárások közül a lösz vonatkozásában csak a termikus szilárdítást használják, ennek technológiájával a 2.6.9. fejezetben fogunk megismerkedni. Ami a második csoportot illeti: idegen anyagokat bejuttatva az esetek túlnyomó többségében a szilárdulás kémiai reakciók következménye, éspedig olyan reakcióké, amelyekben többé-kevésbé maga a talaj is részt vesz.

Anyaguk szerint a vegyi eljárások a következőképpen osztályozhatók (Kelemen és Regele, 1977):
— hidraulikus kötőanyagok (pernye, cement, mész),
— agyag (természetes agyag vagy bentonit),
— szervetlen vegyi anyagok (vízüveg vagy egyéb vegyi anyag),
— ásványolaj-származékok (bitumenemulzió, aszfalt),
— műanyagok (aminoplasztok, akrilaminok stb.),
— hulladékanyagok.

A 2.6.8. fejezet elsődlegesen a vízüveg alapú szilárdítással (a szilikatizálással) foglalkozik, a löszben alkalmazott egyéb eljárásokra csak a 2.6.8.6. fejezet tér ki. A szilikatizálás mint szilárdítási eljárás aszerint osztályozható, hogy egy vagy két folyadékot juttatunk a talajba. Az előbbi megoldás tovább osztályozható aszerint, hogy a reagens a folyadékba kevert szerves vagy szervetlen anyag, illetve a vízüveggel a talajtömeg belsejében reakcióba lépő valamilyen gáz.

A folyadékot besajtoló nyomással vagy elektromos áram segítségével (ritkábban vákuum létrehozásával) juttathatjuk a talajba. A sima falú, perforált csövek helyett csavarlapáttal ellátott csöveket is alkalmazhatunk (Iszaev et al., 1988); a kísérletek szerint ez a módszer növeli a felhasznált anyag mennyiségét és növeli a minőséget.

2.6.8.2. Előzetes talajvizsgálat a szilárdítás tervezéséhez

A talajvizsgálatot, az ennek során mérendő fizikai és kémiai jellemzők körét aszerint kell végrehajtani, illetve megállapítani, hogy melyik szilárdítási módszert akarjuk felhasználni. A talajvizsgálat ugyanakkor arra is rámutathat, hogy egyik vagy másik eljárás az adott helyen nem megfelelő, vagy csak nagy anyagi ráfordítással használható.

A szilárdítás tervezéséhez végzett talajvizsgálat sok mindenben különbözik a szokványostól, így nemegyszer előfordul, hogy a korábbi vizsgálatot meg kell ismételni, mert annak idején a szilárdítás szükségessége (lehetősége) még nem merült fel.

A *fúrás* során arra kell törekednünk, hogy a fizikai jellemzőkben mutatkozó — mélység szerinti — változásokat pontosan feltárjuk, az esetleges lencsék helyét és

kiterjedését pontosan megállapítsuk. Amint arra a *2.93. ábra* is felhívja a figyelmet, a szemszerkezetben (és ezzel a *k*-tényezőben) mutatkozó eltérések nagymértékben befolyásolják a szilárdított tömb geometriáját. (Szerencse, hogy a löszösszletek viszonylag homogének, így ezzel a jelenséggel ritkán találkozunk.)

A *fizikai jellemzők* közül a következők ismerete a legfontosabb:

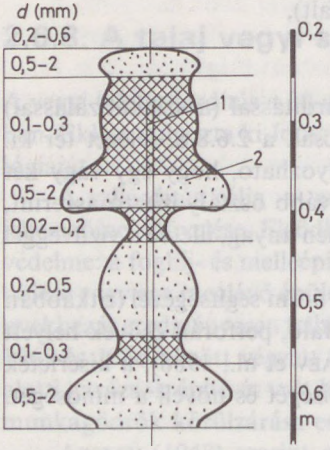
— szemeloszlás,
— áteresztőképesség,
— víztartalom (és telítettségi fok),
— hézagtérfogat.

A szemeloszlási görbe ismerete azért szükséges, mert segítségével

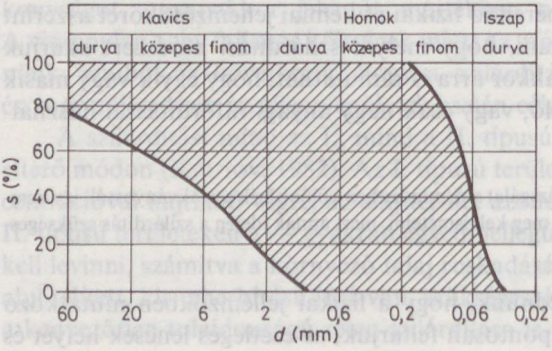
a) elbírálható egy-egy eljárás felhasználásának lehetősége (a sajtolással végzett szilikatizálásra a *2.94. ábra* mutat be határgörbéket),

b) számítható a fajlagos felület, és ezzel becsülhető a várható szilárdság *(2.95. ábra)*,

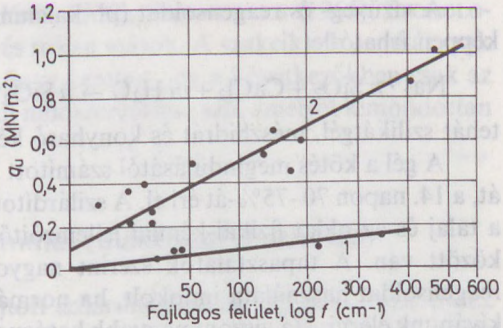
c) becsülhető (számítható) az áteresztőképességi együttható.



2.93. ábra. A szilárdított tartomány kialakulása heterogén (rétegzett) talajban (KELEMEN és REGELE, 1977); *d* homokszemcsék átmérője, *1* injektálócső, *2* a szilárdított tartomány kontúrja



2.94. ábra. A szilikatizálásra alkalmas talajok szemeloszlási tartománya (KUTZNER, 1968)



2.95. ábra. Összefüggés a szilárdított talaj egyirányú nyomószilárdsága és fajlagos felülete között (KELEMEN és REGELE, 1977); *1* gél 300 cm^3/l szilikátból, a reagens HCl, *2* gél 500 cm^3/l szilikátból, a reagens etilacetát

A megfelelően nagy áteresztőképesség a szilárdítás hatékonyságának és eredményességének egyik legjellemzőbb előfeltétele, akár sajtolással, akár elektromos áram segítségével juttatjuk be a szilárdító folyadékot. A vízüveges eljárásra pl. KUTZNER $k = 10^{-1} - 5 \cdot 10^{-4}$ cm/s-ot, KRUTOV (1982) $k > 1{,}1\text{–}2{,}2 \cdot 10^{-4}$ cm/s-ot ad meg határértékként. Ezenkívül a k-tényezőtől függ a szilárdított tömb átmérője is.

A víztartalom egy bizonyos felső határig az oldat töménységének növelését teszi szükségessé, ennél nagyobb víztartalom esetén pedig a szilárdítás módjának megváltoztatása is szükséges lehet. KRUTOV (1982) szerint a vízüveges szilárdítás hatékonyságának egyik előfeltétele, hogy S_r nagyobb legyen 0,5–0,7-nél.

A hézagtérfogat a szilárdított tömb szilárdsági és alakváltozási jellemzőire van hatással, de szerepe nem elsődleges.

A *kémiai jellemzők* (aktivitás, karbonáttartalom stb.) ismerete főleg akkor elengedhetetlen, amikor a talaj megfelelő ásványi összetétele (a kettős réteg felépítése stb.) a szilárdítás eredményességének egyik alapvető feltétele, tehát az egyfolyadékos szilárdítás esetén (vö. a 2.6.8.4. fejezettel).

A tervezést megelőzően célszerű *próbaszilárdítást* végezni. Ez készülhet a laboratóriumban is, de a megismerni kívánt paramétereket megbízhatóan csak helyszíni próbaszilárdítással ismerhetjük meg.

2.6.8.3. Kétfolyadékos szilikatizálás

Az eljárás lényege, hogy a vízüveg és a reagens vizes oldatát külön-külön, de ugyanazon csöveken keresztül sajtolják a talajba. A reagens kalcium-klorid ($CaCl_2$) vagy magnézium-klorid ($MgCl_2$); hatásfokuk közel azonos, de az utóbbi olcsóbb.

Először mindig a vízüveget injektálják, majd — miután ez a pórusokat kitöltötte és a szemcséket burokszerűen bevonta — a reagenst. Amikor a reagens a perforált csőből kilép, megindul a gélképződés. A nyomás hatására áramló reagens a géldugókat és a pórusokat kitöltő, csökkent sűrűségű vízüveget maga előtt tolja. A nagy felületi energiával kötött vízüvegburkokat nem tudja a szemcsékről leszakítani, de elhaladva mellettük gélkicsapódást idéz elő. A szilárdító hatás elsődlegesen a szemcsékre tapadt géltől származik.

A vízüveg- és reagensoldat (pl. kalcium-klorid) reakciófolyamata a következőképpen írható le:

$$Na_2 \cdot n\,SiO_2 + CaCl_2 + m\,H_2O \rightarrow n\,SiO_2\,(m-1)\,H_2O + Ca(OH)_2 + 2NaCl \quad (2.88)$$

tehát szilikátgél, mészhidrát és konyhasó képződik.

A gél a kötés megindulásától számított 7. napon szilárdsága végértékének 60%-át, a 14. napon 70–75%-át éri el. A szilárdított talaj egyirányú nyomószilárdsága függ a talaj és az oldat fizikai-kémiai jellemzőitől; lösz esetén általában 400–800 kN/m^2 között van. A tapasztalatok szerint nagyobb töménységű és kisebb mennyiségű reagensoldat használata indokolt, ha normális hatósugáron belül nagy szilárdságot kívánunk elérni. Ha viszont nagyobb hatósugarat akarunk elérni (a szilárdság rovására), fordítottan kell eljárnunk. Így a reagensoldat mennyisége a vízüvegoldat mennyiségének 50 és 100%-a között változik, töménysége pedig megegyezik a vízüvegével vagy annál valamivel kisebb (Kelemen és Regele, 1977). A vízüveg 20 °C-ra értelmezett és Beaumé-fokban (°Bé) kifejezett töménységét a k-tényező függvényében, a következők szerint célszerű felvenni:

k (cm/s)	$>10^{-2}$	$10^{-2}-5\cdot10^{-3}$	$5\cdot10^{-3}-10^{-3}$
°Bé	36–38	32–34	28–30

A sűrűség és a Beaumé-fok között a következő összefüggés áll fenn:

$$\varrho\,(g/cm^3) = \frac{145}{145 - °Bé}. \quad (2.89)$$

2.6.8.4. Egyfolyadékos szilikatizálás

Az eljárás lényege, hogy csak egyfajta folyadékot — a vízüveg és valamilyen reagens késleltetett kötésidejű keverékét — juttatjuk be a talajba, sajtoló nyomás vagy elektromos áram segítségével. Bár az így kezelt talaj szilárdsága kisebb, mint a kétfolyadékos eljárással kezelté, a roskadékonyság megszüntetésére és az áteresztőképesség jelentős csökkentésére ez az eljárás is megfelelő.*

Az egyfolyadékos szilikatizálási eljárások abban különböznek egymástól, hogy reagensként más-más anyagot használnak fel. Az ismertebb eljárások (zárójelben a felhasznált reagens) a következők:

— Monosol (nátrium-aluminát, $Al_2O_3 \cdot m\,Na_2O$);
— Monodur (savklorid);
— Solétanche (etil-acetát);
— Rzsanicin-eljárás (hidrogén-sziliko-fluorid, H_2SiF_6).

Az egyfolyadékos szilárdítási eljárásnak nagy irodalma van. A lösz vonatkozásában az első publikációk Aszkalonov (1949, 1959) nevéhez fűződnek; módszere to-

* A „klasszikus" egyfolyadékos eljárást Magyarországon is sikeresen alkalmazták (l. FTV. Adatbankját). (A szerk.)

vábbfejlesztésével foglalkozott AKIMOV (1960, 1962), SZOKOLOVICS (1965), SZOKOLOVICS és SZEMKIN (1984), RZSANICIN (1977) és sokan mások. A szakcikkek — akár csak kivonatos — ismertetése meghaladná e könyv kereteit, így a következőkben csak az elektromos változatról, valamint egy olyan módszerről lesz szó, amelyet kimondottan a lösz szilárdítására dolgoztak ki.*

2.6.8.5. Szilárdítás elektromos árammal (Elektroszilikatizálás)

Az *elektromos áram* segítségével végrehajtott szilárdítás technológiáját CEBERTOWICZ dolgozta ki, így az eljárást róla nevezték el, de az „elektroszilikatizálás" megnevezés is használatos, ha a felhasznált anyag vízüveg.

Sajtolás helyett akkor célszerű áttérni az elektromos eljárásra, ha

— a talaj kis áteresztőképessége miatt a szükséges sajtolási nyomás igen nagy (5–10 atm), ami az anyag feltörését eredményezné,

— a talaj víztartalma nagy,

— a pórusvíz jelentős része kötött víz.

Mindezeket összevetve megállapíthatjuk, hogy az elektroszilikatizálást elsősorban olyan esetekben célszerű terveznünk, amikor olyan finom szemcséjű, viszonylag nagy plaszticitású löszt kell szilárdítanunk, amelynek áteresztőképességi együtthatója $10^{-4}-10^{-5}$ cm/s.

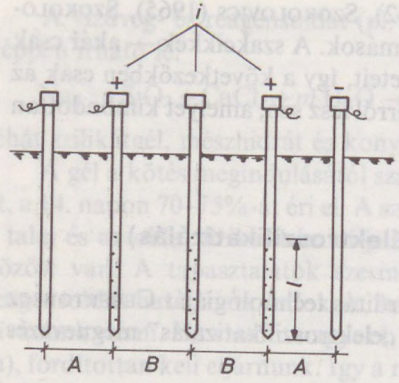
Az eljárás az elektroozmózis jelenségén alapul. Az elektródák közötti elektromágneses mezőben a kötött víz leválik a szemcsék felületéről, ezáltal megnő a szabad hézagtérfogat és az áteresztőképesség, utóbbi AKIMOV (1962) szerint a 4–25-szörösére. A kötött víz leválása lehetővé teszi, hogy az elektromos mezőben áramló szilárdító folyadék a szemcsék felületéhez kötődjék, ami a talaj szilárdításának egyik alapfeltétele.

Az eljáráshoz egyenáramot (60 V és 25 A körüli feszültséggel, ill. áramerősséggel) célszerű használni, mert az 10–20 cm-rel távolabb juttatja el a szilárdító folyadékot, mint a váltóáram (AKIMOV, 1960). A fémelektródák közül az egyik — az anód — alul perforált cső (ezen keresztül jut a folyadék a talajba), a másik tömör fémrúd. A megfigyelések szerint jó hatást lehet elérni a pólusok megcserélésével (ebben az esetben a katód is perforált cső). Az elektródák anyagául célszerű alumíniumot választani, mert az anódokról leváló Al-ionok növelik a talaj szilárdságát.

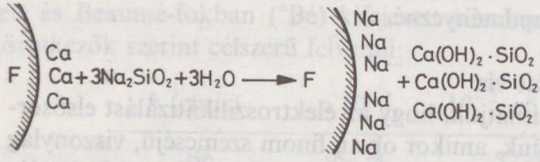
A szivárgási viszonyok javítására AKIMOV (1962) ún. ötelektródás elrendezést javasol *(2.96. ábra)*. Az egy sorban elhelyezett öt elektróda közül az 1. és 5. számú katód, a 2. és 4. számú anód, a 3. számú semleges. Ez az elrendezés 1,5–3-szorosára növeli az áteresztőképességet, és növeli a talaj szilárdságát is. Az anód és katód közötti A távolság (3 atm sajtoló nyomást feltételezve) az

$$A = 68{,}8 \sqrt{\frac{k_e}{n\eta}}, \qquad (2.90)$$

* Sikeresen alkalmazták magyar kutatók is ezt a módszert a dunaújvárosi löszben az 1958–60-as években; különösen a Supersilic eljárás volt eredményes. (L. FTV. Adatbankot, ill. tervtárát.) (A szerk.)



2.96. ábra. Ötelektródás szilikatizálás (Akimov, 1962); *i* injektálócsövek, *l* perforált szakasz



2.97. ábra. A szilikatizálás folyamata (Szokolovics, 1965); *F* a szemcse felülete

az anód és a semleges elektróda közötti *B* távolság a

$$B = A\sqrt{2{,}25} \tag{2.91}$$

képletből számítható (Akimov, 1962), ahol

η = a folyadék viszkozitása,

k_e = az áram hatása alatt álló talaj áteresztőképességi együtthatója.

A szakirodalom szerint Aszkalonov (1949, 1959) mutatott rá először, hogy lösztalajokban a szilikatizálás *reagens nélkül* is megoldható. Ezt az teszi lehetővé, hogy a löszben igen sok Ca- és Mg-ion van, tehát éppen azok az ionok, amelyeket a Joosten-eljárással reagensként ($CaCl_2$ és $MgCl_2$ alakjában) a talajba juttatunk. A módszer alapelve Szokolovics (1965) nyomán a következőkben foglalható össze.

A talajszemcse kettős rétegében lévő kalciumkation gyors térfogati reakcióba lép a szilárdító folyadék (Na-szilikát) Na-kationjával. A kiszorított Ca-kation a szilárdító folyadék erősen lúgos közegében szilárd, nem oldható $Ca(OH)_2$-ot alkot a szemcse felületén, amely a kovasav anionját adszorbeálja *(2.97. ábra)*.

Hasonló hatást lehet elérni NaOH bejuttatásával is, ennek hatására még a talajban lévő gipszből és $CaCO_3$-ból is keletkezik $Ca(OH)_2$, de utóbbi esetben csak a $CaCO_3$ felületén. A NaOH bejuttatása Ca→Na báziscserét eredményez. Ezenkívül — a talaj megfelelő összetétele esetén — a következő reakciók létrejöttével is számolhatunk (Szokolovics és Szemin, 1984).

1. A hidratált Al-oxid és a kivált $Ca(OH)_2$ a következő kölcsönhatásba lép:

$Al(OH)_3 + NaOH \rightarrow NaAlO_2 + 2H_2O$;

$2NaAlO_2 + Ca(OH)_2 \rightarrow Na_2O \cdot CaO \cdot Al_2O_3 \cdot 2H_2O$,

$2Al(OH)_3 + 3Ca(OH)_2 \rightarrow Ca[Al(OH)_6]_2$.

2. A hidratált Si-dioxid és a $Ca(OH)_2$ kölcsönhatása:

$$Si(OH)_4 + Ca(OH)_2 \rightarrow CaO \cdot SiO_2 \cdot 3H_2O,$$

illetve a nátrium-alumináttal való kölcsönhatása:

$$2Si(OH)_4 + 2NaAlO_2 \rightarrow Na_2O \cdot Al_2O_3 \cdot 2SiO_2 + 4H_2O.$$

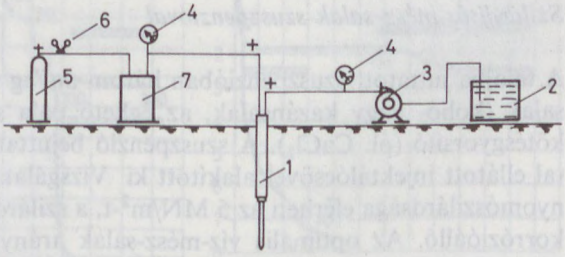
Laboratóriumi és helyszíni kísérletek alapján Szokolovics és Szemin (1984) megállapítja, hogy a lösz hatékonyan szilárdítható anélkül is, hogy a talajba kötőanyagot vinnénk be, mert a talaj kettős rétegében helyet foglalt Ca-, Al-oxid és aktív kovasav szilárdító hatású reakciója lúgos közegben enélkül is végbemegy. Ezt a megoldást választva természetesen elengedhetetlenül szükséges a talaj előzetes kémiai vizsgálata. Elektroszilikatizáció esetén pl. a még megfelelő legkisebb Ca- és Mg-ionkoncentráció — 100 g száraz talajra vonatkoztatva — 0,6 mg-ekv (Akimov, 1962).

2.6.8.6. Szilikatizálás gázzal

Azt a gondolatot, hogy a vízüveghez adandó reagensként folyadék (pl. $CaCl_2$) helyett gázt használjunk, már a 30-as évek elején felvetették (Joosten, Jorgensen). A lösztalajok vonatkozásában a szovjet kutatók kezdetben sűrített levegővel kísérleteztek, de ezzel — lévén a levegő inert közeg a vízüveg szempontjából — nem értek el megfelelő eredményt. Így az utóbbi 20–25 évben ott is a gázzal (elsősorban szén-dioxiddal) segített szilárdítás terjedt el.

Az eljárás lényege a következő *(2.98. ábra)*. A talajba először gázt juttatnak be, amely kiűzi a pórusvíz egy részét. Ezt követően sajtolják be a vízüveget, majd ismét gázt juttatnak a talajba. Ezzel kiküszöbölhetők a hagyományos szilikatizálás azon hátrányos tulajdonságai, hogy *a)* a talajban viszonylag nagy mennyiségű, könnyen kimosható szilárdulatlan vízüvegoldat marad, *b)* a szilárdított tömb kerületéhez az oldat kisebb koncentrációban érkezik, és csak részlegesen lép reakcióba (Szokolovics és Gubkin, 1970).

A szilárdításhoz használt gáz általában szén-dioxid, de kísérleteztek ammóniával (NH_3) és fluoridgázzal (supersilic-eljárás) is. Bármelyiket is használjuk, különös gondot kell fordítanunk lassú (4–5 kg/h) és folyamatos bejuttatásukra.*



2.98. ábra. Szilikatizálás gázzal (Szokolovics és Gubkin, 1970); *1* injektálócső, *2* tartály, *3* szivattyú, *4* manométer, *5* gáztartály, *6* reduktor, *7* edény a gáz továbbítására

* Egyes gázok, mint például a fluorgáz környezetvédelmi megfontolásokból már nem használhatók. (A szerk.)

Nagy szilárdságot csak szemcsés (és kis víztartalmú) homokban érhetünk el, homoklisztben csak fluorgáz segítségével. Ha a 0,06 mm-nél kisebb átmérőjű szemcsék tömegének aránya 20%-nál nagyobb, a szén-dioxiddal való szilárdítás alig jár szilárdságnövekedéssel (KELEMEN és REGELE, 1977). Ennek oka az, hogy a cementáló anyag túlnyomó része a szemcsék felületén helyezkedik el, csak a váz szilárdul (ez egyben azt is jelenti, hogy az áteresztőképesség az eredetihez képest alig csökken). Így a lösz vonatkozásában a roskadékonyság teljes vagy részleges megszüntetése az elsődleges eredmény; SZOKOLOVICS (1971) mérései szerint pl. az ammóniával gélesített vízüveg felére csökkentette a fajlagos roskadást. Jó eredményt érhetünk el nagy víztartalmú löszben is, a víz részleges kiszorítása révén (ISZAEV et al., 1979).

SZOKOLOVICS és GUBKIN (1970) szerint gáz felhasználásával a vízüveg szükséges mennyisége 40%-kal csökkenthető, és hasonló mértékben csökken a szilárdítás teljes költsége is.

2.6.8.7. Egyéb szilárdítási eljárások

A lösz szilárdítására elsődlegesen ma is a vízüvegalapú eljárásokat használják. Az időnként egy-egy szakcikkben ismertetett egyéb módszerek egyike sem terjedt el. Felhasználásuk gyakran inkább csak kísérleti jellegű, többnyire azzal a céllal, hogy a szilárdítás költségeit csökkentsék. A következőkben röviden ismertetett eljárásokban a szilárdító anyag hidraulikus kötőanyag (cement, mész), természetes talaj (agyag, bentonit) vagy műanyag (karbamid, rezorcin stb.).

Szilárdítás cementtejjel

A cementtej víz és cement keveréke. Szilárdsága — és így a vele kezelt talaj szilárdsága is — a két alkotó arányától függ. Szaratovban (SZU) egy károsodott csarnok altalajának szilárdítására használták fel (SZENOKOSZOV, 1966). Mivel a cement drága, a szuszpenzióhoz célszerű agyagot vagy bentonitot is felhasználni, különösen akkor, ha nem a szilárdság növelése az elsődleges cél.

Szilárdítás mész-salak szuszpenzióval

A talajba juttatott szuszpenzióban három anyag van: mész (30–40 tömeg-%), őrölt salak (kohó- vagy kazánsalak, az éghető pala salakja, esetleg égetett meddő) és kötésgyorsító (pl. $CaCl_2$). A szuszpenzió bejuttatására DOLGIH (1966) csavarlapáttal ellátott injektálócsövet alakított ki. Vizsgálatai szerint az így szilárdított anyag nyomószilárdsága elérheti az 5 MN/m^2-t, a szilárdított tömb jó vízszigetelő, fagy- és korrózióálló. Az optimális víz-mész-salak arányt helyszíni kísérlettel kell meghatározni.

Szilárdítás agyagszuszpenzióval

A talajba agyag + víz keverékét juttatva két — számunkra kedvező — jelenség zajlik le:

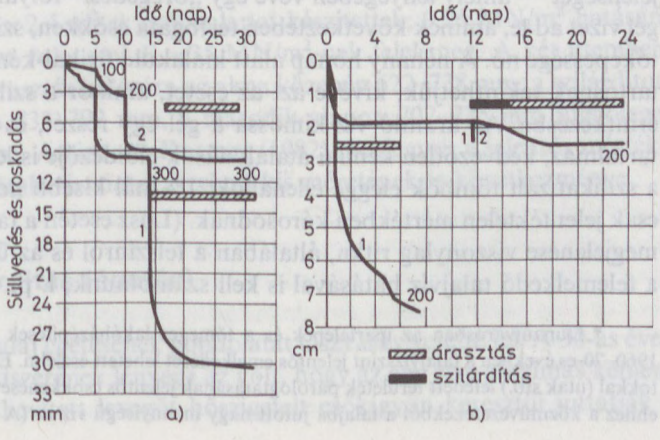
— az agyagfrakció arányának növekedésével csökken a fajlagos roskadás (vö. a 2.2.2. fejezettel);

— a pórusokban keletkező tixotrop gél csökkenti az áteresztőképességet és a roskadási hajlamot, és növeli a szilárdságot (ez a hatás különösen akkor jelentős, ha bentonitot juttatunk a talajba).

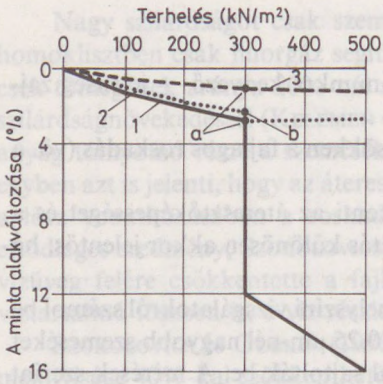
Agyagszuszpenzióval végzett laboratóriumi és helyszíni vizsgálatokról számol be Sehovcov (1960). A $\varrho = 1{,}10–1{,}16$ g/cm^3 sűrűségű és 0,25 μm-nél nagyobb szemcséket nem tartalmazó szuszpenziót 1,5–2,0 atm nyomással sajtolták be. A mérések szerint a szuszpenzió nem idézett elő roskadást, ami arra utal, hogy az agyag kötődése olyan gyors, hogy a lösz cementáló anyaga gyakorlatilag nem kap vizet. A szilárduló tömb átmérője függ a k-tényezőtől (erre a jellemzőre 10^{-3} cm/s az alsó határ), a szuszpenzió sűrűségétől és diszpergáltsági fokától, az agyag (bentonit) összetételétől és a nyomástól; a két szélső érték 0,4 és 0,7 m volt, de meghaladhatja az 1,0 m-t is. A kísérlet eredményességét a *2.99. ábra,* továbbá az ödométeres vizsgálatok is bizonyítják, amelyek szerint a fajlagos roskadás az eredeti 0,08- ($p = 200$ kN/m^2), ill. 0,168-ról ($p = 300$ kN/m^2) $\varepsilon_r = 0{,}006–0{,}008$-ra csökkent.

Szilárdítás karbamidgyantával

A karbamidgyanta a karbamid ($H_2N—CO—NH_2$) és a formaldehid (CH_2O) polikondenzációs terméke. A kísérletek szerint karbonátokat is tartalmazó talajban (amilyen a lösz is) a savval — mint katalizátorral — való kezelés nem vezet eredményre, injektálás céljára csak a vízzel előállított szuszpenzió alkalmas (Kuleev, 1961). A még az 50-es évek végén végzett kísérletek szerint az így végrehajtott szilárdítás egyik eredménye a fajlagos roskadás minimális értékre csökkenése *(2.100. ábra)*.



2.99. ábra. Agyagszuszpenzióval szilárdított talajtömb próbaterhelése (Sehovcov, 1960); *a)* szilárdítás a terhelés előtt, *b)* szilárdítás terhelt állapotban; 100, 200, 300 — terhelés (kN/m^2-ben



2.100. ábra. A karbamidgyanta hatásának vizsgálata ödométerben (KULEEV, 1961); *1* a természetes talaj roskadása víz, ill. *2* karbamidgyanta hatására, *3* a szilárdított talaj roskadása; *a)* árasztás vízzel, *b)* árasztás karbamidgyantával

Szilárdítás rezorcin-paraformaldehid oldattal

Az ezen eljáráshoz felhasznált oldat két komponensből áll. A rezorcin-szurok fekete, 1,1–1,3 g/cm³ sűrűségű folyadék, 240–260 cSt viszkozitással; vízben és alkoholban jól oldódik, semleges és lúgos közegben egyaránt szilárdul.. A paraformaldehid (paraform) a formaldehid amorf polimerje, 1,848 g/m³ sűrűségű; meleg lúgban és hígított savban oldódik. Hála a kis viszkozitásnak, és annak, hogy az oldat besajtolására — a paraform részarányának megfelelő megválasztásával — 7–8 óra áll rendelkezésünkre, a 0,10–0,05 m/nap áteresztőképességgel rendelkező löszben nagy szilárdulási sugár alakítható ki (BAZARBAEV, 1966). Az oldat azért is megfelelő szilárdításhoz, mert a besajtoláskor nem gélesedik azonnal: az alapvető reakció a komponensek között lép fel, a talaj nem játszik szerepet.

2.6.8.8. A szilárdítás hatékonyságának ellenőrzése

A szilárdított tömb fizikai jellemzői az időben változnak. Különösen jelentős változások figyelhetők meg az első 1–2 hónapban: ekkor alakul ki a „végleges" szilárdság, részben a gélképződés (kémiai reakció), részben a szinerézis hatására. Az utóbbi jelenséget — amely lényegében véve egy „öregedési" folyamat — az idézi elő, hogy a gél vizet ad le, aminek következtében térfogata csökken, szilárdsága és a talaj áteresztőképessége nő. A néhány hónap alatt kialakuló fizikai-kémiai egyensúlyt évtizedekig tartósnak tekinthetjük, kivéve azt az esetet, amikor a szilárdított tömb vízzel kerül érintkezésbe. Az áramló víz kimossa a gél egy részét, és ha káros vegyi alkotókat tartalmaz, kedvezőtlen kémiai átalakulások előidézője is lehet. Ebből a szempontból a szilikatizált tömbök eléggé ellenállók: 1%-nál kisebb koncentrációjú sav hatására csak jelentéktelen mértékben károsodnak. (Lösz esetén a talajvíz jelenléte, ill. későbbi megjelenése viszonylag ritka, általában a felszínről és az üzemből beszivárgó víz, de a felemelkedő talajvíz hatásával is kell számolnunk, l. pl. Dunaújvárosban)*.

* Dunaújvárosban az ipartelepek és a tömeges lakóházépítések előtti állapothoz viszonyítva az 1960–70-es években a talajvízszint jelentős emelkedését lehetett észlelni. Ez a beépítésekkel és a térburkolatokkal (utak stb.) lefedett területek párologtatásának jelentős csökkenésével magyarázható, de hozzájárult ehhez a közművezetékekből a talajba jutott nagy mennyiségű víz is. (A szerk.)

Az előzőekből következik, hogy a szilárdított tömböt kialakítása után 1–1,5 hónappal kell vizsgálnunk, ezenkívül csak akkor, ha olyan mennyiségű vagy összetételű vizet kapott, hogy funkciójának teljesítését illetően jogos aggályok merülhetnek fel.

A szilárdított tömb fizikai jellemzői közül a fajlagos roskadás, az összenyomódási modulus, az egyirányú nyomószilárdság és a *k*-tényező meghatározásának van elsődleges jelentősége, ezek közül is elsősorban annak (azoknak), amely a szilárdítás hatékonyságát a *szilárdítás céljának* tükrében vizsgálja. Gyakran felmerül annak szükségessége (főleg próbaszilárdítást vagy kísérletet végezve), hogy a szilárdított tömb geometriai méreteit is megismerjük. Ennek érdekében feltárásokat kell végeznünk, de eljárhatunk úgy is, hogy a tömb kiterjedését verőszondával határozzuk meg.

A laboratóriumi vizsgálatok számát jelentős mértékben csökkenthetjük regressziós kapcsolatok meghatározásával. Az egyirányú nyomószilárdság pl. függ a hézagtérfogattól, az eredeti víztartalomtól, a szilárdító folyadék sűrűségétől és viszkozitásától, a kettős réteg felépítésétől. Arra is gondolnunk kell, hogy a fizikai jellemzők az injektáló csőtől mért távolsággal is változnak, az ezt leíró kapcsolatokat célszerű a próbaszilárdítás időszakában meghatározni.

A szilárdítás abban is különbözik a többi védekezési módszertől (pl. a tömörítéstől), hogy *térben heterogén* talajtömeget alakít ki. Ez azt jelenti, hogy a szilárdítás hatékonysága megbízhatóan csak próbaterheléssel (az esetek többségében árasztásos próbaterheléssel) állapítható meg.

2.6.8.9. A súrlódási erő figyelembevétele

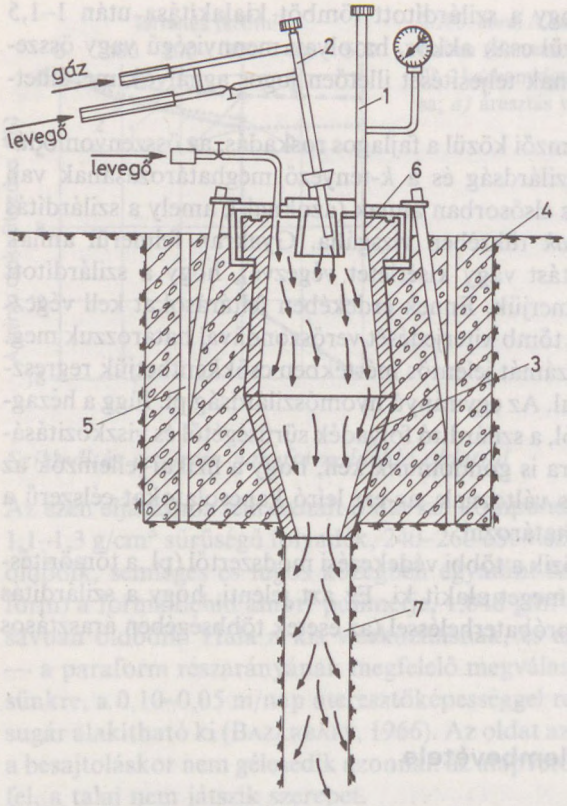
A környező talaj roskadásából — hasonlóan más eljárásokhoz (vö. a 2.6.6.3. és 2.6.7.3. fejezettel) — jelentős nagyságú súrlódási erő adódik át a szilárdított tömb határoló felületére, amint azt Krutov (1982) következő példája is bizonyítja.

Egy 24×40 m^2 alapterületű aknában két, 6×6 m^2 keresztmetszetű szilárdított tömböt alakítottak ki, egyfolyadékos szilikatizálással. A szilárdítási mélység az egyik esetben 24 m, a másik esetben 15,5 m volt (a roskadásra hajlamos lösz vastagsága 24 m).

Az első tömbön $1,5 \times 2,4$ m^2-es próbaalapot készítettek; 0,25 MN/m^2 hatására a mért süllyedés 10,9 mm volt, ami $E_s = 35$ MN/m^2-nek felel meg. A két ütemben, 110 napon át folytatott árasztás hatására az akna közepén 622–738 mm, a szilárdított tömbön álló első alapon 733–792 mm, a második alapon 707–725 mm függőleges elmozdulás következett be. Amint azt Krutov (1982) megjegyzi, a jelentős mértékű süllyedés a szilárdított tömb vízszintes értelmű kis méretének is következménye.

2.6.9. Termikus szilárdítás (égetés)

Abelev (1948) szerint a talaj égetésének gondolatát Osztasev vetette fel. A 30-as évek közepén kidolgozott módszerének lényege az volt, hogy az egy erre alkalmas kemencében 600–800 °C-ra felhevített levegőt hőszigetelt csőkígyón keresztül juttatják a



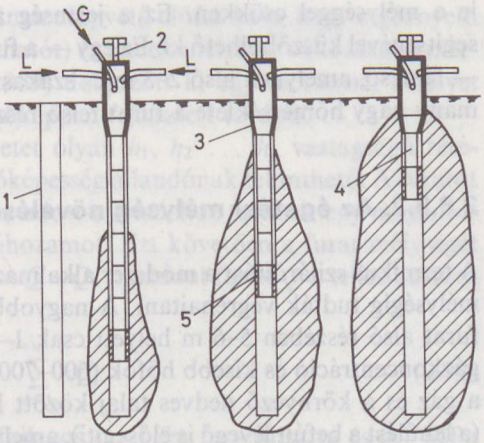
2.101. ábra. Vasbeton furatfej kerámia kamrával (KASZPERSZKIJ, 1963); *1* üvegcső manométerrel, *2* fúvóka, *3* kerámiakamra, *4* vasbeton, *5* armatúra, *6* a fúvóka fém reteszsapkája, *7* 190 mm átmérőjű furat

talajba mélyített perforált fémcsőbe. Az eljárás hatékonyságának növelésére és az igen jelentős költségek csökkentésére LITVINOV olyan megoldást dolgozott ki, amely lehetővé teszi a tüzelőanyagnak (a gázolajnak vagy gáznak) a furatban való elégetését. Az eljárást a 40-es évek végén dolgozta ki, majd a 10–12 év alatt szerzett tapasztalatait könyvben (LITVINOV, 1959) foglalta össze. Az eljárást ezt követően tovább tökéletesítették, és kiterjesztették egyéb talajokra (nagy víztartalmú iszapra és agyagra) is.

2.6.9.1. Az égetés technológiája

A tüzelőanyag égéstere az erre a célra mélyített — általában 190 mm átmérőjű — furat. Felső részét úgy kell kialakítani, hogy a különböző szelvények (fúvókák, manométercső) rögzítve legyenek. A „furatfej" kiképzésének egy lehetőségére a *2.101. ábra* mutat be példát. A kerámiából készült kamrát bebetonozzák, felső részén vezetve be a tüzelőanyagot és a manométer üvegcsövét.*

* Meglehetősen költséges eljárás, létjogosultsága vitatható. (A szerk.)



2.102. ábra. Égetés regulátor segítségével (KASZPERSZKIJ, 1963); *1* az égetéshez készített furat, *2* üvegcső, *3* regulátorfej, *4* a regulátor szórófeje, *5* azbesztttömítés, *G* gáz, *L* levegő

A tüzelőanyag ma már szinte kizárólag természetes gáz, 94–96% metántartalommal. A furatba juttatott levegőnek hármas funkciója van:

— biztosítja az égéshez szükséges oxigént és

— az égetett tömb kialakításához szükséges nyomást,

— megakadályozza, hogy a furatban kialakuló hőmérséklet 950–1050 °C fölé emelkedjék.

A levegő és gáz térfogataránya a furatok elrendezésétől és égetésük sorrendjétől függ; a KUNAKOV (1972) által leírt esetben pl. 35 : 1 és 26 : 1 között változott.

A furatban kialakított nyomás a 60-as években 10–60 kPa (KASZPERSZKIJ, 1963), később már 120 kPa (KUNAKOV, 1972), ami kedvezően befolyásolja az eljárás költségét. (Nagy nyomást csak akkor lehet folyamatosan tartani, ha a gázáteresztő képesség viszonylag kicsi.) A betonon és a talajon jelentkező repedéseket — talajjal vagy cementtejjel — be kell tömni. Jó szolgálatot tehet a lyuk köré épített, 3–3,5 m átmérőjű, aszbesztlapokkal ellátott, 25–30 cm vastag betonlemez és a kamra fölé helyezett, hasonló méretű betontömb (KASZPERSZKIJ, 1963).

A furatban kialakított hőfok 800–900 °C. A megfigyelések szerint a roskadásra való hajlam már 300 °C körüli hőmérséklet közlése esetén megszűnik, de 2,5–3,0 m átmérőjű szilárdított tömböt csak az 1000 °C-t megközelítő hőmérséklettel lehet előállítani. Az égetés időtartama viszonylag nagy: KUNAKOV (1972) esettanulmányában pl. 577, ill. 976 óra.

Gazdaságossági szempontból előnyös, ha az égetést egyidejűleg két furatban végzik, majd ezt követően a közbenső furatban (KUNAKOV, 1972).

Az égetés során figyelni kell a hőfokot, a beadagolt mennyiséget, a kialakult nyomást és ennek változását. (A nyomásesés a talaj heterogenitásának és a gáznyelő képesség növekedésének a következménye.) Hőérzékelő-párokkal folyamatosan mérni kell a furat körül különböző távolságokban kialakult hőmérsékletet is.

A gáznyelő képesség a mélységgel általában csökken, ami a hézagtényező csökkenésének és a telítettségi fok növekedésének a következménye. Ennek az a következménye, hogy az eljárás költségei nőnek, valamint az, hogy a szilárdított tömb átmérő-

je a mélységgel csökken. Ez a jelenség a 60-as évek elején kifejlesztett *regulátor* segítségével küszöbölhető ki. Ez egy — a furat átmérőjénél valamivel kisebb átmérőjű — fémcső, amelynek alsó 2–3 m-es szakaszát azbeszttel tömítik, hogy az égési tartomány nagy hőmérséklete a furat felső részén ne érvényesüljön *(2.102. ábra)*.

2.6.9.2. Az égetési mélység növelése

A termikus szilárdítást a módszer alkalmazásának első két évtizedében csak 15–16 m mélységig tudták végrehajtani. A nagyobb mélységnek az szabott korlátot, hogy a furat alsó részében 5–6 m helyett csak 1–2 m hosszú fáklya tud kialakulni, kisebb gázkoncentráció és kisebb hőfok (600–700 °C) mellett. Ilyen kis hőmérséklet mellett a gáz és a környező nedves talaj között hőcsere lép fel, a talajba lehűlt gáz kerül (a lehűlést a befújt levegő is elősegíti), amely nem alkalmas égetett tömb kialakítására. A kihűlt gáznak a nyomása is kicsi (3–4 nap alatt 5–10 kPa-ra csökken), így kicsi a vízszintes beáramlási sebesség. Kedvezőtlenül hat az is, hogy a felső rétegek gáznyelő képessége nagyobb, az ebből adódó veszteség kiküszöbölésére használt módszerek (a felső réteg tömörítése, regulátor használata) nehézkes.

Litvinov et al. (1979) olyan módszert dolgoztak ki, amelynek segítségével akár 25 m vastag égetett tömb is kialakítható. A megoldás lényege a következő:

— a fúvókát és a gyújtófejet egy nagy mélységre (19–20 m-re) lebocsátható fémcső végén helyezik el;

— az égetést alulról felfelé haladva végzik;

— a gázáteresztő képességet a nyomás 200–300 kPa-ra való növelésével fokozzák;

— a nyomás növelhetősége és a hideglevegő-veszteség csökkentése érdekében a furat felső részének falát rugalmas (pl. üvegvászon-) függönnyel látják el;

— a furatot folyamatosan, égetési ütemenként tömik be.

Az utóbbi munkafázis megakadályozza a gáznak a már kiégetett tömbbe való behatolását, stabilizálja a csóvát a fúvóka és az új fenékszint között, és átég a betömött anyag is, növelve ezzel a szilárdított tömb keresztmetszetét.

A javasolt módszerrel Zaporozsében 175 „cölöpöt" (19 000 m^3 szilárdított tömböt) készítettek 140 nap alatt, 20,16 millió m^3 levegő és 0,18 millió m^3 gáz felhasználásával.*

2.6.9.3. Előzetes és ellenőrző mérések

A szokványos módon végrehajtott talajvizsgálat során arra kell törekednünk, hogy — megfelelő mennyiségű minta és vizsgálat alapján — kellő részletességgel tudjuk meghatározni e, w és S_r mélységi változását.

* Eredményes égetési kísérleteket végeztek magyar kutatók a dunaújvárosi löszben az 1950-es években (l. FTV. Geotechnikai adatbank). (A szerk.)

A szilárdítás eredményes végrehajtásának alapvető előfeltétele, hogy a gáznyelő képességet (a légáteresztő képességi együtthatót) és ennek mélységi változását ismerjük. Ennek meghatározására LITVINOV (1959) dolgozott ki egy módszert, amelyet JURDANOV és TREGUBOV (1976) a következőképpen fejlesztett tovább.

A szerzők a szilárdítandó rétegösszletet olyan h_1, h_2 ... h_n vastagságú rétegekre bontják, amelyeken belül az áteresztőképesség állandónak tekinthető. A furatot először h_1 mélységig készítik el, és mérik az adott nyomáshoz tartozó, egy megadott kritérium szerint stabilizálódott Q_1 levegőhozamot. Ezt követően a furat mélységét h_2-vel megnövelik, és meghatározzák a $Q_2 = Q - Q_1$ hozamot (ahol Q a teljes hosszra adódó hozam). Ezt így folytatva

$$Q_n = Q - \sum_{i=1}^{i=n-1} Q_i \tag{2.92}$$

lesz az egyes rétegek keresett hozama. A fajlagos (az 1 fm furathosszra és 0,1 MPa nyomásra vonatkoztatott) hozam:

$$q_i = \frac{Q_i}{h_i \, \Delta p} \, [\mathrm{m^3/h \cdot m \cdot MPa}] \, . \tag{2.93}$$

A kísérletet meleg levegővel is el lehet végezni. Úgy is el lehet járni, hogy a furatot teljes mélységig készítjük el és tömörített talajjal való fokozatos feltöltése segítségével osztjuk szakaszokra.

Az égetés hatékonyságát feltárásból vett minták vizsgálata segítségével lehet megállapítani. Figyelembe kell vennünk, hogy a vegyi szilárdításhoz hasonlóan — ha nem is olyan mértékben — a fizikai jellemzők a furattól mért távolság függvényében változnak. (A külső zóna pl. csak reverzíbilis változásokat szenvedett — kiszáradt —, így a tartós teherviselés szempontjából nem vehetjük figyelembe.)

A megfigyelések szerint az égetés mind a hézagtérfogatot, mind az áteresztőképességet megnöveli, KASZPERSZKIJ (1963) mérései szerint pl. az előbbi $\Delta n = 3{,}5\%$-kal, az utóbbi az 5–7-szeresére nőtt az általa vizsgált területen. Jelentős mértékben nő az egyirányú nyomószilárdság is (meghaladhatja a 3 $\mathrm{MN/m^2}$-t), éspedig annál nagyobb mértékben, minél nagyobb volt az égetés időtartama.

2.6.9.4. A súrlódási erő figyelembevétele

A környező talaj roskadásának kedvezőtlen hatásával a termikus szilárdítás esetén is számolnunk kell, amint azt KRUTOV (1982) következő példája is bizonyítja.

Egy 20 × 20 m alapterületű aknában két 8 × 12 és 12 × 15 $\mathrm{m^2}$ keresztmetszetű, a teljes roskadó réteget átharántoló égetett talajtömb viselkedését vizsgálták. Árasztás hatására az akna vizsgált pontja 300 mm-t, a szilárdított tömbök 60–80 mm-t süllyedtek; a felszín süllyedése a szilárdított tömbök közelében 50–66%-kal volt kisebb, mint az ezektől távol fekvő pontokon.

A vegyileg szilárdított tömbhöz (vö. a 2.6.8.8. fejezettel) viszonyított kisebb relatív elmozdulás okát nem a szilárdítási módszerek különbözőségében, hanem abban látja a szerző, hogy itt a szilárdított tömb mérete nagyobb volt.

2.7. Meglévő épületek és környezetük vizsgálata

2.7.1. Helyszíni megfigyelések

A löszön álló épületek állagát az átlagosnál nagyobb veszély fenyegeti, mert a beszivárgó víz elleni *teljes* védelem az esetek többségében csak nagy költségekkel biztosítható, ugyanakkor a víz beszivárgásának a lehetősége majdnem minden esetben fennáll.

Az üzemeltető egyik legfőbb feladata a vízbeszivárgás megakadályozása, vagy ha ez mégis bekövetkezett, azonnali megszüntetése és a következmények felmérése. Tevékenységének ki kell terjednie az ereszcsatornák és a vizes közművek állagának időszakos felülvizsgálatára, a figyelőaknák rendszeres megtekintésére, a felszíni vízelvezetésben bekövetkező változások megfigyelésére, a talajvízszint mélységének folyamatos megállapítására.

Bár a víz okozta káros elmozdulások és többletfeszültségek kimutatása a mozgásmérés feladata (vö. a 2.7.2. fejezettel), a mérési hálózatot — gazdasági okokból — nem tudjuk olyan sűrűn elhelyezni és mérni, hogy szükségtelenné tenné az épület állagának minden részletre kiterjedő időszakos felülvizsgálatát. Ezt soron kívül is meg kell ejteni minden olyan esetben, amikor víz szivárgott be az altalajba (pl. egy közművezeték meghibásodása következtében). Ha az épületen repedések jelentek meg, folyamatosan rögzíteni kell ezek helyét és méretét, és általában minden olyan körülményt, amelynek ismerete a helyreállítás tervezéséhez szükséges.

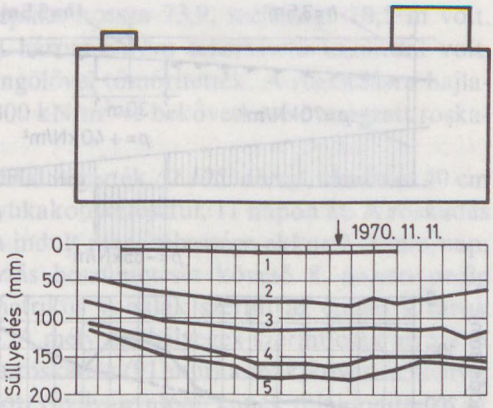
A talaj vízháztartásában bekövetkező változásokat fúrásokból vagy feltárásokból vett minták víztartalmának meghatározásával is megállapíthatjuk.

Egy kilencszintes épület kivitelezése közben a közeli nyomócső eltörött, aminek következtében az épületen 5–6 cm széles repedések jelentek meg (Galickij, 1977). A talaj víztartalma $w = 19–28\%$ volt, szemben a tervezés előtti 15–22%-kal. Meghatározták a „maradó" (még ki nem váltott) roskadékonyságot is, ez $\varepsilon_r = 0{,}005–0{,}027$-nek bizonyult ($p = 200$ kN/m^2-re).

2.7.2. Löszön álló épületek mozgásmérése*

A mozgásmérés célja a függőleges és vízszintes elmozdulások mértékének és térbeli eloszlásának a meghatározása. Merev szerkezetek esetén a függőleges elmozdulások relatív értékeiből számítható a billenés is, más létesítmények (pl. kémények) esetén azonban egyéb kiegészítő mérésekre (szakaszonkénti függőzésre, teodolittal végzett mérésekre) is szükség lehet, hogy a különböző hatásokat — süllyedés, hibás építés stb. — különválaszthassuk. Vízszintes mérésekre is ritkán kerül sor (pl. lejtőn álló épület esetén vagy a födém felfekvésének ellenőrzése céljából), így a mérések az esetek

* Építmények mozgás- (süllyedés-)mérésének igen jelentős gyakorlata és módszere alakult ki a Földmérő és Talajvizsgáló Vállalatnál (FTV). Az itt évtizedek alatt felhalmozódott eredmények és tapasztalatok szolgáltak alapul az úttörő jellegű Műszaki Előírások kidolgozásához. (A szerk.)



2.103. ábra. Talajcölöpön álló épület süllyedése talajvízszint-emelkedés hatására (POPSZUENKO et al., 1980); *1* — 1971. 06. 28., *2* — 1973. 02. 12., *3* — 1974. 05. 21., *4* — 1976. 06. 30., *5* — 1977. 01. 14.

többségében a függőleges elmozdulások meghatározására irányulnak. Ezek számszerű értékéből további mozgáselemek (szögforgás, görbületi sugár stb.) vezethetők le.

A süllyedésmérés igen megbízhatóan és szemléletesen mutatja be a víztartalom változása által kiváltott roskadás hatását. A *2.103. ábrán* látható, 1970-ben létesített épületen 1971-ben csak néhány mm-es süllyedés ($As \cong 0$) volt észlelhető. A talajvízszint fokozatos emelkedése az épület alatti talajcölöp környezetében jelentős mértékű roskadást idézett elő, ami az épület maximális süllyedését kb. 120 mm-re növelte, és jelentős süllyedéskülönbséget idézett elő. Az 1976 áprilisában bekövetkezett csatornameghibásodások a helyzetet tovább rontották, a pillérek vízszintes elmozdulása ekkor már 14–28 mm volt.

Süllyedésmérést jelentős értékű és/vagy süllyedésre érzékeny épületek esetén, új szerkezetek vagy alapozási rendszerek viselkedésének megfigyelésére, a közeli építkezés hatásának ellenőrzésére stb. szoktak végezni. Ezeken az általános eseteken kívül a löszön álló épületek mozgását akkor is célszerű mérnünk, ha

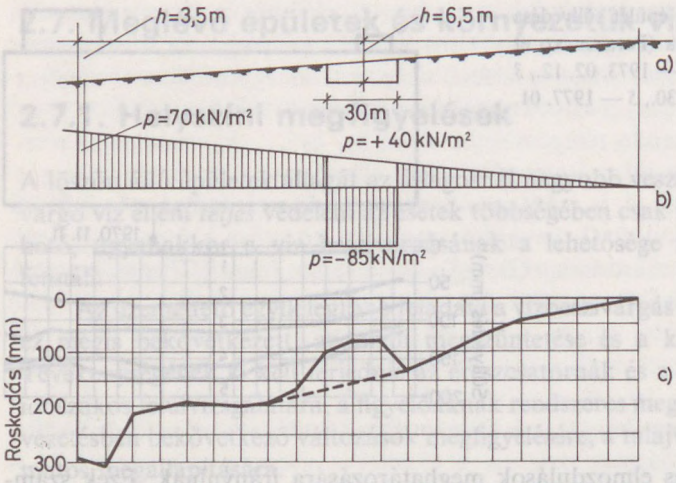
a) a vízbeszivárgás (vagy II. típusú területen a tartós talajvízszint-emelkedés) bekövetkezésének valószínűsége viszonylag nagy, és ennek káros hatása ellen nincs teljes mértékű védelem;

b) a közelben olyan tevékenység folyik, amelynek következtében nagy mennyiségű víz juthat az altalajba;

c) a területet 1–1,5 m-nél nagyobb magasságban feltöltik.

A *b)* alatti esetre jó példa egy 60 m-es kémény esete, amelynek közelében az utólag készített *közműárok* egész ősszel nyitva volt. Az ebben összegyűlt és innen a talajba szivárgott víz hatására a kémény teteje 560 mm vízszintes elmozdulást szenvedett (ABELEV, 1948).

A *feltöltés* hatását a 2.4.4. fejezet tárgyalta, nagyságrendjére és következményeire a *2.104. ábra* mutat be példát. Egy 97,2 × 240 m alapterületű csarnok helyén a területet 0–4,5 m vastagságban feltöltötték, közepén egy 30 × 60 m alapterületű, 6,5 m mély aknát létesítettek. Az ábra szerint az 1957 és 1967 között bekövetkezett roskadás ott volt a legnagyobb (295–305 mm), ahol a feltöltés vastagsága a legnagyobb volt (az épület másik végén 4,5 m-es feltöltés van, a roskadás ott 500 mm volt). Ennek oka KRUTOV (1972) szerint az, hogy a talajvízszint emelkedéséhez a feltöltés jelentős



2.104. ábra. A feltöltés okozta roskadás kimutatása süllyedésméréssel (KRUTOV, 1972); *a)* a feltöltés és az akna kialakítása, *b)* terhelés és tehermentesítés, *c)* a roskadás tengelymenti eloszlása

mértékben hozzájárult. Érdekes az ábrán azt is megfigyelni, hogy az akna helyén a roskadás mértéke kisebb volt, ami a talaj tehermentesítésének (σ_g, ezzel ε_r csökkenésének) a következménye.

A süllyedésmérések *értékelése* során általában a következő vizsgálatokat kell elvégeznünk: a konszolidációs görbe elemzése (nincs-e — pl. víz hatására kialakult — süllyedési sebességnövekedés), a mért és a kritikus mozgáselemek összevetése (a pillanatnyi biztonság számítása), a még várható mozgások prognosztizálása, a mozgásoknak egyéb hatásokkal fennálló regressziója (pl. összefüggés a süllyedés-roskadás és a mért csapadékmennyiség között). Lösz esetén az épület süllyedésének és a szabad felszín roskadásának összehasonlítása is értékes információt nyújthat: ha pl. a kettő közel azonos, igen nagy valószínűséggel feltételezhetjük, hogy a roskadást az önsúlyterhelés váltotta ki.

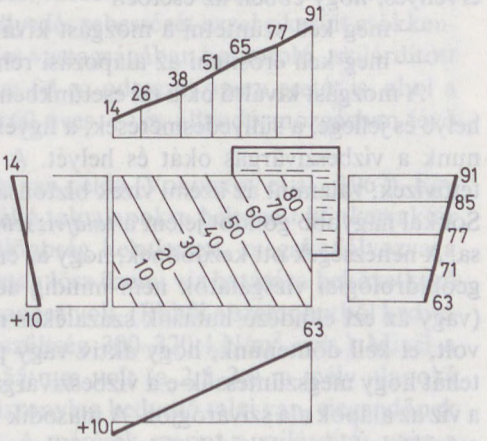
A szerkezetben keletkező többletfeszültségekre, a még meglévő biztonságra KRAVCOV et al. (1976) szerint jól következtethetünk az épületen belül pontonként mért süllyedések C_v variációs tényezőjének nagyságából, a C_v idősor pedig a biztonság időbeli változásáról adhat képet.

2.7.3. A mesterséges árasztás hatásának vizsgálata

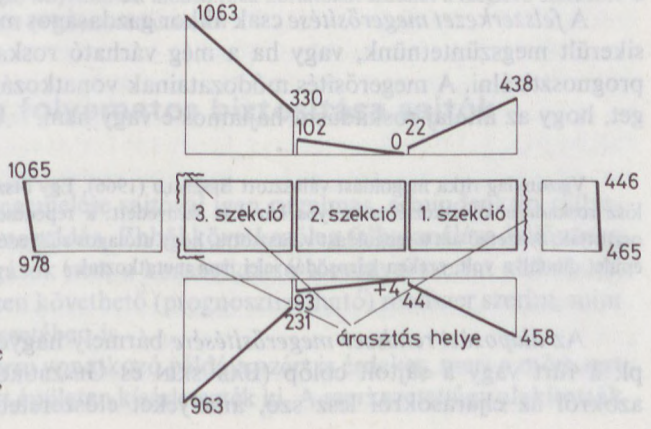
Nagy költsége miatt meglévő épületek alatti mesterséges (kísérleti) árasztást csak akkor szoktak végezni, ha tömegesen felhasznált épülettípusról (pl. tipizált épületről) van szó, és nemcsak a felszerkezet, hanem az alapozási rendszer (a védekezési módszer) viselkedésének megfigyelése is célunk. A következőkben két kísérleti árasztásra látunk példát.

1. példa. A vizsgált ötszintes panelépület hossza 73,9, szélessége 10,5 m volt. A 17,2–19,4 m hosszú szekciókon belül három-három teherviselő harántfal volt, munkagödrüket 2 m mélységig nehéz döngölővel tömörítették. A roskadásra hajlamos löszréteg vastagsága 12–15 m, a $p = 300$ kN/m^2-re bekövetkező összegzett roskadás 40–55 cm.

Az árasztást az 1. szekció egyik sarkánál végezték *(2.105. ábra)*, aknán és 40 cm átmérőjű, salakkal kitöltött, 8,5 m mély lyukakon keresztül, 11 napon át. A roskadás az árasztás kezdetétől számított 4. napon indult meg, sebessége ekkor 2–3 mm/nap, a 10. napon 16 mm/nap volt, az árasztás beszüntetését követő 8. napon pedig 0,8 mm/nap. Az ekkor szerkesztett izometrikus vonalak szerint az épület a sarok irányába megdőlt, éspedig lehajlás nélkül. A mélységi bélyegek szerint csak az 5,2 m alatti rétegek roskadtak. A viszonylag kis roskadás (91 mm) annak következménye, hogy az árasztás mindössze 11 napig tartott (nyilvánvalóan ennek tulajdonítható az is, hogy az épület nem károsodott).



2.105. ábra. Meglévő épület altalajának aszimmetrikus árasztása és az ennek hatására bekövetkezett süllyedések (ABELEV et al., 1961)



2.106. ábra. Panelépület viselkedése árasztás hatására (ABELEV et al., 1962)

2. példa. Az épület ugyanazon a területen volt, de alapterülete csak 10,5 × 53,8 m^2, és az 1. szekció alatt 2 m helyett 3 m-ig tömörítettek.

Az árasztást az 1. szekciónál a homlokzat előtt, szeptember 1. és 7., majd október 3. és 23. között, a 3. szekciónál 4–5 m hosszban a két sarok mindkét oldalán, október 14. és november 24. között végezték. A salakkal kitöltött lyukak mélysége 6,5–8,5 m volt. A roskadás maximális sebessége 33, ill. 48 mm/nap volt. A december 25-én mért süllyedések a *2.106. ábrán* láthatók. A deformációs vonal egyenes volt, az épületen károsodás nem volt megfigyelhető. A roskadás távolhatása 20, ill. 25 m, a repedések legnagyobb szélessége és mélysége 13, ill. 10 cm volt.

2.8. Károsodott épületek helyreállítása

Ha az épület olyan súlyos károkat szenvedett, hogy az állékonyság megszűnése vagy az a veszély fenyeget, hogy funkcióját nem tudja ellátni, a löszön álló épületekre is érvényes, hogy ebben az esetben

— meg kell szüntetni a mozgást kiváltó okokat, majd

— meg kell erősíteni az alapozási rendszert és/vagy a felszerkezetet.

A mozgást kiváltó ok a mi esetünkben a *víz*, a teendő pedig az, hogy a károsodás helye és jellege, a süllyedésmérések, a figyelőaknák stb. segítségével meg kell állapítanunk a vízbeszivárgás okát és helyét. A vezetékek javítása (cseréje), a felszíni és tetővizek, valamint az üzemi vizek biztonságos elvezetésének megoldása rutinfeladat. Sokkal nagyobb gondot jelent a *talajvízszint* további emelkedésének megakadályozása. A nehézségek ott kezdődnek, hogy az emelkedés okának megállapítására irányuló geohidrológiai vizsgálatok nem mindig adnak egyértelmű választ a jelenség okára (vagy az ezt előidéző hatások százalékos megoszlására). Ha a vizsgálat eredményes volt, el kell döntenünk, hogy aktív vagy passzív védekezési módozatot válasszunk, tehát hogy megszüntessük-e a vízbeszivárgást vagy csak azt akadályozzuk meg, hogy a víz az alapok alá szivárogjon. A második — az elsőnél súlyosabb — eshetőség akkor merül fel pl., ha egy közeli tározó emeli meg a talajvíz szintjét (vö. a 2.4.2.1. fejezettel); ilyen és hasonló esetekben eredményesen védekezhetünk megszakító (mély-) szivárgók építésével (Babuskin és Ginzburg, 1984).

A *felszerkezet megerősítése* csak akkor gazdaságos megoldás, ha a roskadás okát sikerült megszüntetnünk, vagy ha a még várható roskadást megbízhatóan tudjuk prognosztizálni. A megerősítés módozatainak vonatkozásában nem jelent különbséget, hogy az altalaj roskadásra hajlamos-e vagy nem.

Viszonylag ritka megoldást választott Beszpalij (1966). Egy ötszintes, 33,6 m hosszú téglaépület a lösz roskadása következtében súlyos károkat szenvedett: a repedések az épületet mintegy két részre osztották. A szerző azt a megoldást választotta, hogy utólagos süllyedési hézagot alakíttatott ki. (A többi épület dilatálva volt, ezeken károsodás jelei nem mutatkoztak.)

Az *alapozási rendszer megerősítésére* bármely hagyományos módszer alkalmas, pl. a fúrt vagy a sajtolt cölöp (Babuskin és Ginzburg, 1984). A következőkben azokról az eljárásokról lesz szó, amelyeket előszeretettel használnak löszön álló

épületek állékonyságának biztosítására. Ezek közül is a legjellegzetesebb (mert a roskadással, ill. a vízzel kapcsolatos) és a leggyakrabban használt módszer a talaj utólagos elárasztása.

2.8.1. Helyreállítás szilárdítással

A 2.6.8. és 2.6.9. fejezetekben ismertetett talajszilárdítást nemcsak új épületekhez, hanem károsodott létesítmények helyreállításához is használják.

Vegyi szilárdítással oldották meg egy csarnok alapmegerősítését egy szovjet üzemben (Akimov, 1960). A 2,5 × 3, 3 × 4,5 és 3,1 × 5 m alapterületű talpalapok a lösz roskadása következtében olyan mértékű egyenlőtlen süllyedést szenvedtek, hogy az üzemet le kellett állítani. A vegyi szilárdítás (egyfolyadékos szilikatizálás) itt azért kecsegtetett jó eredménnyel, mert a lösz vastagsága mindössze 5–6 m, alatta tömör agyag van.

Rzsanicün (1977) egy −5 m-en elhelyezett vasbeton lemezalapon álló hatszintes irodaépület helyreállításáról számol be. A süllyedés sebességét azzal sikerült csökkenteni, hogy a lemez alatt a roskadó réteget teljes vastagságában harántoló „szilárdított sávalapokat" alakítottak ki. Példaként hozza fel az odesszai opera esetét is, ahol a szilikatizálást követő 1,5 év múlva a közel 60 éves — és állandó mozgásban lévő — épület süllyedése megszűnt.

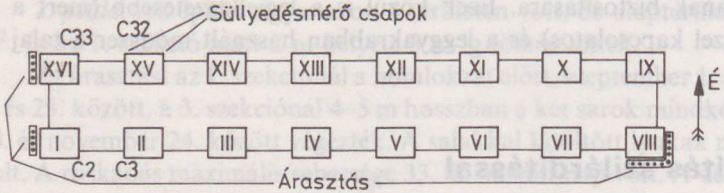
Az irodalomban *termikus szilárdításra* is van példa (Vorobkov et al., 1967). Egy 36 × 250 m^2 alapterületű, 2,5–7,4 m mélyen álló talpalapokra helyezett klinkerraktár pillérsorai között $\Delta s = 230$ mm süllyedéskülönbség keletkezett, megakadályozva a daruk üzemelését. A mozgás oka a 6–8 m vastag lösz üzemi víz hatására bekövetkező víztartalom-növekedése ($\Delta w = 5$–6%) és roskadása volt. (Ebből a szempontból kedvezőtlen körülmény volt az is, hogy a talpfeszültség 300–320 kN/m^2 volt.) Mivel a 7,0–7,2 m mély alapok süllyedése csak 40–55 mm volt (a 2,5–3,0 m mély alapoké 260–360 mm!), és ebben a mélységben már viszonylag kedvező talaj van, elegendőnek látszott a talajt 6–7,5 m mélységig kiégetni. A mérések szerint a szilárdítás után a süllyedés teljes mértékben megszűnt.

Ezen hatékony (bár eléggé drága) helyreállítási módszernek korlátokat szabhat a meglévő szerkezet hőérzékenysége, amint arra pl. Akimov (1960) is rámutatott.

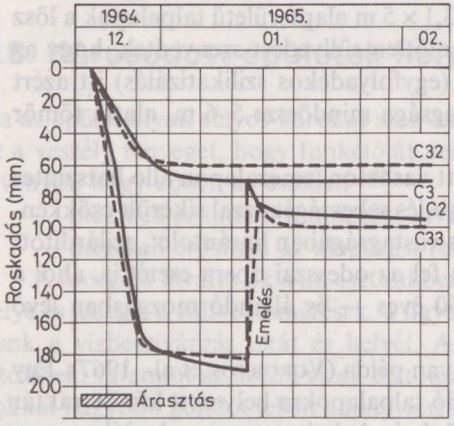
2.8.2. Az állékonyság folyamatos biztosítása sajtók segítségével

Az egyes szerkezeti elemek megemelése sajtóval igen rugalmas, a mindenkori süllyedésképhez jól alkalmazkodó megoldás. Ebből következőleg felhasználása különösen akkor jöhet szóba, ha a mozgások nem a konszolidáció törvényei szerint alakulnak, hanem térben és időben nehezen követhető (prognosztizálható) rendszer szerint, mint pl. a térfogatváltozó talajok esetében is.

Grigorjan et al. (1966) erre vonatkozó példája azért is érdekes, mert a módszert egy utólagos árasztásnak kitett épületen kísérletezték ki. A szerkezetet úgy alakították



2.107. ábra. Bástyaszerű blokkokból kialakított, sajtóval végzett utólagos emelésre alkalmas épület alaprajza (GRIGORJAN et al., 1966)



2.108. ábra. A 2.107. ábrán látható épület négy bástyája között a roskadás hatására kialakuló süllyedéskülönbség az I. és XVI. sz. bástya megemelése előtt és után (GRIGORJAN et al., 1966)

ki, hogy az egyenlőtlen süllyedés sajtók segítségével megszüntethető legyen: a fő teherviselő elemek bástyaszerűen kialakított blokkok voltak *(2.107. ábra)*, amelyekhez csuklósan csatlakoztak a többi elemek (falpanelek, kiváltók, födémpanelek, lépcsőkarok stb.).

Az árasztást a Ny-i oldal két, I. és XVI. jelű „bástyája" mellett kezdték, négy 350 mm (alul 140 mm) átmérőjű, kaviccsal kitöltött furat segítségével, bástyaként 20–40 m^3 vizet juttatva a talajba. Az öt napig tartó árasztás hatására jelentős mértékű roskadás és süllyedéskülönbség ($\Delta s = 10–12$ cm) következett be *(2.108. ábra)*. Ennek eredményeképpen a teherhordó panelok között 10–30 mm-es megnyílás volt megfigyelhető, a padozatok 1–2%-os lejtésbe kerültek, a födémlemezek 30 mm-t elcsúsztak (a felfekvés eredetileg 140 mm volt), a teherhordó paneleken 3 mm széles repedések jelentek meg.

Az I. és XVI. jelű bástyát az árasztás beszüntetését követő 14. napon emelték meg, közel egy időben, hat 100 t-ás és két 200 t-ás sajtó segítségével. A 12 cm-es emelés (lásd a 2.108. ábrát) 100 percig tartott; az emelés mértékének megfelelően a keret sarka alá 10 mm vastag acéllemezeket csúsztattak be. Az emelés hatására a rések és a repedések majdnem teljes, a főfalakon teljes mértékben záródtak.

A DNy-i sarkon az árasztás — nyolc nap megszakítással — 24 napig tartott, összesen 510 m^3 vizet használva fel. Az árasztás hatására a VII. és VIII. bástya között $\Delta s = 249$ mm süllyedéskülönbség (a „tervezett" érték kétszerese) alakult ki. A károso-

dás mértéke nagyobb volt, mint a Ny-i oldalon (a lépcsőkart pl. meg kellett erősíteni, mert mozgása veszélyessé vált). Ezt követően a VIII. és IX. bástyát 12 cm-rel megemelték, majd a VIII. bástyát további 10 cm-rel. Az eredeti állapotot ezzel sem sikerült teljes mértékben visszaállítani: a lépcsőn a maradó alakváltozás 10–30 mm volt, a VIII. és IX. bástya billenésének mértéke 30 mm volt. A következő két hónapban több kisebb javítást végeztek, végül a lakóház már megfelelt rendeltetésének.

A szerzők szerint sajtót akkor célszerű beépíteni, ha az önsúlyból eredő roskadás nagyobb 20 cm-nél. Az emelést akkor kell elkezdeni (a cikkben leírt szerkezet esetén!), amikor a süllyedéskülönbség már 12 cm.

2.8.3. Helyreállítás utólagos árasztással

Az utólagos árasztásnak két módozata van:

— csak az épület kevésbé süllyedt részeire korlátozzuk,

— a roskadást a teljes alapozási rendszer alatt kiváltjuk.

Mindkét változat esetén ún. „szervezett árasztást" végzünk. Ez azt jelenti, hogy

— az árasztással párhuzamosan folyamatosan mérjük a mozgáselemeket,

— rendszeresen rögzítjük az épület állagára tett vizuális megfigyeléseket (repedések záródásának mértékét stb.),

— a talajba juttatott víz mennyiségét az előző két művelet eredményétől függően, az árasztás megszüntetése után várható roskadást is figyelembe véve határozzuk meg.

Lehetőség szerint minden mozgáselemet mérnünk kell: az alapok süllyedését, egyes elemek (pl. a födémek) vízszintes elmozdulását és a szerkezeti elemek függőlegestől való eltérését. Ezek és az árasztás előtti értékek ismeretében — esetleg a süllyedéskritériumokat is figyelembe véve — dönthetünk a vízadagolás ütemezéséről, ill. megszüntetéséről. Felhasználhatjuk a 2.7.2. fejezetben ismertetett eljárást is, azt nevezetesen, hogy folyamatosan számítjuk az átlagos süllyedést és a süllyedések variációs tényezőjét.

A vizet aknák és/vagy furatok segítségével juttathatjuk az altalajba, az előzetes árasztással kapcsolatban megismert szabályok szerint. Az I. típusú területeken a víznek csak a feszültségi határmélységig kell lejutnia. A II. típusú területeken — a káros vízszintes elmozdulások kialakulásának megakadályozására — az árasztási rendszert az épület kontúrjain túl kell nyújtanunk. Ha furatok nem készülnek, az árasztott területnek hosszirányban 0,3–0,5 H-val, keresztirányban 0,1–0,2 H-val kell túlnyúlnia az épületen; ha furatokkal árasztunk, a homlokzaton többletsorra van szükség (Krutov, 1982).

A II. típusú területeken úgy is eljárhatunk, hogy a σ_g okozta roskadást építés előtt, a σ_z okozta roskadást építés után váltjuk ki (Krutov, 1982).

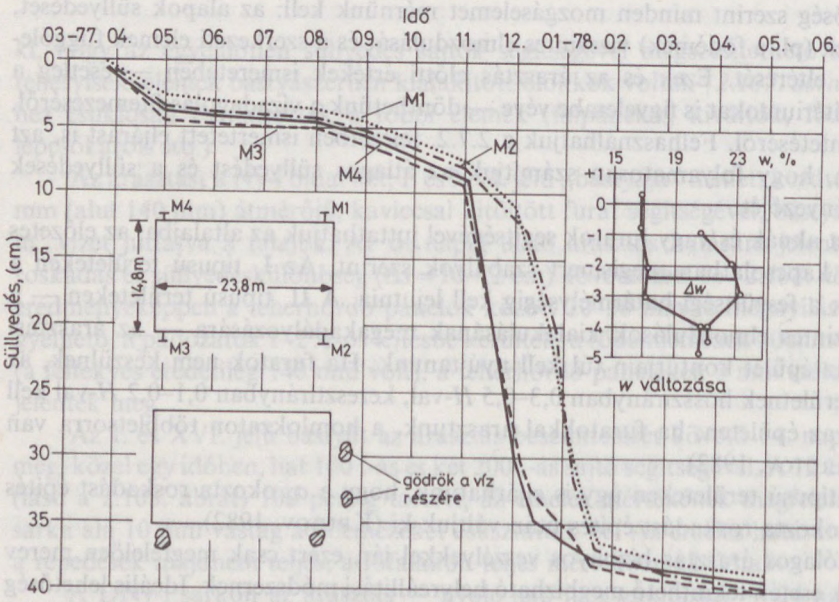
Az utólagos árasztás bizonyos veszélyekkel jár, ezért csak megfelelően merev építmények esetén tekinthető megbízható helyreállítási módszernek. Ideális lehetőség kémények visszaállítására; Szaratovban (SZU) pl. három, 1 m-nél nagyobb billenést szenvedett kéményt tettek így újra függőlegessé (Szenokoszov, 1964).

A következőkben lássunk két — egymástól több tekintetben eltérő — példát az utólagos árasztásra.

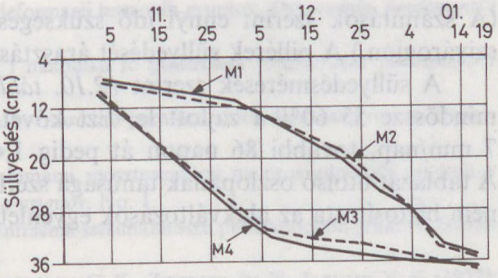
A *2.109. ábra* egy 16 szintes épület négy pontján mért süllyedések időbeli lefolyását mutatja be (TUGAENKO et al., 1979). A 621 m^2 alapfelületű, 180 kN/m^2-rel igénybe vett alap alatt 4,5–5,0 m-re volt a talajvíz. Az átlagos süllyedés 1977 novemberének elején 83 mm volt; a süllyedéskülönbség nem volt jelentős, a dőlés mértéke mindössze 0,00058, ill. 0,00025 volt. November 3. és 29. között az M3 és M4 jelű csapokon mért süllyedés már 165 mm-rel haladta meg az M1 és M2 csapokon mért süllyedések átlagát. Ennek következtében a dőlés 0,0076-re nőtt, tehát jelentősen meghaladta a megengedett értéket (ez 0,002). A roskadást az alaptól 4 m-re haladó melegvízvezeték károsodása idézte elő.

A helyreállításra azt a módszert választották, hogy az épület körül négy, 5–6 m^2 felületű aknát ástak, majd ezekbe 80 °C hőmérsékletű vizet vezettek. A kísérlet eredményes volt *(2.110. ábra)*; az 1978. május 15-én mért, az M3 és M4 pontokra vonatkoztatott dőlés már csak 0,00021 volt.

DIKOVSZKIJ (1975) egy 18 × 144 m alapterületű, keretszerkezetű csarnok helyreállításáról számol be. A gőzöléshez felhasznált üzemi víz a 28 m vastagságú löszrétegbe szivárgott, aminek következtében 30 és 40 cm közötti süllyedések alakultak ki, a falakon és oszlopokon repedések jelentek meg, a darupálya lehajlása pedig 23 cm-re nőtt. A helyreállítást célzó árasztást úgy hajtották végre, hogy az üzem belsejét 1 m magasságig vízzel töltötték fel, 35 napig tartva a vízoszlop ezen magasságát.



2.109. ábra. Egy 16 szintes épület süllyedése csatornából elszivárgó víz hatására, a víztartalom változása és a tervezett árasztás helye (TUGAENKO et al., 1979)



2.110. ábra. A 2.109. ábrán látható épület visszszabillentése árasztással (TUGAENKO et al., 1979)

2.10. táblázat. Az utólagos árasztással kiváltott mért s_r (mm) süllyedések (számláló) és v_r (mm/nap) átlagos süllyedési sebességek (nevező) ((DIKOVSZKIJ, 1975); *a* — az árasztás előtt (167 nap), *b* — az árasztás alatt (35 nap), *c* — árasztás utáni első fázis (41 nap), *d* — a roskadás stabilizációja (86 nap)

Oszlop jele	Roskadási fázisok				$\sum s_r$ (mm)
	a	*b*	*c*	*d*	
1 (bal)	3 / 0,02	871 / 26	265 / 6,5	123 / 1,4	1262
1 (jobb)	3 / 0,02	992 / 27	294 / 7	122 / 1,4	1411
5	13 / 0,1	965 / 28	299 / 7	127 / 1,5	1404
6	34 / 0,2	1035 / 30,4	344 / 8	123 / 1,4	1536
12	40 / 0,24	978 / 29	277 / 7	121 / 1,4	1416
13	41 / 0,24	1008 / 29,7	282 / 7	82 / 11	1413
18 (bal)	3 / 0,02	761 / 22	297 / 7	153 / 1,8	1214
18 (jobb)	10 / 0,06	840 / 25	286 / 7	125 / 1,4	1261
25	5 / 0,03	274 / 8	197 / 5	120 / 1,4	596
24	0 / 0	460 / 14	188 / 4,6	119 / 1,4	767

(A számítások szerint ennyi idő szükséges ahhoz, hogy a víz a talajvíz szintjéig szivárogjon.) A pillérek süllyedését árasztás közben és azt követően is mérték.

A süllyedésmérések szerint *(2.10. táblázat)* az árasztás végéig a süllyedésnek mindössze 55–60%-a zajlott le. Ezt követően a süllyedés sebessége 41 napon át 7 mm/nap, további 86 napon át pedig 1,4 mm/nap volt (vö. a 2.2.5. fejezettel). A táblázat utolsó oszlopának tanúsága szerint az utólagos árasztás ebben az esetben nem biztosította az alakváltozások egyenletességét.

Irodalom a 2. fejezethez

Abelev, Ju. M. (1948): *Osznovi proektirovania i sztroitelsztva na makroporisztih gruntoh.* Sztrojvoenmorizdat, Moszkva

Abelev, Ju. M. (1959): Javlenia proszodki i io zakonomernoszti dlja makroporisztih glinisztih (lesszovih) gruntov. *Szb. Insztituta osznovanij* No 37, Gossztroizdat

Abelev, M. Ju. (1975): Compacting loess soils in the USSR. *Géotechnique,* No 1.

Abelev, Ju. M., Brajt, P. I., Krutov, V. I., Szorocsan, E. A. (1961): Deformacii krupnopanelnovo doma na proszadocsnih gruntoh pri iszkussztvennom zamacsivanii osznovanija. *Osznovania, fundamenti i mehanika gruntov,* No. 6.

Abelev, Ju. M., Brajt, P. I., Krutov, V. I., Kulacsenok, B. G., Szorocsan, E. A., Ejduk, R. P. (1962): Iszpitonie krupnopanelnovo doma szerii I — 480 — P, vozvedennovo na proszadocsnih gruntah. *Osznovania, fundamenti i mehanika gruntov,* No. 2.

Abelev, Ju. M., Dondüs, A. M., Ivanov, Ju. K., Krutov, V. I., Liszovszkij, V. P., Pankin, G. N. (1965): Opit vüprovlenia krenov krupnoponelnovo doma szerii I — 480 — P poszle proszadki osznovania, *Osznovania, fundamenti i mehanika gruntov,* No. 3.

Abelev, M. Ju., Mustafaev, A. A., Bagdasarov Ju. A. (1989): New experimental studies of problems of construction on loess soils. *Proc. of the 12th ICSMFE,* Vol. 1., Rio de Janeiro

Akimov, A. A. (1960): Zakreplenije makroporisztih lessznovidnih gruntov metodom szilikatizacii. *Osznovania, fundamenti i mehanika gruntov,* No. 3.

Akimov, A. A. (1962): Zakreplenie lesszovih gruntov elektroszilikatizaciej. *Osznovania, fundamenti i mehanika gruntov,* No. 4.

Altes, J. (1976): Die Grenztiefe bei Setzungsberechnungen. *Bauingenieur,* No. 3.

Ali, M. M., Nowatzki, E. A., Myers, D. E. (1989): Geostatical methods to predict collapsing soils. *Proc. of the 12th ICSMFE,* Vol. 1., Rio de Janeiro

Amirsoleymani, T. (1989): Mathematical approach to evaluate the behaviour of collapsible soils. *Proc. of the 12th ICSMFE,* Vol. 1., Rio de Janeiro

Ananev, V. P., Mozgovoj, O. I. (1971): O zaviszimoszti kriteriev proszadocsnoszti lesszovih gruntov ot genezisza i geomorfologii. *Osznovania, fundamenti i mehanika gruntov,* No. 6.

Anpilov, V. E. (1976): Analiz nabludenij za razvitiem podtoplenia promüslennoj ploscsodki kokszokimicseszkovo zavoda, szlozsennoj proszadocsnimi gruntami. *Osznovania, fundamenti i mehanika gruntov,* No. 6.

Antonjuk, V. G., Rabinovics, I. G. (1984): Opit szoversensztvovania fundamentov v bütrambovannih kotlovanoh pod szelszkohozjasztvennie zdania Ukraini. *Osznovania, fundamenti i mehanika gruntov,* No. 6.

Aszkalonov, V. V. (1949): *Szilikatizacia lesszovih gruntov.* Massztroizdat

Aszkalonov, V. V. (1959): *Szilikatizacia lesszovih gruntov.* Gossztroizdat, Moszkva

Babuskin, G. U., Ginzburg, L. K. (1984): Uszlenie fundamentov na proszadocsnih gruntah sz pornoscsu zadavlivaemih szvoj. *Osznovania, fundamenti i mehanika gruntov,* No. 1.

Bagdaszarov, Ju. A., Pucsigin, A. P., Efimov, V. I., Szimonov, Ju. G. (1987): Opit szelszkohozjasztvennovo i zsiliscsnovo sztroitelsztva na fundamentah v vütrambovaunih kotlovanah sz usireunim osznovaniem. *Osznovania, fundamenti i mehanika gruntov,* No. 3.

Balaev, L. G. (1967): O prognoze proszadocsnih deformacij lesszovih gruntov. *Osznovania, fundamenti i mehanika gruntov*, No. 3.

Balandin, Ju. G. (1967): Proszadocsnoszt szloja i metodika io podszcseta. *Osznovania, fundamenti i mehanika gruntov*, No. 3.

Bazarbaev, I. A. (1966): Zakreplenie lesszovih gruntov rezorcino-paraformaldehidnim rasztvorom. *Osznovania, fundamenti i mehanika gruntov*, No. 6.

Beszpalij, I. D. (1966): Rezultati nabludenij za domami, posztroennimi na proszadocsnih gruntah v Herszone. *Osznovania, fundamenti i mehanika gruntov*, No. 1.

Bondarenko, V. I. (1973): Proizvodsztvennij opit sznizsenia szzsimalmoszti proszadocsnih gruntov. *Osznovania, fundamenti i mehanika gruntov*, No. 5.

Bozsko, A. G., Dzsumaev, K. M., Krutov, V. I., Grigorjak, G. K., Zinovjev, Ju. N., Jarutin, V. K. (1977): Opit usztroisztva fundamentov na proszadocsnih gruntah v vütrambovannih kotlovanoh. *Osznovania, fundamenti i mehanika gruntov*, No. 1.

Braun, A. (1842): Vergleichende Zusammenstellung der lebenden und diluvialen Molluskenfauna des Rheintales mit der tertiären des Mainzer Beckens. *Ber. Vers. dtsch. Naturf.*, Vol. 20.

Browzin, B. S. (1981): Rheological definition of loess subsidence. *Proc. of the 10th Int. Conf. SMFE*, Vol. I., Stockholm

Bulavin, B. P. (1961): O vizualnoj ocenke proszadocsnih szvojsztv lesszovih gruntov. *Osznovania, fundamenti i mehanika gruntov*, No. 4.

Bull, W. B. (1964): Alluvial fans and near-surface subsidence in Western Frasno County, California. Geological Survey Professional Paper 437-A, Washington

Burland, J. B., Wroth, C. P. (1974): Settlement of buildings and associated damage. *Proc. of the Conf. on the settlement of structures*, Cambridge

Casagrande, A. (1932): The structure of clay and its importance in foundation engineering. *J. Boston Soc. Civ. Engrs.*, Vol. 19.

Clemence, S. P., Finbarr, A. O. (1981): Design consideration for collapsible soils. *Proc. of the ASCE*, No. GT3

Cosovliu, O. I., Dianu, U. D.: Analysis of behaviour in case of a building with carrying walls of reinforced concrete, erected in loessoid foundation soil, saturated its thickness through. *Proc. of the Danube Eur. Conf. on SMFE*, Vol. II., Kisinev

Denisov, N. Ja. (1946): *O prirode proszadocsnih javlenij v lesszovidnih szuglinkah.* Izd. Szovjetszkaja Nauka, Moszkva

Denisov, N. Ja. (1953): *Sztroitelnie szvojsztva lessza i lesszovnih szuglinkov.* Gosz. Izd. Literaturi po sztroitelszton i arhitekture, Moszkva

Denisov, N. Ja. (1962): Nekotorie voproszi sztroitelsztva na lesszovih gruntah. *Osznovania, fundamenti i mehanika gruntov*, No. 4.

Dikovszkij, A. P. (1975): Opit uplotnenia proszadocsnih gruntov v osznovanii promislennovo szooruzsenia organisovannüm uvlazsneniem. *Osznovania, fundamenti i mehanika gruntov*, No. 4.

Dmitriev, N. V., Korolev, V. M., Lvovics, L. B., Malüsev, L. I., Etkin, G. Sz. (1988): Buroinjekcionnie szvai v proszadocsnih gruntah. *Osznovania, fundamenti i mehanika gruntov*, No. 1.

Dolgih, P. D. (1966): Zahreplenie proszadocsnih lesszovih gruntov putem injektirovania izvesztkovoslakovoj szuszpenzii. *Osznovania, fundamenti i mehanika gruntov*, No. 4.

Dondüs, A. M. (1976): Isszledovanie neszuscsej szposzobnoszti fundamentov v vüstampobannoj poloszti pri vozdejsztvii vertekalnih i gorizontalnih szil. *Osznovania, fundamenti i mehanika gruntov*, No. 6.

Draninkov, A. M. (1965): Uszlovia sztroitelsztva na proszadocsnih lesszovih gruntah. In: *Sztroitelsztvo na lesszovnih proszadocsnih gruntah.* Ukr. NTO sztrojindusztrii

Dudley, J. H. (1970): Review of collapsing soils. *Proc. of the ASCE*, No. SM3.

Dühovicsnaja, N. A., Krutov, V. I. (1976): Sztroitelsztva novovo rajona g. Toljatti no proszadocsnih gruntah. *Osznovania, fundamenti i mehanika gruntov*, No. 4.

Egri Gy., Réthäti L. (1959): Az FTI süllyedésméréseinek statisztikai feldolgozása. *Mélyépítéstudományi Szemle*, 3. sz.

Egri Gy., Réthäti L. (1960): A süllyedésmérésekből levonható következtetések. *Mélyépítéstudományi Szemle*, 6. sz.

Ejubov, A. A. (1986): Polzucseszt lesszovih proszadocsnih gruntov pri kompresszii. *Osznovania, fundamenti i mehanika gruntov*, No. 3.

Estaviev, D., Milev, G., Karacsorov, P. (1985): Settlements of TV tower built on stabilized loess. *Proc. of the 11th Int. Conf. SMFE*, Vol. II., San Francisco

Ferreira, S. R. M., Teixeira, D. C. L. (1989): Collapsible soil — A practical case in construction (Pernambuco, Brazil). *Proc. of the 12th ICSMFE*, Vol. 1., Rio de Janeiro

Filipcsuk, L. A., Muzika, Sz. F. (1963): Polevie iszpitanie proszadocsnih gruntov. *Osznovania, fundamenti i mehanika gruntov*, No. 5.

Földes F., Rétháti L. (1961): Alapozás lösztalajon a legújabb szovjet tapasztalatok szerint. *Mélyépítéstudományi Szemle*, 6. sz.

Galaj, B. F. (1973): Sztatiszticseszkoe szoposztavlenie ocenki prosnadocsnoszti lesszovih porod po metodam odnoj i dvuh krivih. *Osznovania, fundamenti i mehanika gruntov*, No. 2.

Galaktionov, V. I., Szdobnikov, A. A., Lobanov, O. V. (1986): Oszadki mnogoetazsnih zdanij na fundamentah v vütrambovannih kotlovanah sz usirennim osznovaniem. *Osznovania, fundamenti i mehanika gruntov*, No. 6.

Galickij, V. G. (1960): Oszobennoszti sztroitelsztva fundamentov v lesszovih gruntah sz karsztovimi pusztotami. *Osznovania, fundamenti i mehanika gruntov*, No. 2.

Galickij, V. G. (1970): Isszledovania effektivnoszti glubinszovo uplotnenia proszadocsnih gruntov na sztroitelsztve v g. Toljatti. *Osznovania, fundamenti i mehanika gruntov*, No. 6.

Galickij, V. G. (1977): Deformacii zsilih zdanij, vozvidimih na proszadocsnih gruntah. *Osznovania, fundamenti i mehanika gruntov*, No. 3.

Galickij, V. G., Kruglov, I. N. (1970): Opit uplotnenia lesszovih proszadocsnih gruntov na sztroitelsztve v g. Toljatti. *Osznovania, fundamenti i mehanika gruntov*, No. 4.

Galickij, V. G., Popszuenko, I. K., Muszazljan, A. A. és Vilfand, A. G. (1983): Oszadki szooruzsenij na vodonaszüscsennih lesszovih gruntah. *Proc. of the Danube Eur. Conf. on SMFE*, Vol. II., Kisinev

Galickij, V. G., Bagdaszarov, Ju. A. (1988): Oszadki zsilnih i obscsesztvennih zdanij na proszadocsnih gruntah bolsoj mascsnoszti. *Osznovania, fundamenti i mehanika gruntov*, No. 2.

Gendel, E. M. (1986): O predovrascsenii i usztranenii oszadok zdonij i szooruzsenij, vozvedennih na gruntah II. tipo po proszadocsnoszti. *Osznovania, fundamenti i mehanika gruntov*, No 6.

Gibbs, H. J., Bara, J. P. (1967): Stability problems of collapsing soils. *Proc. of the ASCE*, Vol. SM4

Gibbs, H. J., Holland, W. Y. (1960): Petrographic and engineering properties of loess. *Engineering Monograph* No. 28, US Bureau of Reclamation

Gilman, Ja. D., Zotov, V. D. (1973): Opit primenenia fundamentov iz korotkih nabivnih szvaj (mikroszvaj) v szelszkohozjasztvennom sztroitelsztve na lesszovih gruntah. *Osznovania, fundamenti i mehanika gruntov*, No. 5.

Goldstein, M. N. (1969): O principah proektirovania szooruzsenij na proszadocsnih ot zamacsivania gruntah. *Osznovanija, fundamenti i mehanika gruntov*, No. 6.

Goldstein, M. N. (1989): Kak sztroity na lesszovih gruntah? *Osznovania, fundamenti i mehanika gruntov*, No. 6.

Goldstein, M. N., Makarenko, N. A. (1970): Ob opredelenii proszadocsnih szvojsztv lesszovih gruntov. *Osznovania, fundamenti i mehanika gruntov*, No. 6.

Goldstein, M. N., Makarenko, N. A. (1978): Uproscsennij metod opredelenia otnoszitelnoj proszadocsnoszti lesszovih gruntov. *Osznovania, fundamenti i mehanika gruntov*, No. 1.

Gorlovszkij, B. L., Gohfeld, B. L. (1964): O haraktere deformacij szooruzsenij TEC v Szaratove v szvjazi sz io obvodneniem. *Osznovania, fundamenti i mehanika gruntov*, No. 5.

Grafov, I. Sz., Izmajlov, O. V., Csuprina, A. A. (1983): Fundamenti povüsennoj zsesztkoszti zdanij, vozvodimih na proszadocsnih vodonoszüsennih gruntah i v szeizmicseszkih uszloviah. *Proc. ov the Danube Eur. Conf. on SMFE*, Vol. II., Kisinev

Grigorjan, A. A. (1962): Opitnoe zamacsivanie proszadocsnovo grunta v g. Herszone. *Osznovania, fundamenti i mehanika gruntov*, No. 1.

Grigorjan, A. A. (1968): Proszadka lesszovih gruntov pod hidrodinamicseszkim davleniem. *Osznovania, fundamenti i mehanika gruntov*, No. 4.

Grigorjan, A. A. (1970): O proektirovanii szvajnih fundamentov na proszadocsnih gruntah. *Osznovania, fundamenti i mehanika gruntov*, No. 4.

GRIGORJAN, A. A., IVANOV, JU. K. (1968): Prognoz proszadki gruntovoj tolscsi pri zamacsivanii cserez nebolsoj v plane glubokij isztocsnik. *Osztovania, fundamenti i mehanika gruntov*, No. 6.

GRIGORJAN, A. A., GRIGORJAN, R. G. (1975): Ekszperimentalnoe izucsenie szil „otricatelnovo trenia" po bokovoj poverhnoszti szvoj pri proszadke gruntov ot szobsztvennovo vesza. *Osznovania, fundamenti i mehanika gruntov*, No. 5.

GRIGORJAN, A. A., JUSUBE, SZ. V. (1986): Vzaimodeisztvie buronabivnih szvoj sz gruntom v uszloviah II. tipa po proszadocsnoszti. *Osznovania, fundamenti i mehanika gruntov*, No. 2.

GUPALENKO, V. I., RUDENKO, A. A. (1976): Isszledovania raboti buronabivnih szvoj i uplotnennih masszivov pri proszadkah okruzsajuscsih ih gruntov ot szobsztvennovo vesza. *Osznovania, fundamenti i mehanika gruntov*, No. 2.

GVOZDEV, V. SZ. (1930): Proszadki na Malo-Kabardinszkoj oroszitelnoj szisztеme. *Izvesztia Goszudarsztvennovo naucsno-melioracionnovo insztituto*, büp. 21.

HELADZE, I. E. (1929): Javlenie obrazovania trescsin i oszadki gruntov vdol oroszitelnih konalov. *Trudi 2. Vszeszojuznovo hidrologicseszkovo szezda*, cs. 2.

HENDEL, E. M., MEZSEROVSZKIJ, V. A. (1975): Sztroitelsztvo na moscsnih tolscsah proszadocsnih gruntov i kulturnih otlozsenij v Szomorkandszkoj oblaszti. *Osznovania, fundamenti i mehanika gruntov*, No. 3.

HOLTZ, W. G., HILF, J. W. (1961): Settlement of soil foundations due to saturation. *Proc. of the 5th Int. Conf. on SMFE*, Vol. 1., Paris

ILICSEV, V. A., GOLUBCOVA, M. N., MUSZAELJAN, A. A., LAVRUSZEVICS, L. V., GELMAN, T. V. (1989): Izmenenie szejszmicseszkih szvojsztv lesszovih gruntov pri inzsenernoj podgotovke territorij. *Osznovania, fundamenti i mehanika gruntov*, No. 3.

INGLES, O. G., AITCHISON, G. D. (1969): Soil-water disequilibrium as a cause of subsidence in natural soils and earth embankments. *Intern. Symposium on Land Subsidence, AIHS Publication* No 89, Tokio

ISZAEV, B. N., ZELENSZKIJ, V. JU., SUVALOVA, L. P., SZEMENOV, JU. I. (1979): Opit zakreplenia vodonaszüscsennih lesszovih gruntov szposzobom gazovoj szilikatizacii. *Osznovania, fundamenti i mehanika gruntov*, No. 2.

ISZAEV, B. N., SZOSIN, M. V., BADEEV, SZ. JU., DOROZSIN, U. F. (1988): Opüt himicseszkovo zakreplenia lesszovovo proszadocsnovo grunta sz iszpolzovaniem sneka-injektora. *Osznovania, fundamenti i mehanika gruntov*, No. 1.

ISZAEV, B. N., BADEEV, SZ. JU., ZELENSZKIJ, V. JU. (1989): Szvojnie fundamenti no zakreplenom osznovanii v gruntah II. tipa po proszadocsnoszti. *Osznovania, fundamenti i mehanika gruntov*, No. 4.

JEGOROV, SZ. N. (1960): Opit uplotnenia proszadocsnih gruntov tjazselimi trambovkami v zimnee vremja bez zamacsivania. *Osznovania, fundamenti i mehanika gruntov*, No. 3.

JENNINGS, J. E. (1957): The additional settlement of foundations due to a collapse of structure of sandy subsoils on wetting. *Proc. of the 4th Int. Conf. on SMFE*, Vol. 1., London

JORDANOV, A. L., TREGUBOV, V. A. (1976): K opredeleniu gazopronicalmoszti burovih szkvazsin, prohodimih dlja termicseszkovo uprocsnenia gruntov. *Osznovania, fundamenti i mehanika gruntov*, No. 3.

KASZPERSZKIJ, O. A. (1963): Termicseszkoe ukreplenie lesszovnih proszadocsnih gruntov. *Osznovania, fundamenti i mehanika gruntov*, No. 4.

KELEMEN J., REGELE Z. (1977): Talajszilárdítás. In: Rózsa L. szerk. *Az alapozás kézikönyve*. Műszaki Könyvkiadó, Budapest

KÉZDI Á., EGRI GY. (1963): Setzungen im Löss infolge der Erhöhung des Grundwasserspiegels. *Europäische Baugrundtagung*, Wiesbaden

KÉZDI Á., RÉTHÁTI L. (1988): *Handbook of Soil Mechanics*, Vol. 3. Elsevier, Amsterdam—Akadémiai Kiadó, Budapest

KNIGHT, K. (1963): The origin and occurrence of collapsing soils. *Proc. of the 3rd Regional Conf. for Africa on SMFE*, Vol. 1.

KONSZTANTINOVSZKIJ, D. I., TRETJAKOV, E. V. (1987): Szoversensztvovanie szposzoba usztrojsztva fundamentov v vütrambovannih kotlovanah pod krupnie promüslennie szooruzsenia. *Osznovania, fundamenti i mehanika gruntov*, No. 6.

KORZSENKO, L. I. (1959): O szklonnoszti nekotorih gruntov Szrednevo Urala k proszadocsnim deformaciami i o termine „makroporisztij glinisztij grunt". *Osznovania, fundamenti i mehanika gruntov*, No. 6.

KRAVCOV, G. I., SZTAROV, A. V., POLOZSNOV, V. I. (1976): Sztabilizacia lesszovih osznovanij avarijnih zdanij i szooruzsenij. *Osznovania, fundamenti i mehanika gruntov*, No. 4.

KRUTOV, V. I. (1962a): Isszledovanie deformacii proszadocsnih gruntov v osznovanii fundamentov. *Osznovania, fundamenti i mehanika gruntov*, No. 3.
KRUTOV, V. I. (1962b): Raszcset proszadki fundamentov po dannim iszpitanij gruntov stampami sz zamacsivaniem. *Osznovania, fundamenti i mehanika gruntov*, No. 6.
KRUTOV, V. I. (1970): Ob osznovnih polozseniah projektirovania osznovanij fundamentov zdanij i szoorużsenij na proszedocsnih gruntah. *Osznovania, fundamenti i mehanika gruntov*, No. 3.
KRUTOV, V. I. (1972): *Raszcset fundamentov na proszadocsnih gruntah*. Sztroizdat, Moszkva
KRUTOV, V. I. (1977): Usztrojsztvo obratnih zaszipok kotlovanov sz podgotovkoj osznovanij pod poli i fundamenti tehnologicseszkovo oborudovania na proszodocsnih gruntah. *Osznovania, fundamenti i mehanika gruntov*, No. 3.
KRUTOV, V. I. (1982): *Osznovania i fundamenti na proszadocsnih gruntah*. Budivelnik, Kiev
KRUTOV, V. I. (1984): Proektirovanie szvojnih fundamentov v gruntah II. tipa po proszadocsnoszti. *Osznovania, fundamenti i mehanika gruntov*, No. 2.
KRUTOV, V. I. (1986): Szoversensztvovanie metodiki opredelenia proszadocsnoszti gruntov. *Osznovania, fundamenti i mehanika gruntov*, No. 2.
KRUTOV, V. I. (1987): Fundamentosztroenie na proszadocsnih gruntah. *Osznovania, fundamenti i mehanika gruntov*, No. 6.
KRUTOV, V. I., ASZJANIN, P. D. (1961): Isszledovanie effektivnoszti uplotnenia proszadocsnih gruntov dlja promislennovo sztroitelsztva putem predvaritelnovo zomacsivania. *Osznovania, fundamenti i mehanika gruntov*, No. 3.
KRUTOV, V. I., TARASZOVA, I. V. (1964): O metodike opredelenia velicsini „nacsalnovo davlenia" dlja makroporisztih gruntov. *Osznovania, fundamenti i mehanika gruntov*, No. 1.
KRUTOV, V. I., EJDUK, V. I. (1971): Opredeleni otnoszitelnoj proszadocsnoszti grunta sztaticseszkim zondirovaniem sz poverhnoszti dna surfa. *Osznovania, fundamenti i mehanika gruntov*, No. 3.
KRUTOV, V. I., TOKAR, R. A. (1971): Opit sztroitelosztva i ekszplutacii zdonij i szooruzsenij Juzsno-trubnovo metallurgicseszkovo zavoda v g. Nikopole na proszadocsnih gruntah. *Osznovania, fundamenti i mehanika gruntov*, No. 5.
KRUTOV, V. I., BOZSKO, A. G. (1972): O fazah deformacii proszadocsnih gruntov pod fundamentami. *Osznovania, fundamenti i mehanika gruntov*, No. 2.
KRUTOV, V. I., DJAKONOV, V. P. (1973): Raszcset proszadok lesszovih gruntov ot szobsztvennovo vesza sz ucsetom formi i razsuerov uvlazsnennoj zoni. *Osznovania, fundamenti i mehanika gruntov*, No. 3.
KRUTOV, V. I., POPSZUENKO, I. K. (1976): Usztranenie proszadok lesszovih gruntov ot ih szobsztvennovo vesza putem arnirovania lesszovoj tolscsi. *Osznovania, fundamenti i mehanika gruntov*, No. 6.
KRUTOV, V. I., BULGAKOV, V. I., KOROTKOVA, O. N. (1980): Vlijanie sztepeni povüsenia vlazsnoszti na otnoszitelnuju proszadocsnoszt i uplotnenie lesszovih gruntov. *Osznovania, fundamenti i mehanika gruntov*, No. 1.
KRUTOV, V. I., KAGAJ, V. K., SADCSINEV, B. E. (1988): Uplotnenie proszadocsnih gruntov ogranicsennim zamacsivaniem i glubinnimi vzrüvami. *Osznovania, fundamenti i mehanika gruntov*, No. 3.
KULEEV, M. T. (1961): Nekotorie oszobennoszti processza zakreplenia lesszovih gruntov rasztvorami karbamidnoj sznoli. *Osznovania, fundamenti i mehanika gruntov*, No. 6.
KUNAKOV, E. G. (1972): Usztrojsztvo szplosnovo osznovania sztrojascsegoszja objekta putem termicseszkovo zakreplenia gruntov. *Osznovania, fundamenti i mehanika gruntov*, No. 3.
KUTZNER, Ch. (1968): Über die mechanischen Eigenschaften der mit Silikatgelen injizierten Erdstoffe. *Bautechnik*, No. 3.
LIN, Z., LIANG, W. (1982): Engineering properties of loess and loess-like soils in China. *Canad. Geot. J.*, No. 1.
LITVINOV, A. JA. (1959): K voproszu o proiszhozsdenii i zakonomernosztjah raszprosztranenia podzemnih pusztot v lesszovidnich szuglinkoh rajona Krasznojarszka. *Osznovania, fundamenti i mehanika gruntov*, No. 3.
LITVINOV, I. M. (1959): *Osznovnie trebovania k proektirovaniu i proizvodsztvu rabot po termicseszkomu ukreplenin gruntov*. Gosszstroj USZSZR i ASZIA USZSZR, Kiev
LITVINOV, I. M. (1966): Uszkoreunij szposzob glubinnovo uplotnenia proszadocsnih lesszovih gruntov II. tipa predvaritelnim zamacsivaniem i napravlennimi vzrüvani. *Osznovania, fundamenti i mehanika gruntov*, No. 2.

LITVINOV, I. M. (1967): Izsnenenie szvojsztv proszadocsnih lesszovih gruntov po glubine poszle ih uplotnenia zamacsivaniem i energiej vzrüvov. *Osznavania, fundamenti i mehanika gruntov,* No. 6.
LITVINOV, I. M. (1968): Opit glubinnovo uplotnenia proszadocsnih gruntov sz primeneniem energii vzrüvov. *Osznovania, fundamenti i mehanika gruntov,* No. 6.
LITVINOV, I. M. (1969): Opit provedenia vzrüvnih rabot pri glubinnom uplotnenii proszadocsnih lesszovih gruntov v uszloviah zasztroennovo ucsasztka. *Osznovania, fundamenti i mehanika gruntov,* No. 4.
LITVINOV, I. M., TREGUB, A. Sz., SZTEPURA, I. V., TJAN, R. B. (1979): Obzsig lesszovih gruntov na glubinu do 25 m. *Osznovania, fundamenti i mehanika gruntov,* No. 3.
LJAHOV, G. M., VOVK, A. A., KRAVEC, V. G., PLAKSZIJ, V. A., BELINSZKIJ, I. V. (1976): Uplotnenie lesszovih gruntov vzrüvom poverhnosztnih zarjadov. *Osznovania, fundamenti i mehanika gruntov,* No. 2.
LUCAS et al. (1964): Design and construction studies of shallow land subsidence for the California aquaduct in the San Joaquin Valley. *Calif. Department of Water Resources.* Sacramento, Col.
LYELL, CH. (1834): Observations on the deposit of loess in the valley of the Rhine. *New philos. J.,* Edinburgh
MAHOV, G. (1924): Entstehungs- und Umwandlungsfragen der ukrainischen Böden. *Vistnik Silsko-Gospodarskoj Nauki* (1), Vol. 3.
MARKIN, B. P. (1970): O poszleprosztroecsnom uvelicsenii vlazsnoszti lesszovih gruntov osznovanij v uszloviah szuhovo klimata. *Osznovania, fundamenti i mehanika gruntov,* No. 4.
MARKIN, B. P. (1971): Vlijanie nacsalnoj plotnoszti na effekt uplotnenia lesszovih gruntov tjazselimi trambovkami. *Osznovania, fundamenti i mehanika gruntov,* No. 5.
MARTEMJANOV, A. I., PISZKAREV, V. V. (1979): Uplotnenie proszadocsnih gruntov gazodetonacionnim szposzobom. *Osznovania, fundamenti i mehanika gruntov,* No. 6.
MIHEEV, V. V. (1962): O nomenklaturnom kriterii proszadocsnih gruntov. *Osznovania, fundamenti i mehanika gruntov,* No. 5.
MINKOV, M., SZTOILOV, K. (1966): K voproszu o roli makroporov v processze proszadhi lessza. *Osznovania, fundamenti i mehanika gruntov,* No. 1.
MINKOV, M., EVSTAVIEV, D., DONCHEV, P., STEFANOFF, G. (1981): Compaction and stabilization of loess in Bulgaria. *Proc. of the 10th Int. Conf. on SMFE,* Vol. III., Stockholm
MOCSALOV, I. P., VINOGRADOVA, G. N. (1969): Razvitie deformacij szilnoproszadocsnih lesszovih gruntov v processze zamacsivania. *Osznovania, fundamenti i mehanika gruntov,* No. 3.
MOMANU, P., DIANU, B. D. (1983): Kriterii proektirovania sztruktur iz diafragm, v uszloviah vzaimodeiszt-via sz osznovaniem, szosztojascsim iz pronadocsnovo grunta. *Proc. of the Danube Eur. Conf. on SMFE,* Vol. II., Kisinev
MOSZJAKOV, B. F. (1966): Naucsenie proszadocsnih szvojsztv lesszovih porod penetracionnim metodom. *Materiali Bszeszojuznovo Szovescsania po metodika inzsenerno-geologicseszkovo obosznovania irrigacionnih szisztem na lesszovih gruntah,* Kiev
MUSZAELJAN, A. A. (1972): K voproszu o proszadocsnih deformaciah gruntov pri dinamicseszkih nagruzkah. *Osznovania, fundamenti i mehanika gruntov,* No. 4.
MUSZTAFAEV, A. A. (1966): Reszcset proszadok lesszovih gruntov v uszloviah prirodnovo naprazsennovo szosztojania. In: *Voproszi procsnoszti i deformiruemoszti gruntov,* Baku
MUSZTAFAEV, A. A. (1987): Problemi mehaniki proszadocsnih gruntov i puti ih resenia. *Osznovania, fundamenti i mehanika gruntov,* No. 6.
OLSON, B. O. (1979): Loess soils in southeastern Washington. *Proc. of the ASCE,* Vol. GT6
ORDEMIR, I., ÖZKAN, V. (1985): Compression of alluvial deposits due to wetting. *Proc. of the 11th Int. Conf. on SMFE,* Vol. 4., San Francisco
OTTERBEIN K. (1985): A lösztalajok szerkezetének laboratóriumi vizsgálata. *Mélyépítéstudományi Szemle,* 7. sz.
PÁRDÁNYI J. (1962): Tömörítő eszközök és módszerek hatékonysága. *Kézirat,* Budapest
PECK, O. K., PECK, R. B. (1948): Settlement of foundation due to saturation of loess subsoil. *Proc. of the 2nd Int. Conf. on SMFE,* Vol. IV., Rotterdam
PCSELINCEV, A. M. (1985): Novaja konsztrukcia buronabivnoj szvai dlja proszadocsnih gruntov. *Osznavania, fundamenti i mehanika gruntov,* No. 6.
POLSIN, D. E., TOKAR, R. A. (1957): Maximum allowable non-uniform settlement of structures. *Proc. of the 4th Int. Conf. on SMFE,* Vol. I. London

Popszuenko, I. K., Rudenko, A. A., Markov, A. I. (1980): Oszadki zdanij, vozvedennih na gruntah sz II. tipom proszadocsnoszti. *Osznovania, fundamenti i mehanika gruntov,* No. 1.
Poszjada, Ju. N., Dondüs, A. M. (1961): Sztroitelsztvo fundamentov krupnopanelnih zsilih domov na proszadocsnih gruntah v g. Zaporozse. *Osznovania, fundamenti i mehanika gruntov,* No. 5.
Püskin, V. A. (1928): Szovhoz Pahta-Aral (oszadki gruntov na kanalah v szeverozapodnoj csaszti Golodnoj sztepi. *Vesztnik irrigacii,* No. 1.
Rabinovics, I. G. (1971): Isszladovanie proszadocsnih deformacij lesszovih gruntov v uszloviah imitacii szejmicseszkih vozdeisztvij zemletrjaszenij. *Osznovania, fundamenti i mehanika gruntov,* No. 4.
Rabinovics, I. G., Urinov, M. I. (1974): Oszobennoszti razvitia proszadki lesszovih gruntov vo vremeni. *Osznovania, fundamenti i mehanika gruntov,* No. 5.
Rabinovics, I. G., Bagdaszarov, A. G., Djacsenko, G. I., Bozsko, E. A. (1989): Primenenie szvajnih fundamentov na gruntah II. tipa po proszadocsnoszti, uplotnennih zamacsivaniem. *Osznovania, fundamenti i mehanika gruntov,* No. 5.
Raevszkij, I. E. (1962): Vlijanie razmerov stampov na harakter proszadki lesszovih gruntov. *Osznovania, fundamenti i mehanika gruntov,* No. 5.
Reginatto, A. R., Ferrero, J. C. (1973): Collapse potential of soils and soil-water chemistry. *Proc. of the 8th Int. Conf. on SMFE,* Vol. 2.2., Moszkva
Rétháti L. (1985): *Valószínűségelméleti megoldások a geotechnikában.* Akadémiai Kiadó, Budapest
Ribarova, P., Sajgalik, J., Gramblicskova, D. (1983): Mechanical properties of loess soils of the Danubian low land and their correlation relationships. *Proc. of the Danube Eur. Conf. on SMFE,* Vol. I. Kisinev
Richthofen, F. (1872): Reisen im nördlichen China; über den chinesischen Löss. *Jahrbuch geol. Reichsanst.*
Ripszkij, E. V., Razorenov, V. F., Sornik, G. B. (1966): K metodike dinamicseszkovo zondirovania lesszovidnih gruntov. *Osznovania, fundamenti i mehanika gruntov,* No. 2.
Rizkallah, V., Keese, K. (1989): Geotechnical properties of collapsible soils. *Proc. of the 12th ICSMFE,* Vol. 1., Rio de Janeiro
Rzsanicin, B. A. (1977): Himia v borbe sz proszadocsnosztju gruntov. *Osznovania, fundamenti i mehanika gruntov,* No. 5.
Saevics, Ja. E. (1963): Uplotnenie prozsadocsnih gruntov tjazselimi trambovkami. *Osznovania, fundamenti i mehanika gruntov,* No. 2.
Salas, J. A. J., Justo, J. L., Romana, M., Faraco, C. (1973): The collapse of gypseous silts and clays of low plasticity in aride and semiaride climates. *Proc. of the 8th Int. Conf. on SMFE,* Vol. 2.2., Moszkva
Scheidig, A. (1934): *Der Löss und seine geotechnischen Eigenschaften.* Verlag Steinkopff, Dresden/Leipzig
Sehovcov, V. Sz. (1960): Zakreplenie lesszovih gruntov kolmataciej. *Osznovania, fundamenti i mehanika gruntov,* No. 3.
Signer, S., Marinho, F. A. M., Santos, N. B., Andrade, C. M. M. (1989): Expansive and collapsible soils in semi-arid region. *Proc. of the 12th ICSMFE,* Vol. 1., Rio de Janeiro
Skempton, A. W., Macdonald, D. H. (1956): The allowable settlement of buildings. *Proc. of the Inst. Civil Eng.,* Vol. 5. London
Svec, V. B., Lusnikov, V. V., Jarovoj, Ju. I. (1981): Isszledovanie proszadocsnih gruntov pressziometricseszkim metodom. *Osznovania, fundamenti i mehanika gruntov,* No. 6.
Szavvateev, Sz. Sz. (1968): Ob opredelenii harakterisztik deformiruemoszti lesszovih proszadocsnih gruntov. *Osznovania, fundamenti i mehanika gruntov,* No. 4.
Szavvateev, Sz. Sz. (1972): Szisztematicseszkie pogresnoszti laboratornih isszledovanij deformativnoszti proszadocsnih gruntov. *Osznovania, fundamenti i mehanika gruntov,* No. 3.
Szedleckij, I. D. (1945): *Kolloidno-diszpersznaja mineralogia.* Izd. AN SzSzSzR, M–L.
Szemkin, V. V., Ermosin, V. M., Okisev, N. D. (1986): Himicseszkoe zakreplenie lesszovih gruntov Uzbekisztana dlja predotvrascsenia deformacij zdanij. *Osznovania, fundamenti i mehanika gruntov,* No. 5.
Szenokoszov, V. P. (1964): Nekotorie oszobennoszti sztroitelsztva na makroporisztih lesszovidnih gruntah himicseszkovo kombinata v Szaratove. *Osznovania, fundamenti i mehanika gruntov,* No. 5.
Szenokoszov, V. P. (1966): Ukreplenie lesszovidnovo grunta cementnim rasztvorom. *Osznovania, fundamenti i mehanika gruntov,* No. 6.
Szokolovics, V. E. (1965): O szilikatizacii lesszovih gruntov. *Osznovania, fundamenti i mehanika gruntov,* No. 1.

Szolokovics, V. E. (1971): Novoe v himicseszkom zakreplenie gruntov. *Osznovania, fundamenti i mehanika gruntov,* No. 2.
Szokolovics, V. E., Gubkin, V. A. (1970): Gazovoja szilikatizacia lesszovih gruntov. *Osznovania, fundamenti i mehanika gruntov,* No. 5.
Szokolovics, V. E., Szemkin, V. V. (1984): Himicseszkaja sztabilizacia lesszovih gruntov. *Osznovania, fundamenti i mehanika gruntov,* No. 4.
Szvarovszkij, V. N. (1984): Usztroisztva fundamentov v vütrambovannih kotlovanah v uszloviah Leningradszkoj oblaszti. *Osznovania, fundamenti i mehanika gruntov,* No. 6.
Timofeeva, L. M., Gejzen, R. E. (1977): Statiszticseszkie Zakonomernoszti izmenenia fiziko-mehanicseszkih szvojsztv lesszovih gruntov pri poverhnosztnom uplotnenia. *Osznovania, fundamenti mehanika gruntov,* No. 3.
Török T. (1988): *A dunaújvárosi lösz talajfizikai jellemzőinek statisztikai vizsgálata.* Kézirat. Budapest
Tugaenko, Ju. F., Matusz, Ju. V., Szinjavszkij, Sz. D. (1979): Iszpravlenie krena 16-etazsnovo zsilovo doma. *Osznovania, fundamenti i mehanika gruntov,* No. 2.
Udden, A. D. (1898): The mechanical composition of wind deposits. *Ref. in Neues Jb. Mineral., Geol.,* Paläont. (1900)
Uriel Romero, S., Azcue, F., Valenti, J. M. (1985): Foundation of a 200 m high chimney on collapsible weak rock. *Proc. of the 11th Int. Conf. on SMFE,* Vol. IV., San Francisco
Varga, L. (1965): The compressibility of loess soils. *Proc. of the 6th Int. Conf. on SMFE,* Vol. I., Montreal
Vágó I.-é (1974): *Talajfizikai vizsgálatok meghatározásának pontossága, hibahatárai.* Kézirat. Budapest
Vorobkov, L. N., Kaszperszkij, O. A., Karpienko, V. M. (1967): Opit ukreplenia lesszovidnih gruntov termicseszkim szposzobom. *Osznovania, fundamenti i mehanika gruntov,* No. 4.
Zabolotnij, P. P. (1961): Raszpredelenie proszadoh v lesszah pri uvlazsenii atmoszfernimi oszadkami. *Osznovania, fundamenti i mehanika gruntov,* No. 6.
Zaborotnij, A. F. (1987): Sztroitelsztvo domov povisennoj etazsnoszti na lesszovih gruntah sz iszpolzovaniem raguliruemovo zamacsivania. *Osznovania, fundamenti i mehanika gruntov,* No. 2.
Zareckij, Ju. K., Karabaev, M. I. (1987): Raszcset oszadok buronabivnih szvoj v proszadocsnih gruntah. *Osznovania, fundamenti i mehanika gruntov,* No. 1.
Zeevaert, L. (1972): *Foundation engineering for difficult subsoil conditions.* Van Nostrand Reinhold Publ. Co. New York, N. Y.
Zvolszkij, Sz. T., Kraev, V. Ju., Cserepovszkij, Ju. T. (1967): Izucsenie proszadocsnih deformacij lesszovih osznovanij sz pomoscsu radioaktivnih izotopov. *Osznovania, fundamenti i mehanika gruntov,* No. 1.
Zsukov, I. V., Balov, I. P. (1976): Oszobennoszti proektirovania szvojnih fundamentov szelszkohozjasztvennih zdanij na proszadocsnih gruntah. *Osznovania, fundamenti i mehanika gruntov,* No. 3.

3. Alapozás szerves talajon

A mérnöki szempontból mértékadó fizikai tulajdonságait tekintve a szerves talaj elsősorban a következőkben tér el az első két fejezetben tárgyalt térfogatváltozó talajtól és a lösztől:

— fajlagos alakváltozása (a tőzegre gondolva) lényegesen nagyobb;

— statikus kompressziója évtizedekig tart;

— víz hatására nem duzzad és nem roskad, de

— természetes vagy mesterséges hő hatására nagyobb mértékben zsugorodik, mint a szervetlen térfogatváltozó agyagok;

— fizikai és kémiai jellemzői a szerkezetek tervezett élettartama alatt is változhatnak;

— nem építhető be a földműbe, és nem alkalmas belső feltöltés készítésére.

Kedvező adottságnak tekinthető ugyanakkor, hogy

— vastagsága ritkán nagyobb 8 m-nél (bár viszonylag gyakori, hogy a tőzeg alatt puha szerves vagy szervetlen talajok fekszenek);

— kedvezőtlen tulajdonságai könnyen felismerhetők.

Míg a talaj térfogatváltozása és roskadása okozta veszélyt csak néhány évtizede ismerték fel, a szerves talajok kedvezőtlen voltára már az ősember is rájöhetett. („Házának" facölöpjei nemcsak a lakószint megemelését, hanem az alapozást is megoldották.) A szakirodalom igen kevés példát említ az ókorból és a középkorból, amikor az épület károsodását szerves talaj jelenléte idézte elő. Ennek oka nemcsak a veszély előzetes felismerése, hanem az is, hogy a szerves rétegek többnyire a felszín közelében helyezkednek el.

Még egy lényeges különbség van a térfogatváltozó-roskadó és a szerves talaj között, nevezetesen az, hogy utóbbival nemcsak a geotechnika, hanem más tudományágak is foglalkoznak. Ez a megállapítás elsősorban a tőzegre érvényes; ezt a nagy szervesanyag-tartalmú talajt ugyanis

— szennyvízkezeléshez,

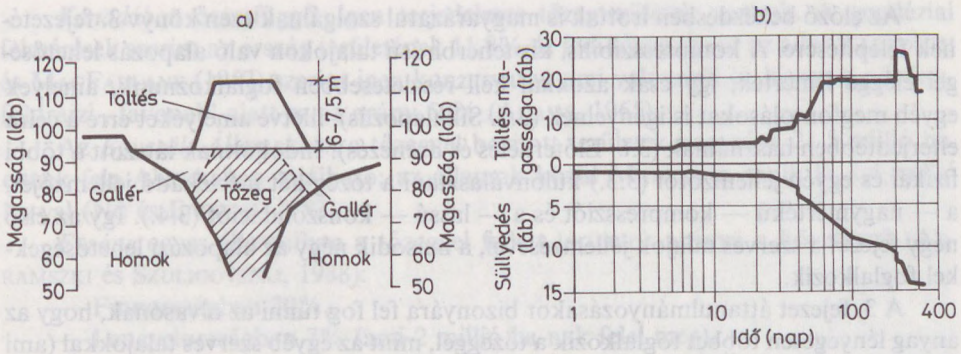
— kerti kultúrához (növényi tápanyagként) és

— tüzelőanyagként

is felhasználják. Ez számunkra azért előnyös, mert

— a talajcsere során kiemelt tőzeg jól hasznosítható, ezáltal az alapozási költségek csökkenthetők;

— a tőzeg feltárásával, tulajdonságainak vizsgálatával nagyobb szakembergárda foglalkozik, kutatási eredményeik kölcsönösen felhasználhatók.



3.1. ábra. Mesterséges tó kialakítása a Walt Disney World területén (SWANTKO és BERRY, 1988); *a)* a terhelés kialakítása, *b)* a tőzeg összenyomódása a töltésmagasság és idő függvényében

Az előzőekben említett három felhasználási lehetőség közül messze a harmadiknak van a legnagyobb jelentősége. A tőzeg tüzelőanyagként való felhasználásának Finnországban, a Szovjetunióban és Írországban van a legrégibb hagyománya, de Kanada egyes tartományaiban is — pl. New Brunswickben 1894 óta (KEYS és HENDERSON, 1983) — mintegy 100 éve folyik a kitermelés. Az Egyesült Államokban a 30-as években indult meg a kitermelés, és ma már viszonylag pontosan ismert a tőzegvagyon mennyisége: fűtőértéke 90 milliárd barrel olaj fűtőértékének felel meg (SCHELKOPH et al., 1983). A 70-es és 80-as évek olajválságai fokozták a kutatási tevékenységet és a tőzeg felhasználásának mértékét; SMITH et al. (1983) szerint pl. Michigan államnak (USA) a jövőben a tőzeg lesz a fő energiaforrása.

Különleges célra használták fel a tőzeget a világhírű gyermekváros, a *Walt Disney World* területén (SWANTKO és BERRY, 1988), nevezetesen egy 14 ha kiterjedésű mesterséges tó létesítésére. Az erre a célra kiválasztott területen a szerves rétegek összvastagsága helyenként eléri a 18 m-t, ebből a felső 1,5–6 m vastag réteg 50–95% szervesanyag-tartalmú tőzeg. A pórusvíz kiszorítására két hónap alatt 6–7,5 m magas töltést, oldalt — a tőzeg kiemelése és helyének homokkal való feltöltése révén — egy-egy „gallért" képeztek ki *(3.1/a ábra)*. A kompresszió mértéke azonos volt a tervezett 4,6 m-rel *(3.1/b ábra)*; a töltés lehordása után a tőzeg felszíne mindössze 5 cm-t emelkedett.

Figyelemre méltó a szovjet gyakorlat, nevezetesen az, hogy a geotechnika egyik súlyponti kérdéseként kezelik a *„gyenge"* (kedvezőtlen) talajokat.* Ebben a témában már két ún. balti konferenciát rendeztek (a másodikat 1988-ban), de ez volt a témája az általuk Kisinyovban rendezett 7. Dunaeurópai Konferenciának is. A „gyenge talajok" kategóriába sorolják a puha, vízzel telített iszapot-agyagot, löszt, valamint a szerves talajokat. Ebben a felfogásban íródott ABELEV (1973) könyve és számos más szovjet publikáció. Találó — és a kérdés fontosságát igazolja — az említett szerző azon megfigyelése, hogy a XVII–XVIII. században „gyenge" talajra épített orosz templomok egyike-másika 1,5–2 m-t süllyedt. Ezt a talajfajtát úgy jellemzi, hogy összenyomódási modulusa $E_s < 5$ MN/m^2, nyírószilárdsága pedig $\tau = 10$–30 kN/m^2.

* Az irodalomban gyakran összemosódik a „gyenge" és „szerves" talaj. (A szerk.)

Az előző bekezdésben írottak is magyarázatul szolgálnak ezen könyv 3. fejezetének felépítésére. A kompresszíbilis, kis teherbírású talajokon való alapozás lehetőségei eléggé ismertek, így csak azokkal kell részletesebben foglalkoznunk, amelyek egyéb megfontolásokat is igényelnek (3.5. Síkalapozás), illetve amelyeket erre a célra elterjedtebben használnak (3.6. Előterhelés és drénezés). Indokoltnak látszott a többi fizikai és egyéb jellemzőtől (3.3.) különválasztani a tőzeg két mértékadó jellemzőjét, a — nagymértékű — kompressziót és a — lassú — konszolidációt (3.4.). Így az első négy fejezet a szerves talajok jellemzésével, a második négy az alapozási lehetőségekkel foglalkozik.

A 3. fejezet áttanulmányozásakor bizonyára fel fog tűnni az olvasónak, hogy az anyag lényegesen többet foglalkozik a tőzeggel, mint az egyéb szerves talajokkal (ami a szakirodalom ilyen jellegű összetételének a következménye), így az utóbbiak vonatkozásában — adott esetben — mintegy „interpolálnia" kell a tőzeg és a szervetlen talajok között.

3.1. A szerves talajok keletkezése és bomlása

A talajok szerves alkotói növényi (és sokkal kisebb részben állati) szervezetek biokémiai bomlása révén jönnek létre. A fejezet címében a „keletkezés és bomlás" lényegében egyetlen folyamat megnevezése, mert a szerves alkotók keletkezésük pillanatától folyamatos átalakuláson mennek keresztül. A „bomlás" jelenségével azért kell behatóbban foglalkoznunk, mert ez — már az épület élettartama alatt — a fizikai és kémiai jellemzők megváltozásához vezethet, és mindez laboratóriumban is nyomon követhető (vö. a 3.1.4. fejezettel). Ugyanakkor — mint majd látni fogjuk — a genetikai folyamat a szerves talajok (tőzegek) területi elterjedésével is összefügg (3.1.1. fejezet).

A geotechnikai szempontból legveszélyesebb szerves talaj a tőzeg a *Raunhiaer*-féle (az életformákat osztályozó) rendszer szerinti *Hydrophita* (vízben élő és ugyanott áttelelő) és a *Helophita* (mocsárban élő) növényzet bomlásából keletkezik. Ezek a növények a vízellátás szerinti osztályozás hét válfaja közül a *Hydrophita* és *Helophita* csoportba tartoznak (a hínárvegetációt alkotó vízinövények, ill. a vízzel borított felszínen tenyésző mocsári növények).

A rendelkezésre álló oxigén mennyiségétől függően a bomlás aerob (3.1.2. fej.) vagy anaerob (3.1.3. fej.) jellegű. Mérnöki szempontból — mint veszélyes jelenség — különös figyelmet érdemel az az eset, amikor az egyik típusú bomlás a másikba megy át (3.1.5. fej.).

3.1.1. A tőzegek területi elterjedése

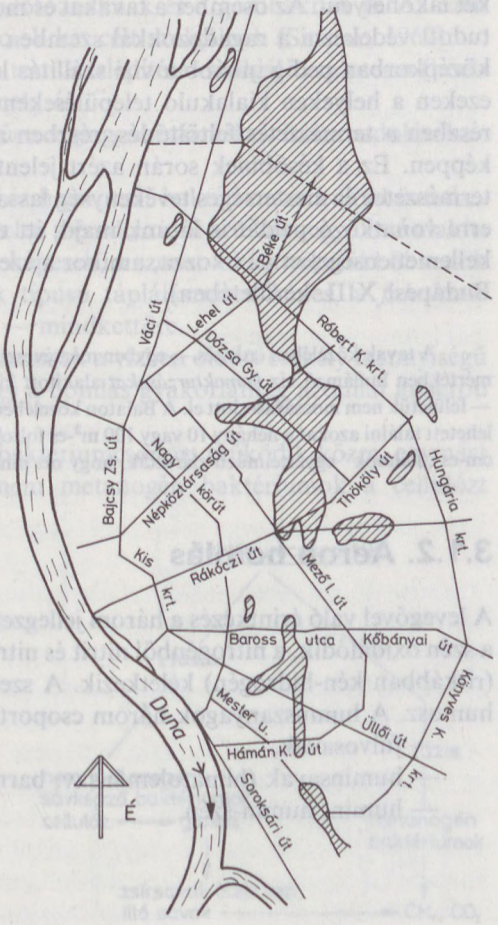
A szerves talajok közül — főleg energetikai felhasználhatóságuk miatt („tőzegvagyon") — csak a tőzeges területeket szokták felderíteni, ezen belül is csak a tőzeggel *fedett* területeket. Az erre vonatkozó irodalmi adatok a következőkben foglalhatók össze.

Kanadában összefüggő, igen terjedelmes tőzegterületek vannak. A geodéziai felmérések szerint az ország területének 11,8%-át fedi tőzeg, de ez az adat RADFORTH és MACFARLANE (1957) szerint igen konzervatív, ami valószínű is, hiszen a növényföldrajzi „favonal" alatt ez az arány 50% (ADAMS, 1965).

Az *Egyesült Államokban* a tőzeggel borított területek nagysága 21,5 millió ha, ennek fele Alaszkában található; az államok közül Minnesota tűnik ki 2,4 millió ha-val (NG és EICHENS, 1983).

Európa egyes államaiban a tőzeggel fedett területek aránya a következő (ABRAMSZKI és SZULIGOVSZKI, 1988):

— Finnországban 30%,
— Lengyelországban 7% (ami 2 millió ha-nak felel meg),
— Németországban 5%,
— Franciaországban 0,2% és
— Olaszországban 0,3%.



3.2. ábra. Tőzegelőfordulások Pest területén (GABOS, 1962)

Ebből is kitűnik, amit LEGGET (1962) egyértelműen megfogalmaz: a tőzegek előfordulása — a közhiedelemmel ellentétben — *északról a trópusok felé közeledve csökken.* Ennek az az oka, hogy a kis szélességi körök mentén a bomlási folyamat olyan gyors, hogy nincs lehetőség szerves talajok kialakulására.

Ez a magyarázata annak is, hogy a tőzeggel foglalkozó kutatók többsége Kanadából, Finnországból, az Egyesült Államokból és a Szovjetunióból kerül ki (vö. a 3. fejezet bevezetőjében írottakkal).

Az északi és déli tőzeg-előfordulások között jelentős *genetikai* különbség is van. Az előbbiek többsége a jégkorszakokban keletkezett, elsősorban a gleccserképződés következtében (Minnesota államban pl. az utolsó jégkorszakban, 10–12 ezer évvel ezelőtt). A délebbre fekvő területeken a tőzeg elsősorban a mélyedésekben, a letűzödött folyómedrekben, ártéri területeken és holtágakban, valamint a tavakban keletkezett. Jellemző példa erre Budapest *(3.2. ábra).*

A folyóágakban és tavakban keletkezett tőzegek és egyéb szerves talajok azért okoznak sok problémát, mert az ember mindig szívesen választotta ezeket a területeket lakóhelyéül. Az ősember a tavakat és mocsarakat azért preferálta, mert itt jobban tudott védekezni a ragadozókkal szemben (és táplálékra is talált), az ókorban és a középkorban pedig inkább a vízi szállítás lehetősége volt a fő motiváló tényező. Az ezeken a helyeken kialakuló településeken a tőzeges területek lassanként eltűntek, részben a természetes feltöltődés, részben a mesterséges feltöltések következményeképpen. Ez a későbbiek során azért jelentett (és jelent ma is) veszélyt, mert ez a természetes és mesterséges tevékenység lassan feledésbe merült. A későbbiekben több erre vonatkozó példát is látunk majd; itt egyelőre csak annyit, hogy a legnagyobb kellemetlenségeket az okozza, amikor a szerves talajt (tőzeget) *termett talaj* fedi (pl. Budapest XIII. kerületében).

A tavak közelében érdekes — egyben megtévesztő — jelenséget figyelhetünk meg. A kisebb-nagyobb mértékben hullámzó víz *homokturzásokat* alakított ki, és — mivel ezek a környezetükből kiemelkedtek — felületük nem mocsarasodott el. A Balaton közelében fekvő Nagyberekben pl. a terület szintezésével meg lehetett találni azokat a néhány 10 vagy 100 m^2-es foltokat, ahol az átlagos terepszinthez viszonyított 15–20 cm-es „halmok" egyértelműen elárulták, hogy ott nincs tőzeg.

3.1.2. Aerob bomlás

A levegővel való érintkezés a három jellegzetes elem (C, N és S) átalakulásához vezet: a szén oxidálódik, a nitrogénből nitrit és nitrát (ritkábban ammónia), a kénből szulfát (ritkábban kén-hidrogén) keletkezik. A szerves anyagok bomlásának végterméke a humusz. A humuszanyagok három csoportba sorolhatók (STEFANOVITS, 1981):

— fulvosavak,
— huminsavak (himatolemánsav, barna és szürke huminsav),
— humin, humin-szén.

3.1.3. Anaerob bomlás

A nagy szervesanyag-tartalmú talajok (a tőzegek) túlnyomórészt a talajvíz minimális szintje alatt fekszenek. Mivel a víz igen kevés oxigént tartalmaz, a bomlás anaerob körülmények között megy végbe.

Az anaerob bomlás általában lassú folyamat (így az épületek élettartama alatt jelentéktelen alakváltozásokat idéz elő), de lehet gyors is, ha *a)* a talaj hőmérséklete a szokásosnál nagyobb (pl. közeli mesterséges hőforrás hatására), *b)* a talajvíz szintje ingadozik (vö. a 3.1.4. fejezettel), vagy *c)* ha a mikroorganizmusok számára sok tápanyag áll rendelkezésre.

Mesterségesen felgyorsított bomlást előidézve megfigyelték, hogy a talaj egydimenziós alakváltozása akár 50%-kal is nagyobb lehet, mint a kezeletlen talajé (WARDWELL et al., 1983). Ennek az az oka, hogy *a)* térfogatveszteség keletkezik, *b)* elvész a szerves anyag integritása.

A fehérjék, zsírok és szénhidrátok lebomlásában elsősorban a baktériumok vesznek részt, de kisebb szerep juthat a protozoáknak és a gombáknak is. Az ezen mikroorganizmusokban végbemenő reakciók két célt szolgálnak (SZALAY, 1967):

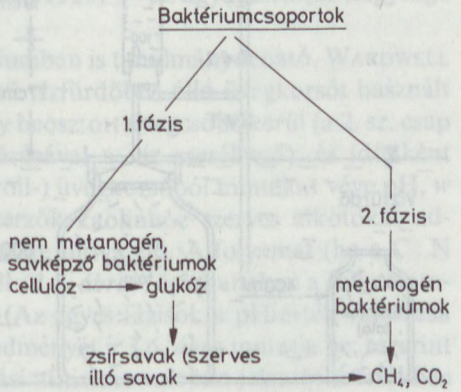
— energia előállítását ahhoz, hogy a testük felépítését szolgáló endoterm (hőelvonással járó) folyamatok végbemehessenek, és

— a táplálkozást, amely szükségszerűen anyagcseretermékek felszabadulásához vezet.

Táplálkozás szempontjából autotróf és heterotróf baktériumok különböztethetők meg. Előbbiek az energetikailag értéktelen szén-dioxidot értékes vegyületté alakítják át, utóbbiak ilyen asszimilációra nem képesek, a szenet a környezetükből veszik fel. Az *obligát* baktérium csak az egyik típusú táplálkozásra képes, a *fakultatív* baktérium — a körülményektől függően — mindkettőre.

A talajvíz szintje alatt a mikroorganizmusok a vízben oldott csekély mennyiségű oxigént néhány óra alatt elfogyasztják, így a bomlás gyakorlatilag azonnal anaerob jellegű lesz.

A növényi rostok lebontásában két baktériumcsoport működik közre, egymást követő két fázisban a savképző, ún. nem metanogén baktériumok a cellulózt



3.3. ábra. Az anaerob bomlás folyamatábrája

($C_6H_{10}O_5$) glukózzá ($C_6H_{12}O_6$) hidrolizálják:

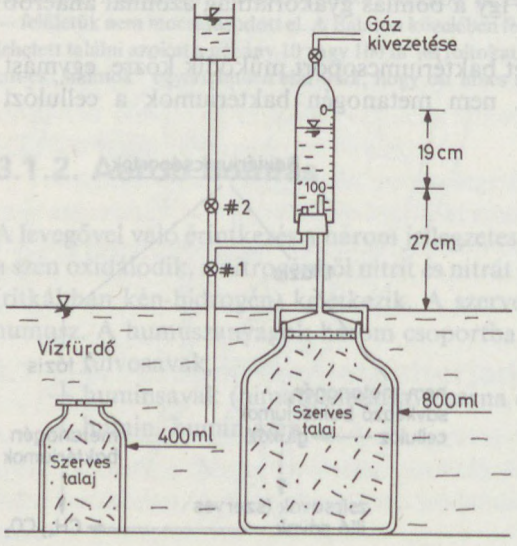
$$C_6H_{10}O_5 + H_2O \rightarrow C_6H_{12}O_6 .$$

Ugyanezen baktériumok a glukózt kis molekulasúlyú zsírsavakká (illó savakká) — cellulóz esetében többnyire ecetsavvá — konvertálják, de közben CO_2 is felszabadul.

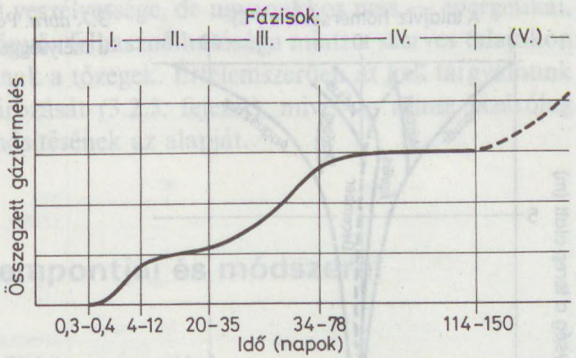
A bomlás második fázisában a baktériumok másik csoportja, a metanogén baktériumok (ezek jellegzetes obligát anaerob mikroorganizmusok) a bomlás első fázisában keletkezett szerves savakat tápanyagként használják, miközben metán (CH_4) és szén-dioxid keletkezik. Az említetteken kívül a bomlás végtermékeként N, H, H_2S (kén-dioxid) és NH_3 (ammónia) is keletkezik. (Az anaerob bomlási folyamatot vázlatosan a *3.3. ábra* mutatja be.)

A cellulóz lebomlásának (a lebomlás mértékének) legfontosabb irányítója a talajban lévő tápanyag (N, P és egyéb nyomelemek). Döntően befolyásolja a folyamatot a különböző alkotók aránya is, így pl. a metánképződés szempontjából a 15 és 30 közötti C : N arány a legkedvezőbb.

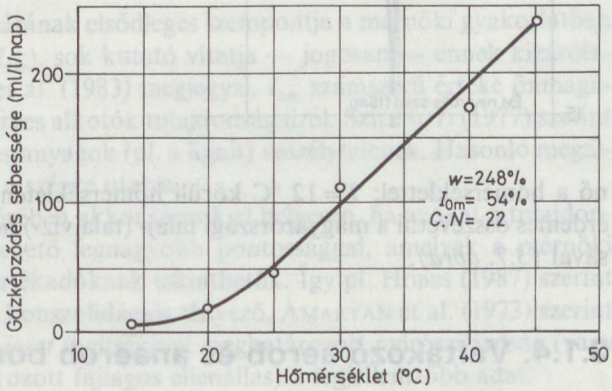
Az ecetsavnak az első fázisban bekövetkező akkumulációja kedvezőtlenül hat az anaerob bomlásra, ha a pH egy kedvezőtlen értékre csökken (WARDWELL et al., 1983). Míg a savképző baktériumok $pH < 5$ esetén élnek csak meg, a metánbaktériumok működésükben jelentősen akadályozva vannak, ha $pH < 6{,}6$. Míg a cellulóz hidrolízise és az illó savak ezt követő képződése csak tápanyagok jelenlétében következik be, a metanogén baktériumok gázképző konverziója leáll, ha nincs elegendő második fázisú baktérium. Ha a savképző és metanogén baktériumok kiegyensúlyozott reakcióban vannak jelen, a teljes rendszer $pH = 7$-nél kerül egyensúlyba, mert a szerves savak képződésüket követően azonnal bomlani kezdenek. Ugyanakkor a túlzott zsírsavképződés — és ezzel a pH csökkenése — gátolja a második fázishoz szükséges baktériumok növekedését.



3.4. ábra. Az anaerob bomlási folyamat laboratóriumi vizsgálata (WARDWELL et al., 1983)



3.5. ábra. A gázképződés fázisai (WARDWELL et al., 1983); I — aerob, II — anaerob, nem metanogén, III — anaerob, metanogén, IV — anaerob (a folyamat vége), V — anaerob (a folyamat esetleges felerősödése)

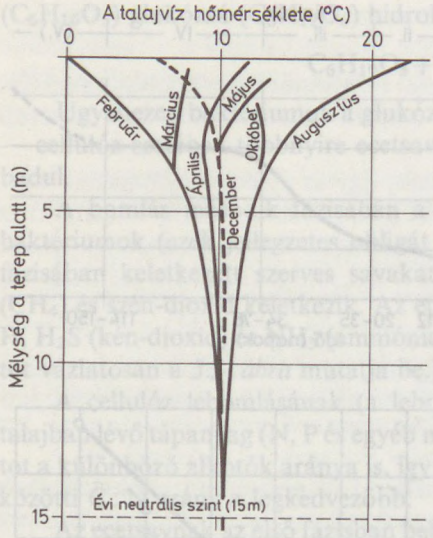


3.6. ábra. Összefüggés a hőmérséklet és az anaerob gázképződés sebessége között (WARDWELL et al., 1983)

Az anaerob baktériumok 15 és 45 °C között a legaktívabbak, ezen tartományon belül a hőmérsékletnek minden 10 °C mértékű növekedése két-háromszorosára növeli az aktivitást.

A dekompozíció mértékét a következő tényezők befolyásolják: a tápanyagok mennyisége, a szerves anyag alkotói, a szervetlen talajalkotók, a pH, a hőmérséklet és — egyes kutatók szerint (LYNCH és COTNOIR, 1956) — az agyagszemcse-nagyságú részecskék mennyisége és típusa is.

Az anaerob bomlási folyamat laboratóriumban is tanulmányozható. WARDWELL et al. (1983) erre a célra állandó hőmérsékletű vízfürdőben álló üvegkorsót használt *(3.4. ábra)*. Az 1. sz. csapot kinyitva a gáz egy beosztott üvegcsőbe kerül (a 2. sz. csap nyitásával és az 1. számú csap egyidejű zárásával a víz cserélhető), és időnként gázanalizátorban vizsgálják. A kisebb (kontroll-) üvegkorsóból mintákat véve pH, w és I_{om} folyamatosan meghatározható. A szerzők kaolinhoz szerves alkotókat adtak, hat különböző szervesanyag-tartalmú talajt állítva elő. A folyamat (ha a C : N arány nem túlzottan kicsi) négy szakaszból áll *(3.5. ábra)*, összhangban a folyamatosan mért CO_2 : N : CH_4 arány változásával. (Az egyes fázisok a pH-érték változása alapján is érzékelhetők.) Egyik kísérletük eredményét a *3.6. ábra* mutatja be; eszerint a gázképződés sebességével lemérhető bomlási aktivitás valóban jelentős mértékben



3.7. ábra. Példa a talajvíz hőmérsékletének változására a mélységgel

nő a hőmérséklettel; $T = 12$ °C körüli hőmérsékleten gyakorlatilag zérus. Az ábrát érdemes összevetni a magyarországi talaj- (talajvíz-) hőmérsékletek mélységi változásával *(3.7. ábra)*.

3.1.4. Váltakozó aerob és anaerob bomlás

A jellegében és következményeiben eltérő két bomlástípus váltakozó kialakulása elsősorban akkor következik be, ha a szerves réteg (vagy egy része)

— a talajvíz ingadozási zónájában fekszik,

— a talajvíz több évezrede kialakult dinamikus egyensúlyi szintje megváltozik.

Az utóbbi előjele egyaránt lehet pozitív (pl. urbanizáció, halastó-létesítés következményeképpen) és negatív (csatornázás, lecsapolás stb. okozta talajvízszint-süllyedés).

A jellegváltozás következményeit Biczók (1955) a következőképpen értékeli. A talajvíz tartós süllyedését követően a szénben gazdag anyagok oldatokká mehetnek át, ami nagy süllyedést okoz (ez történt pl. Sopronban, ahol a talajvízszintet a 20-as években kiépített csatornahálózat süllyesztette le); jelentős mértékű lehet a tőzeg zsugorodása is. Ha az aerob folyamatot anaerob követi, a tőzeg lassan elveszti rostos szerkezetét, és jelentős mértékben duzzadhat is.

3.2. A szerves talajok osztályozása

Mivel a szerves talajok az esetek túlnyomó többségében veszélyt jelentenek a mérnöki létesítményekre, a gyakorló mérnök részére olyan kritériumokat kell keresnünk, amelyek segítségével egyértelműen meg tudja különböztetni a szervetlen és szerves

talajokat (3.2.1. fejezet). Fokozott veszélyessége, de ugyanakkor más — energetikai, mezőgazdasági — célokra való előnyös felhasználhatósága miatt a szerves talajokon belül külön fejezetet (3.2.2.) alkotnak a tőzegek. Értelemszerűen itt kell tárgyalnunk a szervesanyag-tartalom meghatározását (3.2.3. fejezet), mivel — szinte kizárólag — ez képezi a szerves talajok minősítésének az alapját.

3.2.1. Az osztályozás szempontjai és módszerei

3.2.1.1. Az osztályozás mérnöki szempontjai

Bár a szerves talajok osztályozásának elsődleges szempontja a mérnöki gyakorlatban (is) a szervesanyag-tartalom (I_{om}), sok kutató vitatja — jogosan — ennek kizárólagosságát. Amint azt LANDVA et al. (1983) megjegyzi, I_{om} számszerű értéke önmagában nem ad tájékoztatást a szerves alkotók tulajdonságairól. SZILVÁGYI (1977) szerint a pleisztocénnél idősebb szerves anyagok (pl. a lignit) veszélytelenek. Hasonló megállapítást tesz BICZÓK (1955) is, a szénre utalva.

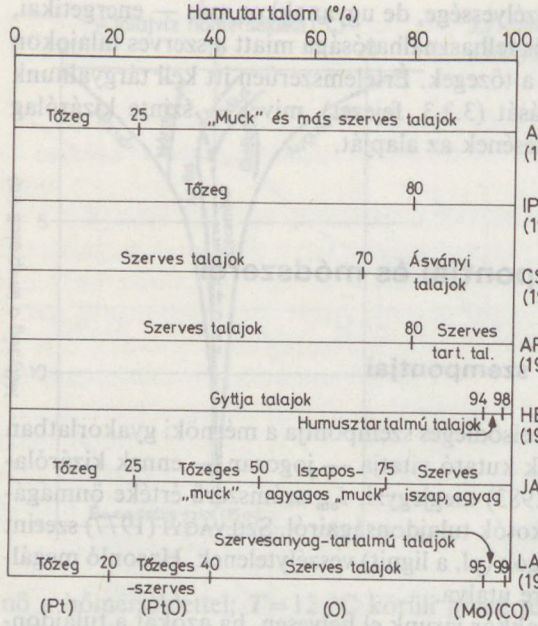
A szerves talajok megítélésében akkor járunk el helyesen, ha azokat a tulajdonságaikat határozzuk meg a lehető legnagyobb pontossággal, amelyek a mérnöki létesítmény szempontjából mértékadóknak tekinthetők. Így pl. HOBBS (1987) szerint a víztartalom és a másodlagos konszolidációs tényező, AMARYAN et al. (1973) szerint a teljes vízkapacitás és a *vane-teszt* segítségével meghatározott nyírószilárdság (vagy a statikus szondával meghatározott fajlagos ellenállás) a legjellemzőbb adat.

Hasonló a helyzet tehát, mint a tömörségi fok esetében. Jóllehet a földműveket elsősorban ezen jellemző alapján minősítjük, az elérendő tömörséget — a T_{rq}-val fennálló regressziók segítségével — a földmű funkcióját biztosító jellemzők (áteresztőképesség, nyírószilárdság, kompresszibilitás) alapján kell előírnunk.

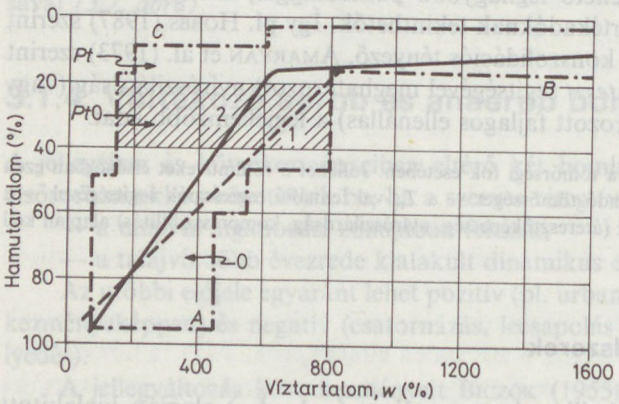
3.2.1.2. Osztályozási rendszerek

A szervesanyag-tartalom (I_{om}), ill. a hamutartalom ($=1-I_{om}$) alapján kialakított néhány osztályozási rendszert tüntet fel a *3.8. ábra*. Az utolsó osztályozási rendszert az ábrát szerkesztő szerzők (LANDVA et al., 1983) dolgozták ki; a különböző jelölésekhez (Pt, Pto stb.) megfelelő víztartalmi határok a *3.9. ábráról* olvashatók le. Az ábra három jellegzetes pontot is feltüntet: az *A* pont diatoma-földet ábrázol (ez mikroszkóppal vizsgálható), a *B* pont „tiszta" tőzeget, kevés ásványi anyaggal; a *C* pont a tiszta, de erősen összenyomódott tőzegnek felel meg. Az egyes típusok néhány jellemzőjét a *3.1. táblázat* tünteti fel.

A szovjet gyakorlat több szempont szerint osztályozza a szerves talajokat (NIIOSZP, 1975). Eredet szerint megkülönböztet kontinentális, lagúnákban keletkezett és tengeri eredetű szerves talajokat. A kontinentális típuson belül van alluviális, tavi és mocsári eredetű talaj; az elsőre és harmadikra a humusztartalom kisebb 10%-nál,



3.8. ábra. A szerves talajok néhány osztályozási rendszere (LANDVA et al., 1983)



3.9. ábra. Összefüggés a hamutartalom és a víztartalom között (LANDVA et al., 1983); *1* MIYAKAWA (1960), *2* MACFARLANE és RUTKA (1961)

3.1. táblázat. A szerves talajok néhány jellemzője a LANDVA et al. (1983) által kidolgozott osztályozási rendszerben; A_c = hamutartalom $(1-I_{om})$, H_x a humifikáció mértéke az $x = 1$–10-es skálán (H_1 = élő növény, H_{10} = teljesen lebomlott anyag)

A talaj jele	A_c (%)	ϱ_s kN/m³	ϱ_d kN/m³	H_x	w	Rosttartalom
Pt	<20	<17	<2,7	H_{1-8}	>500	>50
PtO	20–40	16–19	1,7–3,0	H_{8-10}	150–800	<50
O	40–95	>17		H_{10}		jelentéktelen
MO, CO	95–99	>24			<100	

a másodikra kisebb vagy nagyobb 10%-nál. (Utóbbi esetben az R bomlási fok kisebb 35%-nál, a talaj neve pedig szapropél.) A mocsári eredetű talajoknak két nagy csoportjuk van: ha a növényi maradványok aránya kisebb 60%-nál, tőzeges talajról, ha nagyobb, tőzegről beszélünk. Ha $I_{om} < 5\%$, a talaj megnevezése humuszos iszap, agyag stb., az $I_{om} > 5\%$-kal jellemezhető talajokat pedig a következők szerint osztályozhatjuk:

A talaj megnevezése	A tőzegesedés foka (I_{om}, %)
Szerves szennyeződésű	$5 < I_{om} \leqq 10$
Gyengén tőzegesedett	$10 < I_{om} \leqq 25$
Közepesen tőzegesedett	$25 < I_{om} \leqq 40$
Erősen tőzegesedett	$40 < I_{om} \leqq 60$

Az Egyesült Államok ASTM-D2607 jelű szabályozó anyaga I_{om}-en kívül a rosttartalmat és a botanikai összetételt is figyelembe veszi.

A mezőgazdasági célú osztályozás érthető módon eltér a műszakitól. A SOIL TAXONOMY (1975) pl. a talajban lévő agyagfajtától függően 12, ill. 18% feletti széntartalom esetén minősíti a talajt szervesnek, megkülönböztetve a „sopric", „hemic" és „fibric" kategóriákat, ezzel tehát a bomlás mértékét is. (A besorolást a korhadt rostok aránya és a Na-pirofoszfátban való oldhatóságuk teszi lehetővé.)

Mindezen rendszerekhez képest a magyar előírások igen egyszerűek: a talajt $I_{om} = 3$, ill. 5% felett kell szervesnek neveznünk aszerint, hogy szemcsés vagy kötött talajról van szó.

Az energetikai osztályozási rendszerek csak a tőzegekre terjednek ki, így ezekkel a 3.2.2.3. fejezet foglalkozik.

3.2.1.3. A tőzeg különválasztása az egyéb szerves talajoktól

Amint láttuk, a szovjet műszaki gyakorlat akkor nevezi a szerves talajt tőzegnek, ha a szervesanyag-tartalom 60%-nál nagyobb, de 77% az alsó határ, ha egyéb célú felhasználásról (energetika, trágyázás) van szó. Az Egyesült Államokban az $I_{om} = 75\%$-os értéket tekintik választóvonalnak. Igen alacsony ($I_{om} = 30\%$) a lengyel gyakorlatnak megfelelő érték (Abramszki és Szuligovszki, 1988). További határértékeket láthatunk a 3.8. ábrán.

Ebben a kérdésben is az az álláspont látszik helyesnek, hogy I_{om}-en kívül egyéb jellemzőket (pl. a rosttartalmat) is figyelembe kell vennünk, amint azt pl. — a szerves talajokra általában — az ASTM-D2607 j. szabályozó anyag is teszi.

3.2.1.4. Egyéb osztályozási szempontok

A szerves anyag és az ásványi szemcsék kapcsolata szerint beszélhetünk
— önálló szerves rétegekről,
— olyan rétegről, amelyben a szerves alkotók diszperz állapotban vannak, és olyanról,
— amelyben a szerves anyag (vagy annak egy része) a szervetlen kolloidszemcsék adszorpciós komplexumához tartozik.

Az utóbbi vonatkozásban figyelemre méltóak GRIM (1948) eredményei: az agyagásvány–szerves komplexumok víz hatására nem duzzadnak, de megfelelő szerves folyadék jelenlétében laza, igen kis teherbírású géleket alkotnak.

Érdekes szerves talajt talált Szeged több pontján UNGÁR (1963). A fekete, szürkésfehér talaj szobahőmérsékleten néhány nap, kályhában néhány óra alatt világossárgává vagy fehéresszürkévé változik, és újranedvesítve eredeti színét nem nyeri vissza. A fekete színt a szerves alkotók (az izzítási veszteség 8,8–16,7% volt) és a — valószínűleg szulfátredukáló baktériumok hatására, oxigénben szegény térben keletkezett — vas-szulfid adja. Utóbbi a levegőn sárga színű vas-szulfáttá oxidálódik. Kedvezőtlen talaj, mert *a)* eléggé heterogén és *b)* kiszáradva jelentős mértékben zsugorodik.

A műszaki osztályozástól eltérően osztályozza a szerves talajokat a mezőgazdasági *talajtan* (STEFANOVITS, 1981). Ebben a rendszerben a talajok megnevezésében is találunk különbségeket (számunkra szokatlan nevek pl.: láptalaj, televény vagy mull, kotu), így ezek azonosítása nem mindig egyértelmű feladat.

3.2.2. A tőzegek osztályozása

A tőzeget az emberiség évezredek óta megkülönbözteti a szervetlen és a kevésbé szerves talajoktól, felismerve a tőzeg előnyeit (tüzelés, hadászati-védelmi lehetőségek) és hátrányait (kedvezőtlen alapozási tulajdonságok, babonás félelmet is előidéző „lápi tüzek").

Bár a „tőzeg" szónak a legtöbb nyelvben megvan a megfelelője (peat, Torf stb.), nem egy országban az ott uralkodó tőzegtípusra sajátos, ma is használatos megnevezések születtek. A viszonylag sok oxigént tartalmazó közegben képződött *dyttja* pl. az Észak-Lengyelországban előfordult tőzegeket jelöli a lengyel szakirodalomban. A legismertebb ilyen megnevezés a Kanadában használatos *muskeg*. Ennek az ad különös jelentőséget, hogy a kanadai kutatók igen értékes — és a többi tőzegtípusra is viszonylag jól felhasználható — publikációi ehhez a névhez kötődve jelentek meg (Muskeg Handbook, számos „Muskeg Konferencia" kiadványa stb.).

A muskeg szó a Chippewan-indiánok „maskeg" szavából keletkezett, aminek jelentése füves mocsár (= grassy bog).

A tőzegek első — és módosított alakjában ma is elterjedten használt — osztályozási rendszere VON POST (1922) nevéhez fűződik (3.2.2.1. fej.). Az azóta kidolgozott rendszerek közül RADFORTH (1952) „muskeg-osztályozási" rendszere a legismertebb

(3.2.2.2. fej.). Az egységesítést megnehezíti, hogy *a)* különböző (mezőgazdasági, energetikai, mérnöki) szempontokat kellene figyelembe vennünk, *b)* a tőzeg mérnöki szempontból mértékadó viselkedése egyetlen paraméterrel (pl. a szervesanyag-tartalommal) megbízhatóan nem prognosztizálható, komplex vizsgálata viszont a mérnökitől távolabb álló szakágakhoz (botanika, kémia) kapcsolódna.

3.2.2.1. A tőzegek osztályozása von POST szerint

VON POST (1922) eredeti osztályozási rendszere a tőzegeket a botanikai összetétel és a humifikáció (lebomlás) mértéke szerint különbözteti meg. A mérnöki gyakorlatban KIVINEN (1948), valamint KORPIJAAKKO és WOOLNOUGH (1977) nyomán, az általuk javasolt módosított változatban terjedt el.

A tőzeg növényi alkotóit a rendszer a következő betűkkel jellemzi:

B — Bryalas (moha)
C — Carex (sás)
Eq — Equisetum
Er — Eriophorum (gyapotfű)
H — Hypnum (moha)
W — Lignidi (fa)
N — Nanolignidi (cserje)
Ph — Phragmites (nád)
Sch — Schevchzeria
S — Sphagnum (moha)

A tőzeg — kevés kivétellel — két vagy több növény keverékéből áll. Ebben az esetben a betűket az alkotók csökkenő arányában kell felírni (pl. *Er CS*).

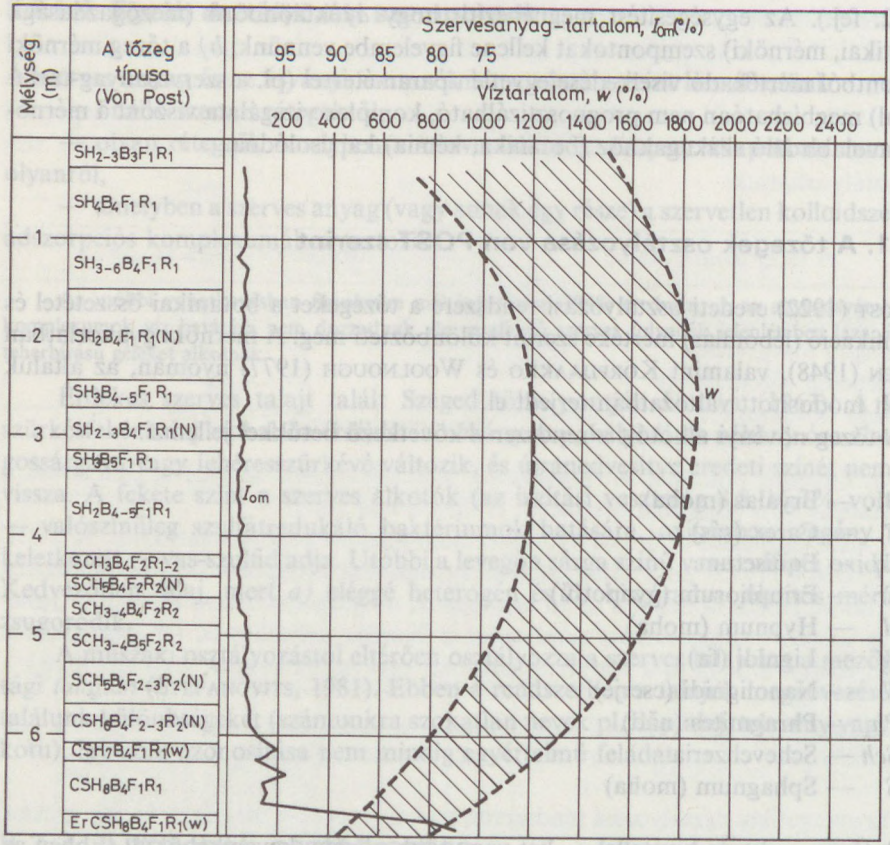
A fa- és cserjemaradványok mennyiségét alsó indexszel kell jelölni, éspedig 0-tól 3-ig (0: nincs ilyen maradvány, 3: igen sok van). Meg kell adni ezenkívül a finom (*F*) és a durva rostok (*R*) mennyiségét is, ugyancsak 0 és 3 közötti alsó indexet használva. (Finom rostnak az 1 mm-nél kisebb átmérővel vagy szélességgel rendelkező rost minősül.)

A humifikáció (lebomlás) mértékét *H* jelöli, 0-tól 10-ig terjedő alsó indexszel (0: a bomlás nem indult meg, 10: a bomlás teljes mértékben bekövetkezett). A talaj besorolása a növényi szerkezet, az amorf alkotók aránya és a sajtolási próba alapján végezhető el, éspedig a következőképpen.

a) A növényi szerkezet H_1 és H_3 között könnyen, H_4 és H_5 esetében nehezebben, H_9 és H_{10} esetében egyáltalán nem azonosítható.

b) A H_1 és H_2 jelű talajokban nincs amorf anyag, a H_3 és H_4 jelűekben kevés, a H_7 és H_8 jelűekben már igen sok.

c) Az ujjainkkal végzett vízkisajtolási próba során a víz színtelen (H_1), sárga (H_2), barna (H_3) vagy sötétbarna (H_4–H_{10}), de tőzeg csak a H_5 és H_{10} közötti kategóriában nyomódik ki; a H_9 és H_{10} jelű talajoknál összefüggő masszaként a teljes talajtömeg kinyomódik.



3.10. ábra. Kanadai tőzegterületen felvett fúrásszelvény (LANDVA és PHEENEV, 1980)

LANDVA és PHEENY (1980) ezt az osztályozási rendszert víztartalom-kategóriákkal egészíti ki, a következő jelöléseket használva:

B_1 — száraz talaj;
B_2 — $w < 500\%$;
B_3 — $w = 500–1000\%$;
B_4 — $w = 1000–2000\%$;
B_5 — $w > 2000\%$.

Egy kanadai tőzegterületen feltárt, a módosított von Post-rendszer alapján minősített talajok fúrásszelvénye a *3.10. ábrán* látható.

A botanikai jellemzést sok kutató tartja elsődleges fontosságúnak. COHEN (1983) pl. ennek alapján különbözteti meg a Sphagnum-tőzeget (ha a rosttartalom 66,7%-nál nagyobb, és *minden* rostot a Sphagnum nevű moha alkot) és a Hypnum-tőzeget (ha a rostok mennyisége legalább 33,3% és ezek 50%-át a Hypnum nevű moha alkotja). Hasonlóan vélekedik KEYS és HENDERSON (1983) is, megjegyezve, hogy a lebomlott tőzegek többsége a Sphagnum-, Carex- és Bryales-csoportba sorolható.

3.2.2.2. A tőzegek osztályozása RADFORTH szerint

Míg a von Post-rendszer minden *szerves* talajt felölel, a RADFORTH-rendszer csak a kis hamutartalmú talajok, tehát kimondottan a *tőzegek* osztályozására szolgál. Szerzője mérnöki felhasználásra készítette, valószínűleg ezért nem tartalmaz annyi botanikai elemet, mint elődje osztályozási rendszere. (Ez természetesen éppen úgy tekinthető előnyének, mind hátrányának.)

Az osztályozási rendszer lényege a következőkben foglalható össze (RADFORTH, 1952; RADFORTH és MACFARLANE, 1957).

A területet először a felszín feletti növényzet alapján kell osztályozni, a javasolt kilenc kategóriát betűjelekkel (*A*—*I*) ellátva (*3.2. táblázat*). Tiszta kategória ritkán fordul elő, É-Kanadában pl. 18 kombináció létezik. Így a területet általában két vagy három (soha nem négy) betűvel kell jellemezni, az előfordulás csökkenő sorrendjében. (Ha az egyik típus jelenléte kisebb 25%-nál, a terület jellemzésekor figyelmen kívül kell hagyni.)

Második jellemző a topográfiai alakzat jellege. A felszíni egyenetlenségeket okozhatja az ásványi fekü szabálytalan vonulata, de a szerves anyag topográfiai módosulása is. Összesen 16 kategóriát különböztet meg, *a*-tól *p*-ig terjedő kisbetűkkel jelölve ezeket, a következő jellemzők szerint:

— dombszerűen kiemelkedő képződmény (*a*—*c*);

3.2. táblázat. Felszíni növényzet, a Radforth-osztályozás első szempontja (RADFORTH és MACFARLANE, 1957)

Jel (típus)	Jelleg	Magasság (m)	Vegetáció jellege	Példák
A	Fa	≥4,5	Fa	Lucfenyő
B	Fa	1,5–4,5	Fiatal vagy törpe fa, bokor	Lucfenyő, nyírfa, fűzfa
C	Nem fa	0,6–1,5	Alacsony, fűszerű	Fű
D	Fa	0,6–1,5	Alacsony bokor, törpe fa	Fűzfa, nyírfa, tea
E	Fa	0–0,6	Alacsony bokor	Babér
F	Nem fa	0–0,6	Gyékény (foltokban vagy összefüggően)	Sás, fű
G	Nem fa	0–0,6	Egyedülálló vagy ritkás társulásban	Orhidea
H	Nem fa	0–0,1	Majdnem összefüggő (szőnyegszerű)	Zuzmó
I	Nem fa	0–0,1	Általában összefüggő, néha csomókban	Moha

— kavicsmezőre és -zátonyra (pl. régi öblök helyén) települt szerves képződmény (*d—e*);

— sziklára települt (*f, h*) és sziklatömbökkel megszakított (*g*) szerves település;

— sík tőzegfelszín (*i, j*);

— szerves talajjal borított (*k*) vagy nyíltszínű (*l*) tó;

— tavak szélső sávja (*m*: meredek, *n*: rézsű határolás);

— poligonszerű alakzatok (*o, p*).

A harmadik osztályozási lehetőséget a felszín alatt elhelyezkedő tőzeg tulajdonságai adják. Kutatásai alapján RADFORTH a szerves anyagoknak 16 típusát különbözteti meg. Egyes tőzegek alapanyagának túlnyomó része szemcsés (amorf) anyag, másokét finom (fa vagy nem fa anyagú) rostok képezik. A harmadik kategóriát azok a tőzegek alkotják, amelyekben a fa és a durva rost (utóbbi is fa anyagú) dominál.

3.2.2.3. Egyéb osztályozási rendszerek

A svájci útépítési gyakorlatban Moos (1961) — viszonylag egyszerű — osztályozási rendszerét használják, három típust különböztetve meg:

— durvarostos tőzeget (el nem bomlott, hosszú durva rostokkal, gyakran fadarabkákkal; az ujjak közt sajtolva tiszta vagy sárgásbarna folyadék nyomódik ki, a tőzeg alkotói nem);

— finomrostos tőzeget (ez meglehetősen elbomlott, de rövidebb rostok még láthatók; az ujjak között sajtolva zavaros víz és a tőzeg anyagának mintegy 1/3-a nyomódik ki);

— amorf tőzeget (teljes mértékben elbomlott, rostokat általában nem tartalmaz; az ujjak között sajtolva gyakorlatilag a teljes mennyiség áthatol).

AMARYAN et al. (1973) a következő négy típust különböztetik meg:

3.3. táblázat. A szerves talajok osztályozása AMARYAN et al. (1973) szerint: I. rostos tőzeg, II. közepes mértékben lebomlott tőzeg, III. lebomlott tőzeg, IV. tőzeges talaj

Fizikai jellemzők	Típus			
	I.	II.	III.	IV.
Vízkapacitás (%)	1400–2500	90–1400	500–900	200–500
Anyagsűrűség, ϱ (g/cm^3)	1,60–1,70	1,50–1,55	1,45–1,50	1,50–2,00
Hézagtényező, e	22–40	13–22	9–13	3–9
Térfogatsűrűség ϱ (kN/m^3)	9–11	9–11	9–11	10–15
Száraz térfogatsúly, ϱ_d (kN/m^3)	0,4–0,7	0,7–1,0	1,0–1,4	1,5–2,0
Hamutartalom (%)	1,5–3,0	3,0–8,0	8,0–30,0	40–90
pH	2,9–3,3	3,3–4,5	4,5–5,5	
Vane-teszttel mért nyírószilárdság, τ (kPa)	9–13	12–15	15–20	18–30
Kötött víz mennyisége (%)	55	58	60	
Kezdeti E_s (kN/m^2)	15–55	25–90	90–130	130–500
Áteresztőképesség, k (cm/s)	10^{-3}–10^{-4}	10^{-4}–10^{-5}	10^{-5}–10^{-6}	

3.4. táblázat. A tőzegek osztályozása KAZARNOVSZKIJ (1988) szerint

Jellemző	A csoport	
	megnevezése	számszerű jellemzői
Izzítási veszteség, L_{ig} (%)	Kis hamutartalom	≥ 95
	Közepes hamutartalom	$95 > L_{ig} \leq 80$
	Nagy hamutartalom	< 80
Rosttartalom, Φ (%)	Rostos	≥ 75
	Kevéssé rostos	$50 \leq \Phi < 75$
	Nem rostos	< 50
Víztartalom, w (%)	Száraz	< 300
	Közepesen nedves	300–600
	Igen nedves	900–1200
	Különlegesen nedves	> 1200

Rostos tőzeg (I.) Le nem bomlott, elhalt növényi részeket tartalmaz, szerkezete szivacsos; kis tömörség és hamutartalom, nagy hézagtényező jellemzi. Általában a felszín közelében található, 0,1–1,5 m vastagságban.

Közepes mértékben lebomlott tőzeg (II.) A finom és a durva diszpergált anyagok aránya kb. azonos, a hézagok térfogata az I. típusú tőzegének 33–60%-a.

Lebomlott tőzeg (III.) A vasdiffúzió és a finoman diszpergált anyagok ülepedése következtében szemcsés szerkezete van; nagy mennyiségű hamutartalom és tömörség jellemzi.

Tőzeges talajok (IV.) Ide azok a szerves talajok sorolhatók, amelyeknek 40%-nál nagyobb a hamutartalmuk.

Az egyes kategóriákat jellemző fizikai paraméterek a *3.3. táblázatban* láthatók.

KAZARNOVSZKIJ (1988) a tőzegeket a következő három szempont szerint osztályozza:

— izzítási veszteség (L_{ig});

— rosttartalom (Φ), pontosabban a 0,25 mm-nél nagyobb átmérőjű rostok %-os aránya;

— víztartalom.

Osztályozási rendszerét a *3.4. táblázat* mutatja be.

A LANDVA et al. (1983) által javasolt osztályozási módszert a 3.2.1. fejezet tárgyalta.

Külön kategóriát képez a *kalorikus* (energetikai) szempontok szerinti osztályozás. Mivel a tőzeg fűtőértéke a humifikáció mértékével nő — KEYS (1983) szerint a kapcsolatra jellemző korrelációs együttható 0,5–0,6 körüli érték, LEMASTERS et al. (1983) szerint esetenként ennél nagyobb —, az energetikai osztályozás alapja a hamu-, ill. szervesanyag-tartalom. Európában tüzelési célra a 8–10%-nál kevesebb ásványi anyagot tartalmazó tőzeget hasznosítják. Az Egyesült Államokban a tüzelésre alkalmas tőzeg definíciója a következő (LEMASTERS et al., 1983):

— minimálisan 18,6 J/kg fűtőérték,

— minimálisan 1,22 m vastag réteg,
— maximum 25% hamutartalom,
— 2,6 km^2-ként legalább 0,32 km^2 terjedelmű tőzeges terület.

3.2.2.4. A tőzeg osztályozása mérnöki szempontból

RADFORTH (1955) szerint korreláció van a felszíni növényzet (ami nála az osztályozás első szempontja) és a felszín alatti szerves talaj tulajdonságai között. A rosttartalom (a harmadik osztályozási szempont) a talaj teherbírásával van kapcsolatban: a 3. kategória jelenti a legnagyobb teherbírást az embernek és a gépnek, de a terep nehezen járható. A két szempontot együttesen értékelve a 2. kategória a legkedvezőbb. Észak-Kanadában pl. elterjedt a BEI-típus: 1,5–4,5 m magas törpefákkal és max. 0,6 m-es bokrokkal, 10 cm-nél vékonyabb mohaszőnyeggel. Mivel az altalajt durva rostokkal átszőtt finom rostok tartják össze, az anyag útépítésre kiválóan alkalmas, mert könnyű kitermelni, és teherbírása nagy. A másik végletet az FI-típus képviseli: a felszínt max. 60 cm magas bokrok fedik, a mohás mátrix víztartalma igen nagy; ez a kis teherbírású talaj ember és gép által alig járható.

A többi osztályozási rendszer némelyike szintén tartalmaz olyan elemeket, amelyek a mérnöki szempontok érvényesítését megkönnyítik: AMARYAN et al. (1973) osztályozási rendszere fizikai jellemzőkhöz kötődik, LANDVA et al. (1983) a víztartalmat, KAZARNOVSZKIJ (1988) a rost- és víztartalmat is bevonja az osztályozási rendszerbe. Itt külön ki kell emelnünk a rostok szerepét: az ezek alkotta hálózat jelentős mértékben növeli a tőzeg nyírószilárdságát és csökkenti a kompresszibilitását (vö. a geotextíliák hasonló hatásával).

A tőzegre fokozottan érvényesek a 3.2.1.1. fejezetben írottak, nevezetesen az, hogy geotechnikai szempontból az *adott feladat* megoldásához szükséges fizikai és egyéb jellemzők ismerete, ill. meghatározása a fő cél.

3.2.3. A szervesanyag-tartalom meghatározása

3.2.3.1. Definíciók

A *szervesanyag-tartalom* (I_{om}, %) a talajban lévő szerves alkotók tömegének és a teljes száraz tömegnek az aránya, vagyis az

$$I_{om} = \frac{m_{do} - m_{dm}}{m_{do}} 100 \qquad (3.1)$$

képlettel definiált hányados, ahol

m_{do} — a talaj (talajminta) eredeti száraz tömege,
m_{dm} — a szerves alkotók eltávolítása után fennmaradt száraz tömeg.

A *hamutartalom* (A_c, %) a szervetlen (ásványi) alkotók tömegaránya, vagyis

$$A_c = 100 - I_{om} \cdot \tag{3.2}$$

Az *izzítási veszteség* (L_{ig}, %) a magas hőfokon eltávolított éghető anyagokkal csökkentett száraz tömeg és az eredeti száraz tömeg aránya, vagyis

$$L_{ig} = \frac{m_{d1} - m_{d2}}{m_{d1}}, \tag{3.3}$$

ahol m_{d1} — a T_1 hőmérsékleten szárított minta száraz tömege,
m_{d2} — a T_2 hőfokon végzett izzítás után mért száraz tömeg.

A *bomlási fok* (R, %) a lebomlott és még le nem bomlott szerves anyag hányadosa.

3.2.3.2. A vizsgálati módszerek osztályozása

A szervesanyag-tartalom meghatározására számos módszert dolgoztak ki; ezek mindegyike a következő három csoport valamelyikébe sorolható:

— száraz oxidáció (égetés, izzítás),
— nedves oxidáció,
— közvetett (közelítő) módszerek.

Ezek a módszerek, ill. az ezekkel kapott eredmények nem egyenértékűek (a harmadik csoportban szereplők eleve kisebb megbízhatóságúak), amint arra — többek között — a 3.2.3.6. fejezet is rámutat. Megválasztásukhoz a 3.2.3.3.–3.2.3.5. fejezetek nyújtanak segítséget.

3.2.3.3. Az izzítási veszteség

Az izzítási veszteséget úgy határozzuk meg, hogy a mintát T_1 hőmérsékleten szárítjuk, majd tömege megmérése után T_2 hőmérsékleten izzítjuk, tömegét ezt követően ismét megmérve. A két száraz tömeg ismeretében L_{ig} a (3.3) képletből számítható.

Első pillanatban úgy tűnhet, hogy ez a vizsgálati módszer igen egyszerű és egyértelmű. A valóságban más a helyzet, mert a T_1 és T_2 hőmérsékletek megválasztása — a vizsgált talaj egyes paramétereitől függően is — jelentős mértékben befolyásolhatja az izzítási veszteséget. Ezért

— T_1-et úgy kell megválasztanunk, hogy ezen a hőfokon a szerves alkotók bomlása még ne induljon meg,

— T_2-t pedig úgy, hogy ezen a hőmérsékleten *csak* a szerves alkotók eltávozása adjon súlyveszteséget.

A két „kritikus" hőmérséklet meghatározására számos kutató végzett vizsgálatokat; ezek eredménye a következőkben foglalható össze.

Az *alsó kritikus hőmérsékletet* (T_1-et) illetően kézenfekvőnek látszik, hogy ezt — a víztartalom meghatározásának analógiájára — 105 °C-ban válasszuk meg. Ezzel

szemben vannak olyan vélemények (megfigyelések), hogy a szerves talaj lebomlása már 60–85 °C körüli hőmérsékleten megindul (az Egyesült Államokban pl. általános gyakorlat T_1-nek 80 °C-ban való felvétele). PIETSCH és SCHNEIDER (1982) különböző talajokra meghatározták az L_{ig}, T_2 összefüggést, éspedig úgy, hogy a mintákat kettéosztva az egyiket $T_1 = 50$ °C-on, a másikat $T_1 = 105$ °C-on szárították. Abból, hogy a kétféle részmintára kapott poligonok párhuzamosan futnak *(3.11. ábra)*, arra következtetnek, hogy 105 °C-on a szerves anyag egy része elégett. Ugyanakkor MÉSZÁROS és társai (1985) a derivatográfokból azt a következtetést vonják le, hogy az általuk vizsgált tőzegeknél ez nem következett be.

Mértékadónak tekinthetők ebben a vonatkozásban SKEMPTON és PETLEY (1970) vizsgálatai. A szerzők azt vizsgálták, milyen összefüggés van a T_1 °C-on szárított minta izzítási vesztesége (L_{igt}) és a 105 °C-on szárított minta izzítási vesztesége (L_{ig}) között. Ez a kapcsolat a következő alakban írható fel:

$$L_{ig} = L_{igt}(1 + m_t) - 100\, m_t\,; \tag{3.4}$$

a képletben szereplő m_t paramétert a következők szerint definiálják:

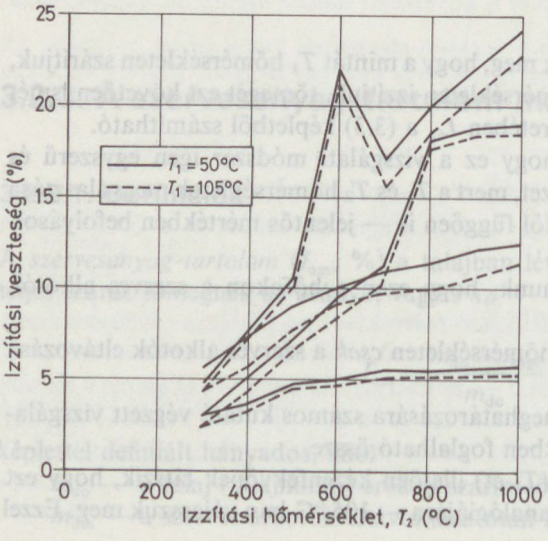
$$m_t = \frac{w - w_t}{100 + w_t}, \tag{3.5}$$

ahol w a 105 °C-on, w_t a T_1 °C-on való szárítással meghatározott víztartalom. Különböző talajokkal végzett vizsgálataik alapján megállapítják, hogy

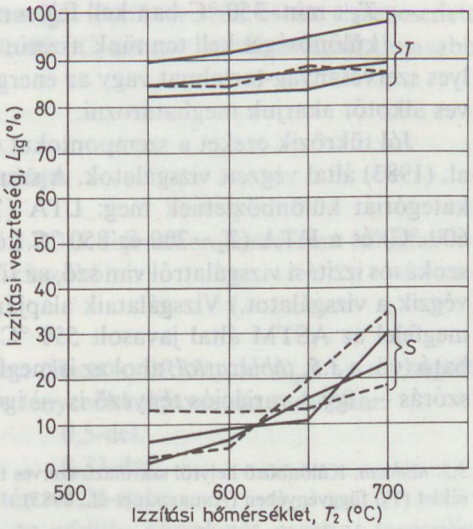
a) adott T_1 hőmérsékletre m_t nő az izzítási veszteséggel (és valószínűleg a humifikáció mértékével is);

b) a 100, 105 és 110 °C-on szárított minták száraz tömegei közötti különbség kicsi (a 100 °C-hoz tartozó m_t kisebb 0,5-nél);

c) 85 °C esetén a nagy izzítási veszteséggel jellemezhető tömegekre $m_t = 2$ is lehet;



3.11. ábra. Izzítási veszteség a szárítási (T_1) és az izzítási (T_2) hőmérséklet függvényében, PIETSCH és SCHNEIDER (1982) négy mintájára



3.12. ábra. Tőzegek (*T*) és szapropélek (*S*) izzítási vesztesége az izzítási hőmérséklet függvényében (BATEREAU et al., 1988)

d) 60 °C-on való szárítás esetén m_t agyagokra és tőzeges agyagokra 1 és 3%, tőzegekre 5–6%.

Mindezek ellenére SKEMPTON és PETLEY (1970) úgy véli, hogy a gyakorlatban megengedett a 105 °C-on való szárítás, és az előzőek szerinti korrekcióra általában nincs szükség. Hasonló véleményen van ARMAN (1970) is.

Lényegesen nagyobb hibát követhetünk el a *felső kritikus hőmérséklet* (T_2) helytelen megválasztásával. Amint azt a 3.11. ábrán is megfigyelhettük, az izzítási veszteség a hőmérséklet növelésével (akár 1000 °C-ig!) fokozatosan nő. Ugyanezt bizonyítja a *3.12. ábra* is, amely szerint a növekedés mértéke főleg a szapropélekre nagy (tőzegekre lényegesen kisebb). Ennek a jelenségnek az oka a következőkkel magyarázható.

Több száz °C-on a szervetlen alkotók (ásványok) dehidratációja, szerkezeti és kémiai változása következik be. Az illit pl. 200 °C-on kezdi elveszíteni hidroxidját, a pirit (FeS_2) 375 °C-on Fe_2O_3-má kezd bomlani (SO_2 eltávozásával 33%-os tömegveszteség keletkezik), a $CaCO_3$ 625 °C felett CaO-dá változik (CO_2 eltávozása 44%-os tömegveszteséggel jár), a gipsz 105 °C-on kezd anhidritté ($CaSO_4$) alakulni. A magnezit ($MgCO_3$) 610 °C-on, a dolomit ($CaCO_3 \cdot MgCO_3$) 765 °C-on kezd bomlani. Egyes ásványok vizet is veszítenek, de elillan pl. a szikes talajok konyhasója is.

Mindez azt jelenti, hogy az izzítás során nemcsak a szerves alkotók semmisülnek meg, hanem tömegveszteségként jelentkezik az ásványokból eltávozott gáz és víz is, tehát $L_{ig} > I_{om}$. A hibát úgy csökkenthetjük (gondoljunk a 3.11. és 3.12. ábrára), hogy az izzítási hőmérsékletet nem választjuk „túlzottan" nagyra. Nehezíti a feladatot ugyanakkor az, hogy egy bizonyos hőmérséklet alatt a szerves alkotók nem égnek el. Egyes megfigyelések szerint (AL-KHAFAJI és ANDERSLAND, 1981) a pépszerű rostok 350 °C-on égnek el, de a szenesedett anyagok elégetéséhez — a szenesedés mértékétől függően — 600–1000 °C szükséges. Ebből azt a következtetést vonhatjuk le, hogy

— T_2-t min. 350 °C-ban kell felvennünk,

— különbséget kell tennünk aszerint, hogy csak a mérnöki szempontból veszélyes szervesanyag-tartalmat vagy az energetikai szempontból mértékadó összes szerves alkotót akarjuk meghatározni.

Jól tükrözik ezeket a szempontokat (és egyben a nehézségeket) az ANDREJKO et al. (1983) által végzett vizsgálatok. A szerzők a hőmérséklet vonatkozásában három kategóriát különböztetnek meg: LTA (T_2=100–150 °C), MTA (T_2=375, 550 és 600 °C) és a HTA (T_2=700 és 850 °C között) kategóriát. (Az utóbbi két esetben a szokásos izzítási vizsgálatról van szó, az LTA kategória esetében oxigén átfúvatásával végzik a vizsgálatot.) Vizsgálataik alapján megállapítják, hogy geotechnikai célokra megfelel az ASTM által javasolt 550 °C, fűtési célokra pedig T_2=750 °C javasolható (vö. a *3.5. táblázattal,* ahol az is megfigyelhető, hogy az öt-öt mintából számított szórás — így a variációs tényező is — igen kis érték).

3.5. táblázat. Különböző helyről származó szerves talajok hamutartalmának vizsgálata az izzítási hőmérséklet (T_2) függvényében (ANDREJKO et al., 1983)

A minta származása	Hamutartalom (%), ha T_2=			
	100–105 °C	375 °C	550 °C	750 °C
Finnország	7,07	4,05±0,32	3,85±0,47	4,01±0,20
Quebec	2,18	1,92±0,26	1,86±0,12	1,79±0,26
Maine	71,94	56,03±1,14	57,37±1,48	60,32±1,57
Minnesota	29,22	21,67±1,68	20,61±2,05	20,82±1,71
É-Karolina	14,72	10,46±2,60	9,89±0,69	9,16±1,09
D-Karolina	8,30	5,16±0,16	4,63±0,46	4,28±0,04
D-Karolina	5,94	4,81±0,29	4,80±0,21	4,59±0,19
Georgia	6,18	–	4,86±0,04	4,79±0,07
Florida	33,31	23,38±1,65	17,73±2,15	13,09±0,92

Ezek után tekintsük át, milyen T_2 hőmérsékletet javasolnak az ezzel a kérdéssel foglalkozó kutatók.

AL-KHAFAJI et al. (1981) 400 °C-ot is elégségesnek tartanak, ARMAN (1970) és a szovjet kutatók (NIIOSZP, 1975) 440 °C-on javasolják az izzítást elvégezni.

Az Egyesült Államok szabványa (ASTM — D 2974) 550 °C-ot ír elő, ezt fogadja el NG és EICHENS (1983), valamint BATEREAU és WASSNER (1988) is, utóbbiak azzal, hogy ±50 °C eltérést megengedhetőnek tartanak. A Grundbautaschenbuch (SMOLTCZYK, 1980) nem ír elő határozott értéket, T_2-t 350 és 600 °C között javasolja felvenni.

A következő kategóriába a nagy hőmérsékletek tartoznak. A magyar gyakorlatban T_2=600 °C az elfogadott, YAMAGUCHI et al. (1985), valamint a lengyel gyakorlat 800 °C-t tart szükségesnek, a kanadai *Muskeg Engineering Handbook* pedig 800–900 °C-t.

Az ebben a fejezetben írottak alapján azt kell megállapítanunk, hogy a tőzegek *geotechnikai* minősítéséhez az izzítási hőmérsékletet 460–480 °C körül célszerű felvennünk azzal, hogy a T_2<440 °C és a T_2>500 °C hőmérsékletek nem engedhetők

meg. Ha a vizsgálat *energetikai* célokat szolgál (tehát a szén és az elszenesedett alkotók is szerepet játszanak), $T_2 = 800–1000$ °C az erre a célra legalkalmasabb hőmérséklet.

3.2.3.4. Az izzítási veszteség korrekciója

Az izzítási vizsgálat eredményét terhelő, a 3.2.3.3. fejezetben ismertetett hibákat — legalábbis részben — két módon tudjuk kiküszöbölni:

— L_{ig} értékét korrigáljuk,

— az izzítási vizsgálatot módosítjuk.

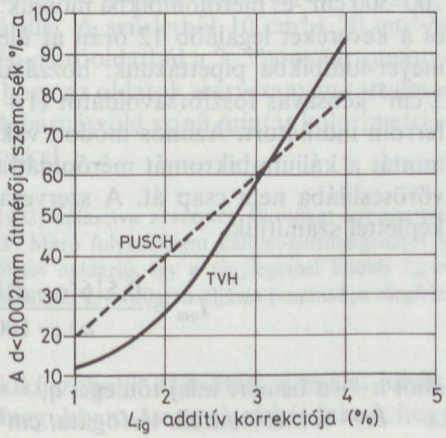
Az első lehetőséget választja NOWACZKI (BICZÓK, 1955), aki L_{ig}-t — a vizsgált talajtól függően — a következő korrekciós tényezőkkel javasolja redukálni:

agyag és plasztikus iszap esetén	0,5-del,
szokványos iszap esetén	0,33-dal,
homokos iszap és iszapos homok esetén	0,25-dal.

A finn TVH (1970) és PUSCH (1973) az additív korrekciót aszerint javasolja felvenni, hogy a talajban hány tömeg-%-ot tesznek ki a $d = 0{,}002$ mm-nél kisebb átmérőjű szemcsék *(3.13. ábra)*.

Amint látjuk, ezek a korrekciók csak a talaj plaszticitását (szemeloszlását) veszik figyelembe (az agyagásványok kémiailag kötött vizére gondolva), azt viszont nem, hogy az izzítás során jelentős mennyiségű gáz és gőz távozik. Az utóbbiak mennyiségéről csak úgy kaphatunk megbízható adatokat, ha magát az izzítási vizsgálatot módosítjuk.

Ilyen megoldás a GUSTAVSON-féle készülék (BALLENEGGER, 1952). Az izzítás során eltávozó termékek két edény fölött haladnak el; az egyikben nátronmész van, a másik 2/3-részben nátronmeszet, 1/3-részben $CaCl_2$-ot tartalmaz. A két edényben mért tömegtöbblet a szén-dioxid (CO_2) tömegét, ennek 0,273-del szorzott értéke az éghető szenet, 0,471-del szorzott értéke a szervesanyag-tartalmat adja meg.



3.13. ábra. Az izzítási veszteség additív korrekciója a finn TVH (1970) és PUSCH (1973) szerint

A készüléket DENNSTEDT (BICZÓK, 1955) tökéletesítette. Az izzítás egy kb. 1 m hosszú üvegcsőben zajlik le, tiszta oxigén átvezetése és két kis fűtőtest segítségével. Ennek folytatását képezi az a két U alakú cső, amelynek egyikében a víz, a másikban a szén-dioxid fogható fel. (Az égés tökéletességét CO-kontrollal vizsgálhatjuk.) A H_2O- és CO_2-mérésen alapuló korrigált izzítási veszteség a megfigyelések szerint közel van I_{om}-hez, de az izzítási hőfok helyes megválasztásának természetesen itt is nagy jelentősége van.

3.2.3.5. Nedves oxidáció

A nedves oxidációnak az a lényege, hogy a szerves alkotókat valamilyen maró folyadékkal bontjuk le. A módszer osztályozható

— a felhasznált anyag (bikromát stb.) és

— a detektálás módja (titrálás, kolorimetrikus értékelés) szerint.

A maró folyadék általában salétrom-, kén- vagy sósav, hidrogén-fluorid, hidrogén-peroxid (ANDREJKO et al., 1985), valamint kálium-bikromát.

A legtöbb országban jelenleg a *kálium-bikromát*-módszert használják. Az erre a célra való első felhasználás SCHOLLENBERGER (1927) nevéhez fűződik; alapelvét használják fel WALKELEY és BLACK (1933), ALTEN et al. (1935), a TJURIN által 1937-ben kidolgozott eljárást módosító SZIMAKOV (1957) és CIPLJENKOV (1963), és ezt írja elő a magyar szabvány (MSZ 14043/9-1982), a volt NDK-beli TGL 11462 és — részben — a német Grundbautaschenbuch (SMOLTCZYK, 1980) is.

A magyar szabvány két- és egylépcsős meghatározást különböztet meg.

A *kétlépcsős* eljárás során az előkészített talajmintából — a várható szervesanyag mennyiségétől függően — 1–5 g-ot legalább 0,01 g pontossággal 500 cm^3-es főzőpohárba bemérünk. A bemért mintához 20 cm^3 1/3 mol/l-es kálium-bikromát-oldatot adunk, majd rázogatás közben lassan 26 cm^3 tömény kénsavat adagolunk hozzá. (Szikes talajoknál a kisebb részletekben való adagolás a szén-dioxid-pezsgés miatt különösen fontos.) A kénsav hatására az oldat felmelegszik és elszíneződik. A keveréket ezután 10–15 percig enyhén forraljuk, majd lehűtjük, és desztillált vízzel 200–500 cm^3-es mérőlombikba mossuk. A lombikot desztillált vízzel a jelig feltöltjük, és a keveréket legalább 12 órán át ülepedni hagyjuk. Az oldatból 10 cm^3-t Erlenmeyer-lombikba pipettázunk, hozzáadunk 25 cm^3 0,1 mol/l-es Mohr-só oldatot, 2 cm^3 kénsavas foszforsavoldatot (1+2 elegyű keveréket) és 8 csepp 1/40 mol/l-es ferroin indikátort. Azonos módon vakpróbát is készítünk, talajoldat nélkül. A két mintát a kálium-bikromát mérőoldattal addig titráljuk, amíg a vizsgált oldat színe vöröseslilába nem csap át. A szervesanyag-tartalmat (I_{om}, tömeg-%) a következő képlettel számítjuk:

$$I_{om} = \frac{0{,}516(c-d)b \cdot 100}{a \cdot e \cdot 1000} = \frac{0{,}516(c-d)b}{a \cdot e \cdot 10}, \qquad (3.6)$$

ahol a — a bemért talaj tömege, q,

b — a mérőlombik térfogata, cm^3,

c — a kálium-bikromát mérőoldat fogyása a talaj titrálásakor, cm^3,
d — a kálium-bikromát mérőoldat fogyása a vakpróbára, cm^3,
e — a titrált oldat mennyisége, cm^3.

Az *egylépcsős* eljárás során a talajból 0,0001 g pontossággal 0,1–0,5 g-ot lemérünk, 10 cm^3 kálium-bikromát mérőoldatot és 0,1 g ezüst(I)-szulfátot adunk hozzá, majd 5 percig gyengén forraljuk az oldatot úgy, hogy savgőzök ne távozhassanak el (pl. a főzőpohárra vízzel teli lombikot helyezünk). Ha forralás közben az oldat elszíntelenedik, további 10 cm^3 kálium-bikromát-oldatot adunk hozzá, és a forralást megismételjük. Ezután az oldatot 500 cm^3-re felhígítjuk, 10 csepp tömény foszforsavat és 1 csepp difenilamin-kénsavat (0,5 g difenilamin 1000 cm^3 tömény kénsavban) adunk hozzá. (Az utóbbi helyett 1/40 mol/l-es ferroin is használható, ekkor az oldatot nem kell felhígítani.) Ezután az oldatot Mohr-só oldattal megtitráljuk (kékes színből átcsap zöldbe, ill. ferroin használata esetén kékeszöldből vöröseslilába). A Mohr-só oldattal teljesen hasonló körülmények között előzetesen megállapítjuk a kálium-bikromát-oldat titerét. A szervesanyag-tartalmat a következő képletből számíthatjuk:

$$I_{om} = \frac{(c-d)0{,}00104 \cdot 100}{a}, \qquad (3.7)$$

ahol a — a talajminta tömege, g,
b — a mérőoldat fogyása titráláskor, cm^3,
c — a mérőoldat fogyása vakpróbára, cm^3.

A *kolorimetrikus* detektálást ajánlja GRAHAM (1948), ezt vette át a finn TVH (1970), és ajánlja — közelítő eljárásként — a magyar szabvány (MSZ 14043/9–1982) is, éspedig a következők szerint. A vizsgálat előtt glukózoldatot („szén-mérőoldatot") készítünk úgy, hogy 2,5 g glukózt vízben feloldunk és az oldatot 100 cm^3-re kiegészítjük. (Az oldat 1 cm^3-e így 0,01 g szénnek, ill. 0,01724 g szerves anyagnak felel meg.) Az előkészített talajból 1,0 g-ot legalább 0,01 g-ra pontosan 250–300 cm^3-es Erlenmeyer-lombikba mérünk. A talajhoz 10 cm^3 kálium-bikromát-oldatot öntünk, a lombik tartalmát köröző mozgással jól elkeverjük, majd óvatosan 20 cm^3 tömény kénsavat öntünk hozzá, amelynek hatására erős hőfejlődés indul meg. A lombik tartalmához ezután óvatosan 100 cm^3 desztillált vizet adunk, majd az oldatot szobahőmérsékletre hűtjük, és szűrőpapíron átszűrjük. A szűrletből 10 cm^3-t 20 cm^3-es kémcsőbe töltünk. Ezzel párhuzamosan a szén-mérőoldatból a 2–5%-os tartományban összehasonlító oldatokat készítünk úgy, hogy az oldatok szervesanyag-tartalmai közötti különbség mindig 0,5–0,5% legyen. A barnászöld színű mintát kolorimetriásan mérjük össze a színösszehasonlító oldatokkal.

A módosított KNOPP-eljárást (BALLENEGGER, 1952) választva a szerves alkotókat krómsavval oxidáljuk, majd a keletkezett CO_2 mennyiségét mérjük. Maró folyadékként kálium-permanganátot is használhatunk. (Egyik módszerrel sem érhető el tökéletes oxidáció, így a ténylegesnél kisebb I_{om}-et kapunk.) A brit szabvány 20%-os hidrogén-peroxid használatát javasolja; az eljárás pontossága megfelel a mérnöki igényeknek.

Jóllehet a nedves oxidációs módszerek kiküszöbölik az izzítási vizsgálat hibáit, ezek az eljárások is hibaforrásokat rejtenek magukban. Az egyik abból fakad, hogy

a *szerves szén* általunk meghatározott tömegét szervesanyag-tartalomra kell átszámolnunk. Az elmúlt évtizedekben végzett vizsgálatok szerint a talaj szerves alkotói átlagosan 58% szenet tartalmaznak. (Ezért írja a magyar szabvány a kolorimetrikus eljárással kapcsolatban, hogy 0,01 g szénnek 0,01724 = 0,01/0,58 g szervesanyag felel meg.) Ez az átszámítási kulcs azonban nem minden talajra érvényes. Amint azt DACHNOVSKI és STOKES (1929), valamint FEUSTEL és BYERS (1930) kimutatták, az általuk vizsgált hét, kismértékben humifikált tőzegre (H_1—H_3 a von Post-osztályozás szerint) átlagosan 53%, a nagyobb mértékben lebomlott (H_4—H_6) tőzegre 58% a szerves anyag széntartalma. A volt NDK-beli szabvány,* a TGL 11462 a szerves alkotók széntartalmára a következő értékeket adja:

humuszra 57,7%
le nem bomlott tőzegre 57,7%
lebomlott tőzegre 63,8%.

A bikromátos módszert használva PIETSCH és SCHNEIDER (1982) szerint szerepe van a vegyszerek állapotának (korának) is. A Mohr-sónak pl. vizet veszítve nő a koncentrációja, ezáltal nagyobb értéket mérünk, de fennáll az a veszély is, hogy a Fe(II) a levegő oxigénjének hatására Fe(III)-má oxidálódik.

3.2.3.6. A különböző módszerek összehasonlítása

PIETSCH és SCHNEIDER (1982) hat különböző talajt vizsgálva a következő négy módszerrel kapott eredményeket hasonlította össze: izzítási veszteség, a hidrogén-peroxiddal és bikromáttal végzett nedves oxidáció, valamint a Dennstedt-módszerrel kapott szervesanyag-tartalom. A $T_1 = 50$ °C- és 105 °C-hoz tartozó értékeket a *3.6. táblázat* foglalja össze. Ha ebből kivesszük a $T_1 = 105$ °C-hoz tartozó értékeket, és a hat talajra átlagokat képezünk (az izzítási veszteséget a $T_2 = 600$ °C-os értékével véve figyelembe), a következő eredményt kapjuk:

L_{ig}	Hidrogén-peroxid	Bikromát	Dennstedt
7,75	4,69	4,73	5,44

Eszerint az I_{om} meghatározására alkalmas három módszer közel azonos eredményt adott, az izzítási veszteség — amint az várható volt — ezeknél 42–65%-kal nagyobbat.

A legegyszerűbb vizsgálat az izzítás, a Dennstedt-módszer már valamivel bonyolultabb, a nedves oxidáció pedig vegyészeti gyakorlatot és óvatos munkavégzést feltételez. Helyesen jegyzi ezért meg PIETSCH és SCHNEIDER (1982), hogy a geotechnikai laboratóriumoknak célszerű az izzításra berendezkedniük, és L_{ig}-t tapasztalati összefüggések segítségével I_{om}-má átszámítaniuk. A következőkben ennek lehetőségét, tehát az I_{om}, (L_{ig}) összefüggést fogjuk vizsgálni.

* Ennek az adatnak ma már csak a kézirat keletkezésének időpontjára utaló jellege miatt van érdekessége. (A szerk.)

3.6. táblázat. Az izzítási veszteség és három különböző módszerrel kapott szervesanyag-tartalom (a négy eljárással kapott tömegveszteség %-os értékeinek) összehasonlítása (PIETSCH és SCHNEIDER, 1982)

Sz.	T_1 =	Izzítás, T_2 =		Hidrogén-peroxid	Bikromát	Dennstedt
		600 °C	1000 °C			
1.	50 °C	9,45	18,90	6,52	4,80	4,81
	105 °C	8,27	18,25	6,62	4,50	4,47
2.	50 °C	22,31	23,91	4,70	17,10	20,72
	105 °C	21,81	22,63	3,88	16,10	21,70
3.	50 °C	10,15	12,28	9,81	5,05	4,13
	105 °C	8,96	11,24	8,27	5,00	4,13
4.	50 °C	5,00	5,88	3,34	1,70	1,38
	105 °C	4,55	5,42	3,11	1,70	1,38
5.	50 °C	1,66	2,17	1,93	0,70	0,65
	105 °C	1,46	2,14	3,41	0,77	0,57
6.	50 °C	1,77	2,33	1,55	0,67	0,46
	105 °C	1,45	2,14	2,87	0,33	0,38

SKEMPTON és PETLEY (1970) szerint I_{om} (%) és L_{ig} (%) között a következő összefüggés áll fenn:

$$I_{om} = 100 - 1{,}04\,(100 - L_{ig}) = 1{,}04\,L_{ig} - 4\,. \tag{3.8}$$

A szerzők a szervesanyag-tartalmat bikromát-módszerrel, L_{ig}-t $T_2 = 550$ °C-on való izzítással határozták meg. Számításaik szerint a (3.8) képlet $I_{om} > 15\%$ esetén $\pm$ 5%-os pontosságot biztosít, de PIETSCH és SCHNEIDER (1982) szerint már $I_{om} = 3$–5% felett is megfelelő eredményt ad.

BICZÓK (1955) 20 talajra hasonlította össze a Dennstedt-módszerrel meghatározott I_{om}-et a $T_2 = 600$ °C-on végzett izzítás eredményével. (A szervesanyag-tartalom 0,1 és 14% között változott, a medián mindössze 2,65% volt.) Az általa közölt táblázatból a következő összefüggés határozható meg:

$$I_{om} = 0{,}99\,L_{ig} + 4{,}3\,, \tag{3.9}$$

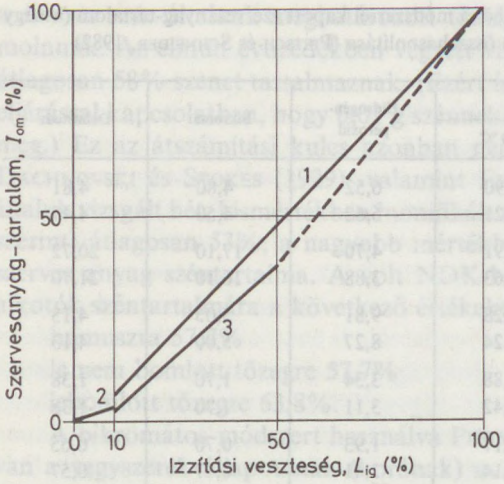
a korrelációs együttható $r_1 = 0{,}71$. Eszerint ebben a tartományban jó közelítéssel

$$I_{om} - L_{ig} = 4{,}3 = \text{Const.} \tag{3.10}$$

A 3.2.3.7. fejezetben ismertetett kísérletsorozatból 309 összetartozó I_{om}, L_{ig} értéket kapunk (RÉTHÁTI, 1966). A regressziószámítás a következő eredményt adja:

$$I_{om} = 0{,}78\,L_{ig} - 3{,}9\,, \tag{3.11}$$

a korrelációs együttható $r = 0{,}90$, tehát igen nagy. Az I_{om}-értékek átlaga 6,57%, az L_{ig}-értékek átlaga 13,46%, a 10%-nál nagyobb szervesanyag-tartalmú minták aránya pedig 16% volt. A szoros kapcsolat ellenére nem érdektelen a regressziót utóbbiakra is elvégezni, hiszen a (3.11) egyenlet nem lehet a teljes (0–100%-os) tartományban érvényes, amire az is utal, hogy $L_{ig} = 100\%$-ot helyettesítve I_{om}-re csak 74,1%-ot



3.14. ábra. Összefüggés az izzítási veszteség és a szervesanyag-tartalom között; *1* a (3.8) egyenlet ($T_2 = 550$ °C), *2* a (3.13) egyenlet ($T_2 = 600$ °C), *3* a (3.12) egyenlet ($T_2 = 600$ °C) szerint

kapunk. A felhasználó szempontjából a bontást L_{ig} szerint célszerű elvégeznünk. Az $L_{ig} > 10\%$-os tartományban ($n = 186$) a regressziószámítás a következő eredményt adja:

$$I_{om} = 0{,}897\, L_{ig} - 6{,}6\,, \tag{3.12}$$

az $L_{ig} < 10\%$-os tartományban pedig ($n = 121$)

$$I_{om} = 0{,}380\, L_{ig} - 0{,}1\,. \tag{3.13}$$

Figyelemre méltó, hogy az első esetben a korrelációs együttható $r = 0{,}91$, a második esetben viszont csak $r = 0{,}47$. Ennek az az oka, hogy a kis szervesanyag-tartalmú talajokban az ásványok (agyagásványok, karbonátok stb.) aránya nagyobb, vagyis éppen azon alkotóké, amelyek az $I_{om} - L_{ig}$ különbséget adják. Mivel ezek mennyisége talajonként változik (és a talajok mintegy 90 000 km^2 nagyságú területről származtak), érthető, hogy az I_{om}, L_{ig} kapcsolat viszonylag laza.

Egyes laboratóriumok csak az izzítási veszteséget határozzák meg, feltételezve, hogy $I_{om} = 5\%$-hoz $L_{ig} = 10\%$ tartozik. (A magyar szabványok szerint kötött talajokra $I_{om} = 5\%$ a kritikus érték, az ennél nagyobb szervesanyag-tartalmú talajokat pl. nem szabad a földműbe beépíteni.) Ez a közelítés a rendelkezésünkre álló 309 értékpár alapján a következőképpen értékelhető (Réthási, 1985). A szervesnek ($I_{om} > 5\%$) minősülő 141 minta közül 8 mintának volt az izzítási vesztesége $L_{ig} = 10\%$-nál kisebb, erről az oldalról tehát a közelítés elfogadhatónak látszik (a valószínűségi szint 133/141 = 0,94). Ugyanakkor azt kell megállapítanunk, hogy az $L_{ig} \geq 10\%$-os kategóriába sorolható vizsgálatok 30%-ában volt a szervesanyag-tartalom 5%-nál kisebb. Ez azt jelenti, hogy ez a minősítés a biztonság oldalán áll ugyan, de nem eléggé gazdaságos. (Akkor pl., ha a tévesen szervesnek minősített talaj helyett távolról kell töltésképző anyagot szállítanunk, esetleg fejtési többletmunkával is terhelve.)

A (3.8), (3.12) és (3.13) egyenletek grafikus képét a *3.14. ábra* tünteti fel. Ennek alapján bizonyosra vehetjük, hogy az általános I_{om}, L_{ig} összefüggést görbe írja le.

3.2.3.7. A szervesanyag-tartalom közelítő meghatározása

Közelítő számításokat általában akkor végzünk, ha egy korábbi vizsgálat anyagában a fizikai jellemzők között I_{om} nem szerepel, vagy akkor, ha csak I_{ig} áll rendelkezésünkre, és I_{om}-re nemcsak ebből a jellemzőből kívánunk következtetni.

Erre a célra felhasználhatók a 3.3. fejezetben ismertetett összefüggések, de ezek ebből a szempontból durva közelítések, mert inverz kapcsolatokat adnak: I_{om} a *független* változó, és mivel a kapcsolatok nem elég szorosak (r viszonylag kicsi), nem fordíthatók meg (vö. a regressziószámítás alapelvével).

A legtöbb kutató a talaj *a priori* minősítésére a *Casagrande*-féle *A*-vonalat javasolja, arra utalva, hogy a szerves talajokat ábrázoló pontok ez alá esnek. Kérdés, hogy számszerűsíthető-e ez a megfigyelés, vagyis tudunk-e következtetni a pont helyzetéből I_{om} számszerű értékére.

Az 50-es évek végén kísérletsorozatot indítottunk a szervesanyag-tartalom és a folyási, illetve a plasztikus határ közötti empirikus összefüggés meghatározására (RÉTHÁTI, 1966). Az ország különböző részeiről beérkezett mintákból először a folyási és plasztikus határt határozták meg, majd az utóbbi vizsgálat során készített hengerkékből az izzítási veszteséget ($T_2 = 600$ °C mellett), a szervesanyag-tartalmat (600 °C-ra felfűtött *Dennstedt*-készülékben) és a $CaCO_3$-tartalmat (a *Scheibler*-féle kalcimméterrel). A minták száma 311 volt (a $CaCO_3$-tartalmat csak 143-ra határozták meg).

A *Casagrande*-féle *A*-vonaltól mért függőleges, előjelre helyes távolság (Δ) a következő kifejezésből számítható *(3.15. ábra)*:

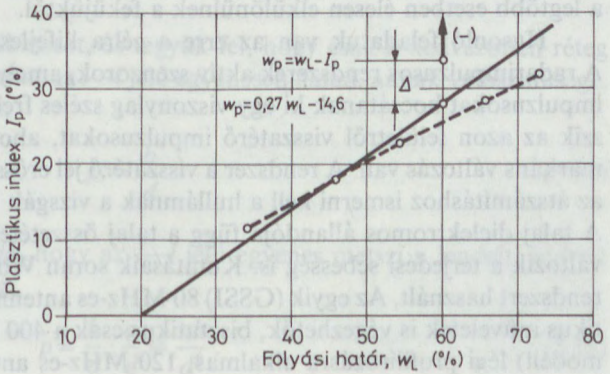
$$\Delta = w_p - w_{pC} = w_p - 0{,}27\, w_L - 14{,}6\,, \tag{3.14}$$

ahol w_{pC} annak a plasztikus határnak felel meg, amely mellett — adott w_L esetében — a talajt ábrázoló pont éppen az *A*-vonalra esik.

A regressziószámítás szerint

$$I_{om} = 0{,}402\,\Delta + 5{,}8\,, \tag{3.15}$$

a korrelációs együttható $r = 0{,}76$, a reziduális szórás pedig $s_r = 4{,}3\%$. Az egyenlet szerint az *A*-vonalra eső pontok ($\Delta = 0$) $I_{om} = 5{,}8\%$ szervesanyag-tartalmú talajokat ábrázolnak.



3.15. ábra. Az $I_{om} \geq 5\%$ szervesanyag-tartalmú talajok I_p-kategóriák szerint vett w_L, I_p értékpárjai, valamint Δ értelmezése (RÉTHÁTI 1966, 1985)

Az I_{om} (w_L, w_p) háromváltozós regresszióval meghatározott összefüggés:

$$I_{om} = -0{,}017\, w_L + 0{,}295\, w_p - 1{,}9\,, \qquad (3.16)$$

a totális korrelációs együttható $\varrho_1 = 0{,}79$, a reziduális szórás pedig $s_r = 4{,}1\%$. Eszerint a kapcsolat szorosabb, mint a Δ függvényében felírt kapcsolat, aminek az a magyarázata, hogy a vizsgált szerves talajok a w_L, I_p koordináta-rendszerben nem adnak az A-vonallal párhuzamos egyenest (vö. a 3.15. ábrával).

3.3. A szerves talajok fizikai és egyéb tulajdonságai

A szerves talajok (és főleg a tőzegek) jellemzőinek meghatározása az esetek többségében lényegesen nagyobb és nehezebben megoldható feladatot jelent, mint a szervetlen talajoké. Nemegyszer szükséges a szervetlen talajokra kidolgozott módszerek módosítása, másrészt számolnunk kell azzal, hogy az eredmények megbízhatósága eléggé korlátozott.

A következőkben a fizikai és egyéb jellemzők meghatározásával, az irodalmi adatok értékelésével és az egyes jellemzők között fennálló összefüggésekkel foglalkozunk. A tőzegek kompresszióját és konszolidációját külön tárgyaljuk (a 3.4. fejezetben), tekintettel arra, hogy az építmények alapozása szempontjából ezen jellemzőknek van a legnagyobb jelentőségük.

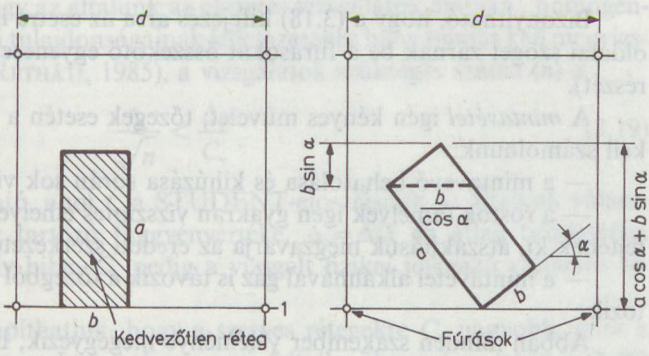
3.3.1. Talajfeltárás és mintavétel

A szervetlen talajokhoz viszonyítva a *feltárás módjában* csak tőzegek esetén van némi különbség, éspedig a következő.

Előzetes tájékozódás céljára eredményesen használhatók légifelvételek, illetve az ezek alapján készített légifotogrammetriai térképek, mivel a mocsarak, lápok ezekben jól kirajzolódnak. A módszert elterjedten alkalmazzák pl. Kanadában (Worsfold et al., 1986; Keys és Henderson, 1983), elsősorban a tőzegvagyon felmérése céljából.

A tőzeg (vagy tőzeges iszap, agyag) vastagságának meghatározására a statikus és dinamikus szondák fokozottan megbízható eredményt adnak, mert ezek a talajok a legtöbb esetben élesen elkülönülnek a feküjüktől.

Hasonló feladatuk van az erre a célra kifejlesztett radarberendezéseknek is. A radarimpulzusos rendszerek aktív szenzorok, amelyek rövid idejű elektromágneses impulzusokat bocsátanak ki egy viszonylag széles frekvenciatartományban, és felveszik az azon felületről visszatérő impulzusokat, ahol a dielektromos jellemzőkben markáns változás van. A rendszer a visszatérő jel erősségének időbeli változását méri; az átszámításhoz ismerni kell a hullámnak a vizsgált közegben kialakuló sebességét. A talaj dielektromos állandója függ a talaj összetételétől és víztartalmától, ezekkel változik a terjedési sebesség is. Kutatásaik során Worsfold et al. (1986) két radarrendszert használt. Az egyik (GSSI) 80 MHz-es antennájával monosztatikus és bisztatikus műveletek is végezhetők, bisztatikus csak a 400 MHz-essel. A másik (C-CORE modell) légi profilírozásra alkalmas, 120 MHz-es antennája helikopterre szerelhető



3.16. ábra. Annak valószínűsége, hogy *d* rácsméretű fúráshálózat egy $a \cdot b$ alapterületű kedvezőtlen réteget nem tár fel (RÉTHÁTI, 1985)

fel; bisztatikus észlelésre is alkalmas (egy antenna az adásra, egy másik a jelek felfogására). A repülési magasság 15 m, a repülési sebesség 10–20 km/h volt.

A szerzők szerint a 80 MHz-es antennával a fekü mélységét sokkal jobban meg lehet határozni, mint a 400 MHz-essel; utóbbi a 2 m-nél vastagabb rétegek vizsgálatára nem alkalmas. A légi módszernek az a hátránya, hogy a „véletlen zajok" és a rádiófrekvenciák interferenciája zavarják az értékelést, így a legnagyobb mélység, amire használható, 4,8 m volt. A réteghatár helyzetének meghatározási pontossága ± 15 cm (0–50 cm), és függ a tőzeg alatti réteg tulajdonságaitól is.

A rétegvastagság és vízszintes értelmű változásának ismerete a tőzegnél lényegesen fontosabb, mint a szervetlen talajoknál. Gyakran fennáll az a veszély is, hogy a szerves réteg (lencse) létezéséről nem szerzünk tudomást. (Találóan jegyzi meg ezzel kapcsolatban LUMB (1975): a legszignifikánsabb információ gyakran az, ami hiányzik, éppen úgy, mint a kínai festészetben.) Annak a valószínűségét, hogy egy-egy ilyen lencsét nem tárunk fel, a következőképpen határozhatjuk meg (RÉTHÁTI, 1985). Tegyük fel, hogy a kedvezőtlen réteg alaprajzilag négyszög alakú (*a* és *b* oldalhosszakkal), és *d* oldalhosszúságú négyzetes fúráshálózatot telepítettünk *(3.16. ábra)*. A „ráfúrás" *p* valószínűsége:

$$p = \frac{\text{kedvező esetek száma}}{\text{összes esetek száma}}.$$

Rögzítsük most a fúráshálózatot, és tegyük fel, hogy csak a kedvezőtlen réteg változtatja helyzetét. Ha az *A* pont az *l*—*l* jelű egyenesen halad, annak valószínűsége, hogy fúrás essék a *b* szakaszra:

$$p_1 = \frac{b}{d}. \tag{3.17}$$

Mivel annak valószínűsége, hogy az *l*—*l* jelű egyenes metszi a lencsét, *a*/*d*-vel azonos, a keresett valószínűség:

$$p = \frac{b}{d} \cdot \frac{a}{d} = \frac{ab}{d^2}. \tag{3.18}$$

Bizonyítható, hogy a (3.18) kifejezés arra az esetre is érvényes, amikor a lencse oldalai szöget zárnak be a fúrásokat összekötő egyenesekkel (l. az ábra jobb oldali részét).

A *mintavétel* igen kényes művelet; tőzegek esetén a következő hibaforrásokkal kell számolnunk:

— a mintavevő behatolása és kihúzása során sok víz távozik el;

— a rostok (amelyek igen gyakran vízszintes elhelyezkedésűek) nagy ellenállást fejtenek ki, átszakításuk megzavarja az eredeti szerkezetet;

— a mintavétel alkalmával gáz is távozik a tőzegből és ezáltal térfogata megváltozik.

Abban minden szakember véleménye megegyezik, hogy a nyílt feltárásból vett minták megbízhatóbbak, mint a fúrás során kiemelt minták. Ennek ellenére gyakran kell megelégednünk az utóbbi típussal, vagy a tőzeg nagy vastagsága, vagy a talajvíz magas helyzete miatt. A *fúrások* során használatos néhány mintavevőtípusról lesz szó a következőkben.

Kogure és Ohira (1977) 73 mm külső és 70 mm belső átmérőjű, 100 cm magas dugattyús mintavevőt használt. Klemetti és Keys (1983) a 100 mm átmérőjű, 50 cm magas *Macaulay*-típusú (más néven „orosz"), valamint egy *Tolonen*-típusú, 40 mm átmérőjű és 80 cm magas dugattyús mintavevőt használt. A *Pitcher*-féle mintavevő átmérője 75 mm, az *Osterberg*-féléé 76 mm, az SGI-mintavevőé 100 mm (utóbbi hossza 100 cm). A svéd, 50 mm átmérőjű dugattyús mintavevőnek a *Muskeg Research Institut* (Kanada) által módosított változatát, valamint a Korpijaako és Woolnough (1977) által kidolgozott, 100 mm átmérőjű dugattyús mintavevő általuk módosított változatát használták Landva és társai (1983a), utóbbit 7 m mélységig.

Nyílt feltárásból vehetünk mintát a fúrásoknál használt bármilyen — célszerűen dugattyús — mintavevővel, de helyesebben járunk el, ha késsel kockákat faragunk ki. Fűrésszel javasolja ezt a műveletet elvégezni Ng és Eichens (1983); az így kiemelt 0,028 m^3 térfogatú mintákat gondosan szigetelték és szállították. Négyzet keresztmetszetű, 25 cm oldalhosszúságú és 90 cm magas minták vételére alkalmas dugattyús mintavevőt fejlesztettek ki Landva és társai (1983a). A készülék 7 m-ig (talajvíz alól is) viszonylag zavartalan mintákat szolgáltat, hátránya viszont, hogy kihúzásához nagy erő szükséges.

A mintavétellel (és természetesen a laboratóriumi vizsgálatokkal) kapcsolatos lényeges kérdés, hogy *hány mintát* vegyünk, illetve vizsgáljunk.

A szerves talajok (és főleg a tőzeg) jelentős átalakuláson ment — és megy jelenleg is — keresztül. Ennek mértéke függ többek között a felszíntől (az oxigént is tartalmazó légtömegtől) való távolságától, valamint a talajvíz helyzetétől. Ez a magyarázata annak, hogy fizikai tulajdonságai elsősorban a mélységgel változnak, a vízszintes értelmű heterogenitás mértéke kisebb. Ebből az következik, hogy a réteg alapos megismeréséhez egy-egy fúrásból igen sűrűn kell mintát vennünk, akár annak terhére, hogy kevesebb fúrást mélyítünk, illetve hogy nem mindegyik fúrás anyagát vizsgáljuk teljes részletességgel (pl. csak azonosítást végzünk). Érdekes megfigyelést tett ugyanakkor Radforth (1952): ha a szerves réteg mélység szerint homogén, akkor vízszintes értelemben is keveset változik (akár 5–6 km-es körzetben is viszonylag homogénnek tekinthető).

A másik kérdés az, hogy az általunk az előzetes vizsgálatok alapján „homogénnek" minősített réteg fizikai tulajdonságainak jellemzéséhez hány mintát kell megvizsgálnunk. Mint ismeretes (RÉTHÁTI, 1985), a vizsgálatok szükséges száma (n) a

$$\frac{t_\alpha}{\sqrt{n}} < \frac{\Delta_r}{C_v} \tag{3.19}$$

egyenlőtlenségből számítható, ahol t_α a STUDENT-eloszlásnak az általunk választott valószínűségi szinthez tartozó függvényértéke, $\Delta_r = \Delta/\bar{x}$ az átlag becslésében elkövetett maximális relatív hiba, C_v pedig a vizsgált fizikai jellemző variációs tényezője.

Egyértelműen megállapíthatjuk, hogy a szerves rétegekre C_v nagyobb, mint a szervetlen rétegekre (bár nagy I_{om} esetén ez nem feltétlenül van így, tehát a (3.19) egyenlőtlenség szerint több mintát kell vennünk. Jól érzékeltetik ezt a szegedi felső, változó mértékben szerves rétegre számított n-értékek is (RÉTHÁTI, 1985): pl. hézagtényezőjének meghatározásához $\Delta_r = 0{,}10$ és $\alpha = 0{,}95$ (mint az általunk felvett feltételek) esetén $n = 28$ mintát kell vizsgálnunk, míg az alatta fekvő infúziós lösszre, tavi és édesvízi üledékre ez az érték $n = 7$–9.

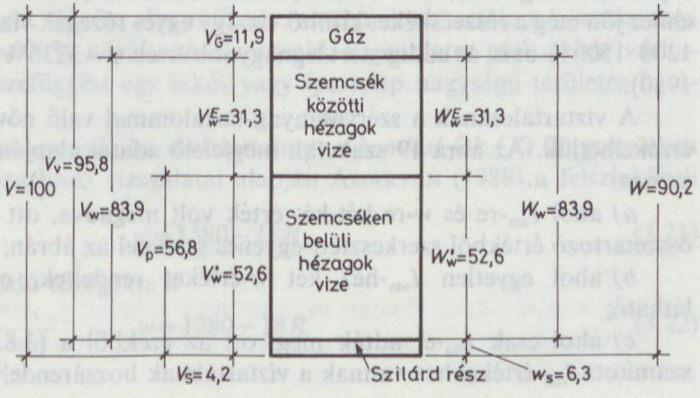
3.3.2. Víztartalom

A *3.17. ábra* egy tőzeg fázisdiagramját ábrázolja. Eszerint a következő négy fázis különböztethető meg:

— a szilárd rész (ásványi anyag, levelek, szárak stb. száraz tömege),
— a részecskék közötti víz,
— a részecskék (levelek, szárak stb.) lekötött vize,
— gáznemű fázis.

A víztartalmat a 2. és 3. fázis összegéből kell számítanunk, a számpéldában

$$w = \frac{W_w}{W_s} = 13{,}3\ (= 1330\%).$$



3.17. ábra. Egy $SH_{2\text{-}3}$ típusú tőzeg fázisdiagramja (LANDVA és PHEENEY, 1980)

Landva és Pheeney (1980) szerint geotechnikai szempontból a víztartalom klasszikus értelmezése a helyes (víztömeg/száraz tömeg), és nem a *térfogat* szerinti víztartalom (w_v). Egy útépítés során pl. az eredeti víztartalom $w = 1000\%$-ról 750%-ra csökkent a töltés terhének hatására ($\Delta w = 250\%$), w_v-ben a változás mindössze $0{,}96 - 0{,}91 = 0{,}05$ volt. Egyértelmű, hogy a nagymértékű kompresszióra, szerkezetváltozásra és a nyírási ellenállás nagymértékű növekedésére Δw jobban rámutat, mint Δw_v. Részben hasonló okokból nem fogadható el Klemetti és Keys (1983) azon javaslata sem, hogy a víztartalmat a víz tömegének a *nedves* tömeghez viszonyított arányával adjuk meg. (Mindkét javaslat azért született, mert w igen érzékenyen változik a száraz tömeggel.)

A víztartalom meghatározásával kapcsolatban ismét felmerül a kérdés, hogy mennyire vegyük a *szárítási hőmérsékletet*. Itt ugyanazok az aggályok merülnek fel, mint a szervesanyag-tartalom (izzítási veszteség) meghatározása során, vagyis olyan T_1 hőmérsékletet kell választanunk, amely mellett a szerves alkotók bomlása még nem indul meg. A 3.2.3.3. fejezetben ismertetett álláspontokat a kimondottan a víztartalom meghatározására vonatkozó megállapításokkal a következők szerint egészíthetjük ki:

Landva et al. (1983a)	90 °C-ot,
Ng és Eichens (1983)	60–70 °C-ot,
Marachi et al. (1983)	60 °C-ot,

míg Samson és La Rochelle (1972) 105 °C-ot javasol.

Ebben a kérdésben egyet lehet érteni Skempton és Petley (1970) álláspontjával, akik szerint *gyakorlati* célokra megengedhető a 105 °C-on való szárítás. Különösen igaz ez, ha egy-egy országon belül *minden* laboratórium eszerint dolgozik. Előnyt jelent az is, hogy ezen a hőmérsékleten a tömegállandóság max. 8–10 óra alatt elérhető, míg 60–80 °C-kal dolgozva a szárítás akár 48 órát is igénybe vehet (Marachi et al., 1983).

Rádióhullámokkal javasolják meghatározni a víztartalmat Tolonen és társai (1982), azzal, hogy az így kapott w-értékekből — megfelelő regressziós kapcsolat segítségével — ϱ_d számítható. A módszer jó (mint ahogy szervetlen talajokra is az), de előnyei elveszhetnek a kalibrációt terhelő hibák révén.

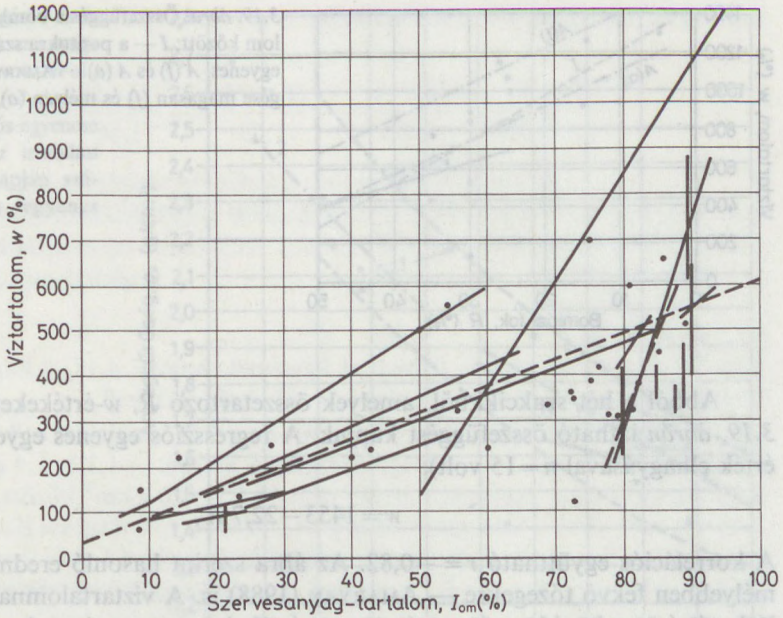
A tőzegek igen nagy mennyiségű vizet tudnak lekötni. A levelek víztartalma teljes telítettség esetén 900–1100%, a száraké 670% (Landva és Pheeney, 1980), és ehhez jön még a részecskéket kitöltő víz. Így egyes tőzegek víztartalma meghaladja az 1200–1500%-ot is; az eddig mért legnagyobb érték $w = 3235\%$ volt (Feustel és Byers, 1930).

A víztartalomnak a szervesanyag-tartalommal való növekedését a *3.18. ábrán* érzékelhetjük. Az ábra 19 szakcikk megfelelő adatai alapján készült, a következők szerint:

a) ahol I_{om}-re és w-re két-két érték volt megadva, ott a két alsó és két felső összetartozó értékből szerkesztett egyenes szerepel az ábrán;

b) ahol egyetlen I_{om}-hez két w-értéket rendeltek, ott függőleges egyenes látható;

c) ahol csak L_{ig}-et adták meg, ott az ezekből a (3.8.) kifejezés segítségével számított I_{om}-értékekhez vannak a víztartalmak hozzárendelve.



3.18. ábra. Összefüggés a szervesanyag-tartalom és a víztartalom között (19 szakcikk adatai szerint)

Az *a)* esetben a szélső értékek alkotta értékpárokhoz a *b)* esetben a két szélső w-érték átlagához rendelve a szervesanyag-tartalmat, az így kapott 60 értékpárra a regressziós egyenes:

$$w = 5{,}73 I_{om} + 35, \tag{3.20}$$

a korrelációs együttható pedig $r = 0{,}69$.

Amint az az ábrán is jól megfigyelhető, a regressziós egyeneshez viszonyított szórás I_{om} növekedésével jelentős mértékben nő. Ennek nem lehet oka, hogy I_{om} meghatározása ebben a tartományban bizonytalanabb, mert ennek éppen az ellenkezője igaz. A jelenség alapvető oka az, hogy a „tiszta" tőzeghez közeledve egyre jobban (nagyobb súllyal) jelentkeznek a tőzegtípusok közötti különbségek. Így a regressziós egyenes valamiféle átlagot tükröz, olyan tőzeget, amelynek víztartalma — az ásványi anyagok nélkül — $w = 600\%$ körül van. Szorosabb kapcsolatot csak akkor várhatunk, ha az I_{om}, w összefüggést egy lakó- vagy ipartelep nagyságú területre határozzuk meg.

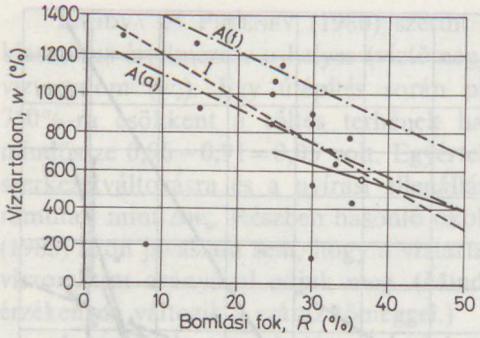
Érdekes eredményt kapunk, ha a víztartalmat a *bomlási fok* (R) függvényében vizsgáljuk. Az erre vonatkozó vizsgálatai alapján AMARYAN (1988) a felszínközeli tőzegekre

$$w = 1580 - 18R, \tag{3.21}$$

a mélyebben elhelyezkedő tőzegekre a

$$w = 1280 - 18R \tag{3.22}$$

összefüggést kapta.



3.19. ábra. Összefüggés a bomlási fok és a víztartalom között; *1* — a pontokra számított regresz-sziós egyenes, *A* (*f*) és *A* (*a*) — AMARYAN (1988) összefüggése magasan (*f*) és mélyen (*a*) fekvő tőzegekre

Abból a hét szakcikkből, amelyek összetartozó R, w-értékeket adnak meg, a *3.19. ábrán* látható összefüggést kapjuk. A regressziós egyenes egyenlete (a két kis érték elhagyásával $n=15$ volt):

$$w = 1453 - 22{,}7\,R\,, \tag{3.23}$$

A korrelációs együttható $r=-0{,}82$. Az ábra szerint hasonló eredményt kapott — mélyebben fekvő tőzegekre — AMARYAN (1988) is. A víztartalomnak a 3.18. ábrán látható víztartalmakhoz viszonyított nagy értékeit az magyarázza, hogy ezek a talajok kivétel nélkül a Szovjetunió különböző területeiről származnak. (A Magyarországon mért maximális víztartalom pl. „mindössze" 800%.)

3.3.3. Anyagsűrűség

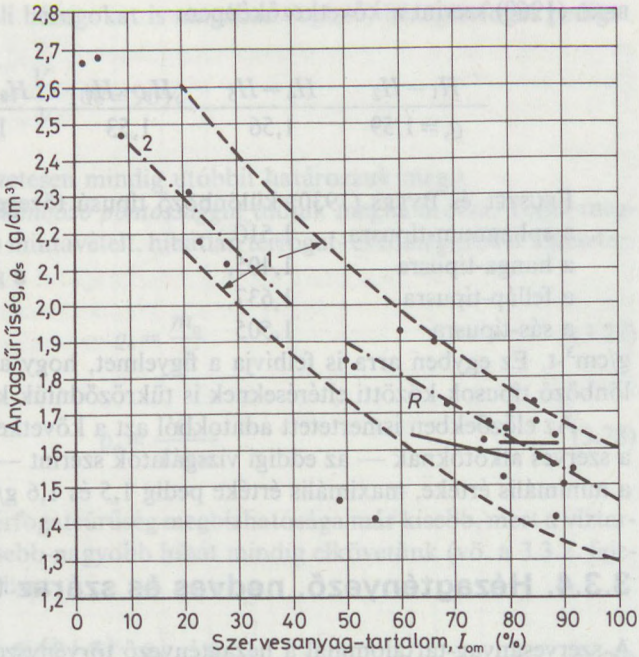
Az anyagsűrűség (ϱ_s, g/cm^3) ismeretére azért van szükségünk, hogy ki tudjuk számítani a hézagtényező számszerű értékét, és ezzel a talaj fázisos összetételét. Szerves talajok esetében van egy másik szempont is: abból, hogy ϱ_s milyen mértékben tér el a szervetlen talajokra jellemző értéktől (2,65–2,80 g/cm^3-től), következtetni tudunk a szervesanyag-tartalomra is.

Meghatározására a szokásos folyadék- vagy légpiknométeres eljárás alkalmas (sok szerző az utóbbit jobbnak tartja). Különleges módszert dolgozott ki a szerves talajok anyagsűrűségének meghatározására AKROYD (1957). Eszerint a porrá tört talajt palackba kell tenni, légtelenített és megszűrt kerozénnal befedve. Ezt követően nagy vákuumot kell működtetni, mindaddig, amíg buborékok távoznak a mintából. Utána a palackot kerozénnal kell megtölteni, és megvárni, amíg konstans hőmérséklet alakul ki. Az anyagsűrűség a következő képletből számítható:

$$\varrho_s = \frac{m_{ds}}{m_k}\varrho_{sk}\,, \tag{3.24}$$

ahol m_{ds} a talaj száraz tömege, m_k a kerozén tömege, ϱ_{sk} a kerozén anyagsűrűsége.

A szerves talajok ϱ_s-értéke a szerves és szervetlen alkotók ϱ_s-értékeinek a lineáris kombinációja (DE PAOLI et al., 1988),



3.20. ábra. Összefüggés a szervesanyag-tartalom és az anyagsűrűség között; *1* LANDVA et al., (1983b) határgörbéi, *2* AMARYAN (1988) regressziós egyenese szapropélekre, *R* az irodalmi adatok (pontok) alapján számított regressziós egyenes $I_{0m} > 50\%$-ra

vagyis

$$\varrho_s = \varrho_{sm}(1 - I_{om}) + \varrho_{so} I_{om}\,, \tag{3.25}$$

ahol ϱ_{sm} a szervetlen, ϱ_{so} a szerves alkotók anyagsűrűsége (I_{om} viszonyszámban helyettesítendő).

A (3.25) egyenlet szerint ϱ_s és I_{om} között lineáris kapcsolatnak kellene fennállnia. A kérdés közelebbi vizsgálatára a *3.20. ábra* 10 szakcikkből származó ϱ_s, I_{om} értékpárokat tüntet fel. Az 1. jelű görbéket LANDVA et al. (1983b) adták meg, azzal, hogy a pontokat — igen szélsőséges eseteket leszámítva — ez a két görbe határolja le. A 2. jelű egyenest AMARYAN (1988) számította, viszonylag kis szervesanyag-tartalmú szapropélekre. Ezek az értékek nem látszanak igazolni a (3.25) egyenlet sugallta linearitást, hiszen ha egy 2,75 körüli értékből indulunk ki, a regressziós egyenes igen nagy szórással adná meg ϱ_s-t (márpedig az $I_{om} = 0$-hoz tartozó pont felvételének helyességéhez nem férhet kétség). Az összefüggés nemlineáris jellegére nehéz magyarázatot adni, még akkor is, ha tudjuk: szerves talajokra ϱ_s-t kisebb pontossággal lehet meghatározni, mint szervetlen talajokra.

A 3.20. ábra az $I_{om} > 50\%$-ot képviselő pontokra ($n = 21$) meghatározott regressziós egyenest is feltünteti; ennek egyenlete

$$\varrho_s = 2{,}33 - 0{,}00865\, I_{om}\,, \tag{3.26}$$

a korrelációs együttható $r = -0{,}79$.

Az anyagsűrűséget más jellemzőkkel is kapcsolatba lehet hozni. Így pl. a VON POST által javasolt H_i-értékekkel (l. a 3.2.2.1. fejezetet), éspedig BADEN és SEGE-

BERG (1960) szerint a következőképpen:

H_1-H_2	H_4-H_5	H_6-H_7	H_8-H_9	H_{10}
$\varrho_s=1{,}59$	1,56	1,53	1,50	1,49

FEUSTEL és BYERS (1930) különböző típusú tőzegekre adott meg ϱ_1-értékeket:
a sphagnum-típusra 1,510,
a hanga-típusra 1,405,
a felláp-típusra 1,637,
a sás-típusra 1,505
g/cm³-t. Ez egyben arra is felhívja a figyelmet, hogy a $\varrho_s\,(I_{om})$ kapcsolatban a különböző típusok közötti eltéréseknek is tükröződniük kell.

Az előzőekben ismertetett adatokból azt a következtetést kell levonnunk, hogy a szerves alkotóknak — az eddigi vizsgálatok szerint — 1,3 és 1,4 g/cm³ között van a minimális értéke, maximális értéke pedig 1,5 és 1,6 g/cm³ között.

3.3.4. Hézagtényező, nedves és száraz térfogatsűrűség

A szervesanyag-tartalommal a hézagtényező törvényszerűen nő, a nedves és száraz térfogatsűrűség pedig csökken. Ugyanakkor a szerves alkotók bomlásával párhuzamosan e folyamatosan csökken, ϱ_n és ϱ_d pedig nő.

Induljunk ki ismét a fázisdiagramból, a 3.17. ábrán látható példa kapcsán. A tömegek és a térfogat ismeretében a nedves és a száraz térfogatsűrűség könnyen számítható:

$$\varrho_n=\frac{90{,}2}{100}=0{,}902\ \text{g/cm}^3 \quad \text{és}$$

$$\varrho_d=\frac{6{,}3}{100}=0{,}063\ \text{g/cm}^3\,.$$

A hézagok térfogata két részből tevődik össze: a tőzegrészecskéken belüli és a részecskék közötti hézagok térfogatából. Az adott esetben a mikroszkopikus vizsgálatok szerint a részecskék $n_p=92\%$-a hézag, így

$$V'_W=\frac{V_s}{1-n_p}=52{,}6\ \text{cm}^3\,, \quad \text{ebből}$$

$$V_W^E=83{,}9-52{,}6=31{,}3\ \text{cm}^3\,.$$

A részecskék közötti hézagokra vonatkoztatott hézagtérfogat:

$$n^E=\frac{V_W^E+V_g}{V}\,100=43\%\,,$$

a teljes (a részecskéken belüli hézagokat is magában foglaló) hézagtérfogat pedig

$$n = \frac{V_v}{V} 100 = 96\% .$$

(A laboratóriumban természetesen mindig utóbbit határozzuk meg.)

A fizikai jellemzőket *különböző pontossággal* tudjuk meghatározni. Teljes megbízhatósággal számítható (jó mintavételt, hibátlan térfogat- és tömegmérést feltételezve) a nedves térfogatsűrűség a

$$\varrho_n = \frac{m_n}{V} \tag{3.27}$$

hányadosból. A

$$\varrho_d = \frac{\varrho_n}{1+w} \tag{3.28}$$

kifejezéssel definiált száraz térfogatsűrűség megbízhatósága már kisebb, mert a víztartalom meghatározásakor kisebb-nagyobb hibát mindig elkövetünk (vö. a 3.3.2. fejezettel). Még több hiba terheli az

$$e = \frac{\varrho_s (1+w) - \varrho_n}{\varrho_n} = \frac{\varrho_s}{\varrho_n}(1+w) - 1 \tag{3.29}$$

alakban is felírható hézagtényezőt, hiszen számításához w-n kívül ϱ_s-t is ismernünk kell.

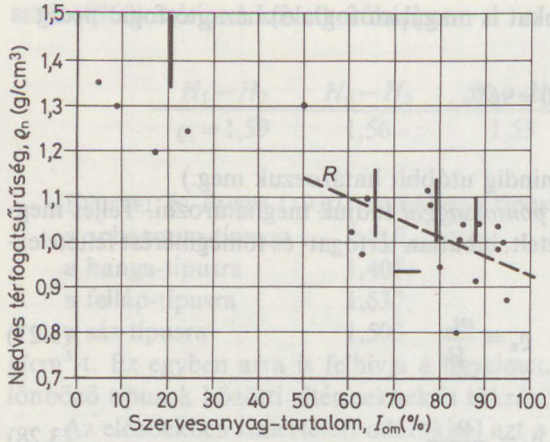
A számítási (meghatározási) pontosságot számokkal minősítve (1 = a legmegbízhatóbb, 3 = a legkevésbé megbízható érték) a következő táblázatot kapjuk:

	1	2	3
w		x	
ϱ_n	x		
ϱ_d		x	
e			x
I_{om}		x	
L_{ig}			x

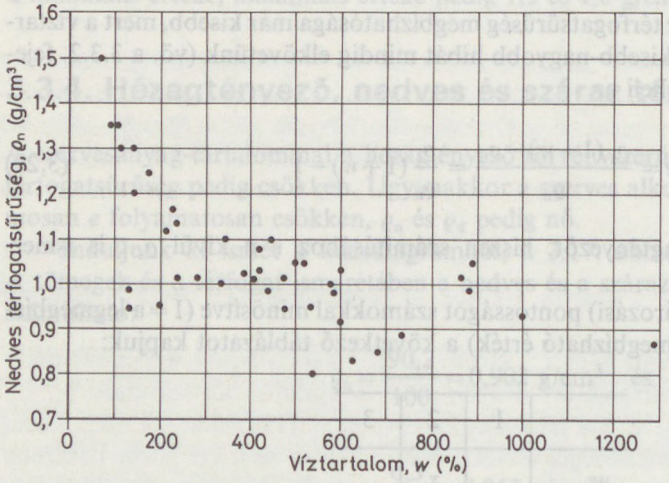
A táblázat alapján könnyen eldönthetjük, milyen *empirikus összefüggések* felállítására kell törekednünk ahhoz, hogy a kisebb megbízhatósággal meghatározható fizikai jellemzőket minél pontosabban tudjuk becsülni.

A *nedves térfogatsűrűséget* az előzőekben írottak szerint térfogat- és tömegméréssel nagy pontossággal tudjuk meghatározni. Ennek ellenére nem lesz érdektelen az I_{om}-mel és w-vel fennálló kapcsolatának elemzése.

Az irodalmi adatok alapján szerkesztett *3.21. ábra* szerint $I_{om} > 50\%$ esetén ϱ_n értéke 1,1 g/cm^3 alá csökken. Az erre a tartományra számítható regressziós egyenes



3.21. ábra. Összefüggés a szervesanyag-tartalom és a nedves térfogatsűrűség között; R regressziós egyenes az $I_{0m} > 50\%$-os tartományra



3.22. ábra. Összefüggés a víztartalom és a nedves térfogatsűrűség között (irodalmi adatok alapján)

egyenlete:

$$\varrho_n = 1{,}36 - 0{,}0043\, I_{om}\,; \tag{3.30}$$

a korrelációs együttható $r = -0{,}53$, tehát a kapcsolat viszonylag laza. Az egyenlet szerint a nedves térfogatsűrűség *átlagosan* akkor lesz a víz sűrűségével ($\varrho_v = 1$) azonos, ha $I_{om} = 83{,}7\%$.

A *3.22. ábra* szerint a w, ϱ_n összefüggést görbe írja le, de a szórás itt is eléggé jelentős. A $\varrho_v = 1$ értékhez kb. $w = 600\%$ tartozik.

A *száraz térfogatsűrűség* a

$$\varrho_d = \frac{\varrho_n}{1 + w} \tag{3.31}$$

kifejezésből számítható, tehát egy 1. és egy 2. „pontossági fokozatú" jellemzőből.

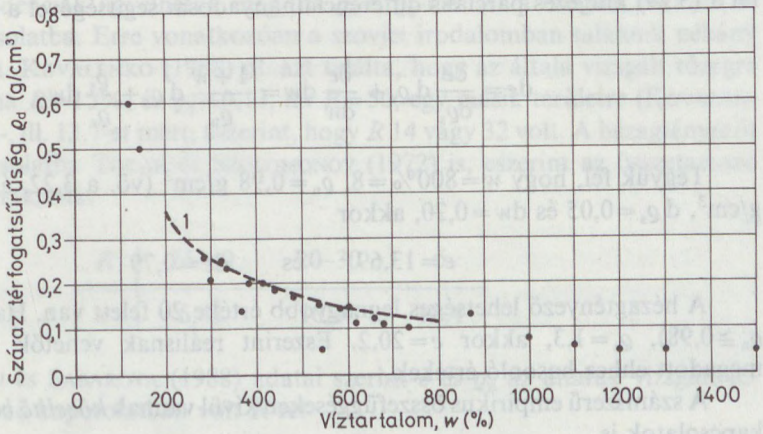
Ha ϱ_n-t valamilyen okból nem határoztuk meg (vagy egy korábbi vizsgálati anyagban számszerű értéke nem szerepel), $\varrho_d - w$ segítségével — a *3.23. ábra* alapján becsülhető. A kapcsolat meglepően szoros; $w = 400$ és 1500% között (egy kiugró pontot elhagyva) az összefüggés a

$$\varrho_d = 132{,}5\, w^{-1{,}0716} \tag{3.32}$$

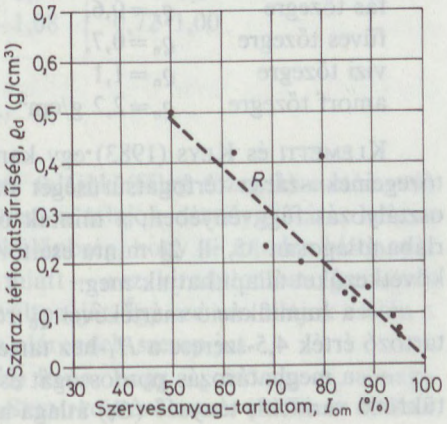
egyenlettel írható le. A korrelációs index $I = -0{,}97$, a függvény reziduális szórása $s_r = 0{,}013$. Utóbbi azt jelenti, hogy 95%-os valószínűséggel állíthatjuk, hogy a (3.32) kifejezésből számított ϱ_d-érték hibája kisebb $\pm 0{,}026$ g/cm$_3$-nél.

A *3.24. ábra* — ugyancsak irodalmi adatok alapján — a ϱ_d, I_{om} összefüggést mutatja be. Az $I_{om} > 50\%$-os tartományra

$$\varrho_d = 0{,}97 - 0{,}00958\, I_{om}\,, \tag{3.33}$$



3.23. ábra. Összefüggés a víztartalom és a száraz térfogatsűrűség között (irodalmi adatok szerint); *1* összefüggés MÉSZÁROS et al. (1985) szerint



3.24. ábra. Összefüggés a szervesanyag-tartalom és a száraz térfogatsűrűség között; *R* az irodalmi adatok alapján számított regressziós egyenes

a korrelációs együttható $r = -0{,}97$. A kapcsolat nagy pontosságára az is utal, hogy az $I_{om} = 100\%$-hoz tartozó száraz térfogatsűrűség zérushoz közel álló érték (0,012 g/cm^3).

Ami a *hézagtényezőt* illeti, ezt I_{om}-mel (vagy kényszerűségből L_{ig}-gel) célszerű kapcsolatba hoznunk. Nincs értelme meghatároznunk

— az e, w kapcsolatot (mert a tőzeg általában telített, így $e = \varrho_s w$), valamint

— az e, ϱ_s kapcsolatot, mert ϱ_s ismeretében (ha a tőzeg telített) e az

$$e = \frac{\varrho_s - \varrho_n}{\varrho_n - 1} \tag{3.34}$$

kifejezésből egyértelműen számítható.

Az e, I_{om} összefüggésre — valószínűleg az e meghatározását terhelő hibák miatt — igen kevés adat van az irodalomban. A számítás hibájának becslésére írjuk fel a (3.29) kifejezés parciális differenciálhányadosai segítségével a de differenciát:

$$\mathrm{d}e = \frac{\partial e}{\partial \varrho_s}\mathrm{d}\varrho_s + \frac{\partial e}{\partial w}\mathrm{d}w = \frac{1+w}{\varrho_n}\mathrm{d}\varrho_s + \frac{\varrho_s}{\varrho_n}\mathrm{d}w\,. \tag{3.35}$$

Tegyük fel, hogy $w = 800\% = 8$, $\varrho_n = 0{,}98$ g/cm^3 (vö. a 3.22. ábrával), $\varrho_s = 1{,}60$ g/cm^3, d$\varrho_s = 0{,}05$ és d$w = 0{,}20$, akkor

$$e = 13{,}69 \qquad \text{és} \qquad \mathrm{d}e = 0{,}79\,.$$

A hézagtényező lehetséges legnagyobb értéke 20 felett van. Ha $w = 1500\%$ (így $\varrho_n \cong 0{,}98$), $\varrho_s = 1{,}3$, akkor $e = 20{,}2$. Eszerint reálisnak vehetők az irodalomban megadott ehhez hasonló értékek.

A számszerű empirikus összefüggéseken kívül vannak *közelítő becslésre* alkalmas kapcsolatok is.

A tőzeg *szerves alkotói* alapján Farnham (1957) ϱ_n-re a következő értékeket közli:

mohatőzegre	$\varrho_n = 0{,}4$,
fás tőzegre	$\varrho_n = 0{,}6$,
füves tőzegre	$\varrho_n = 0{,}7$,
vizi tőzegre	$\varrho_n = 1{,}1$
amorf tőzegre	$\varrho_n = 2{,}2$ g/cm^3.

Klemetti és Keys (1983) egy kanadai, 4 hektáros terület moha és sás típusú tőzegeinek száraz térfogatsűrűségét határozták meg, éspedig a von Post-szerinti osztályozás függvényében; a minták összmennyisége 522 volt, egy-egy H_i-kategóriába átlagosan 35, ill. 21 minta esett. Az eredményeket feltüntető *3.7. táblázatból* a következőket állapíthatjuk meg:

— a humifikáció mértékével ϱ_d rohamosan nő (a mohatípusnál pl. a H_8-hoz tartozó érték 4,5-szerese a H_1-hez tartozónak);

— a meghatározás pontosságát és a tőzeg változékonyságát együttesen visszatükröző variációs tényező (C_v) átlaga a mohatípusra 0,23, a sástípusra 0,22 volt;

3.7. táblázat. Moha és sás típusú tőzegek száraz térfogatsűrűsége (ϱ_d, g/cm^3) a von Post-típus függvényében (KLEMENTTI és KEYS, 1983)

Típus		H_1	H_2	H_3	H_4	H_5	H_6	H_7	H_8
Moha	ϱ_d	0,200	0,315	0,622	0,746	0,855	0,868	0,921	0,902
($n=35$)	s	0,0346	0,1105	0,1247	0,1437	0,1135	0,1986	0,2074	0,2933
	c_v	0,17	0,35	0,22	0,21	0,15	0,21	0,23	0,27
Sás	ϱ_d			0,688	0,850	0,967	0,996	0,970	1,072
($n=21$)	s			0,2789	0,1787	0,1546	0,1305	0,2231	0,2110
	c_v			0,41	0,21	0,16	0,13	0,23	0,20

— a ϱ_d, H_i kapcsolat szorosságát jelző korrelációs együttható a mohatípusra $r=0{,}67$, a sástípusra $r=0{,}37$ volt.

Hasonló tendenciák figyelhetők meg, ha ϱ_n-t, ϱ_d-t és e-t a *bomlási fokkal* (R-rel) hozzuk kapcsolatba. Erre vonatkozóan a szovjet irodalomban találunk néhány számszerű értéket. KOVALENKO (1968) pl. azt találta, hogy az általa vizsgált tőzegre $\varrho_d=0{,}08$ g/cm^3, ha $R=15\%$, és $\varrho_d=0{,}13$, ha $R=50$; egy másik területre (KOVALENKO, 1969) $e=21{,}2$-, ill. 13,7-et mért, aszerint, hogy R 14 vagy 32 volt. A hézagtényezőt hozta R-rel kapcsolatba TOKAR és SZOLOMONOV (1972) is, eszerint az összetartozó értékpárok a következők:

R	25–40	20–30	5
e	6,41	10,56	12,4

PAVILONSZKIJ és SABAROVA (1988) adatai szerint e és ϱ_n az általuk vizsgált területen a következő kapcsolatban volt R-rel

R	71,3	67,4	33,0
e	2,9–3,2	4,6–5,3	>7,3
ϱ_n	1,00–1,10	1,00–1,08	0,72–1,00

3.3.5. Plasztikus és folyási határ

A két alapvető konzisztencia-határnak szerves talajok (főleg tőzegek) esetén más szerepe van, mint szervetlen talajok esetén: nem a talajok osztályozására, hanem I_{om} becslésére használják őket. A másik nagy különbség, hogy — minden bizonnyal a meghatározásuk során tapasztalt nehézségek miatt — a szakirodalomban igen kevés regressziós kapcsolatnak képezik a független változóját. Így szerves talajok esetén a folyási határnak I_{om}-, ϱ_n- és w-hez viszonyítva alárendelt szerep jut.

Több szerző (pl. YAMAGUCHI et al., 1985) leírja, hogy w_L és/vagy w_p a nagy rosttartalom miatt nem volt meghatározható; SKEMPTON és PETLEY (1970) az általuk

vizsgált tőzegekről megállapították, hogy a H_3 és H_6 kategória között w_L-t, a $H_{i<5}$ kategóriában pedig w_p-t nem tudta a laboratórium meghatározni. Ezeket a nehézségeket a NIIOSZP (1975) úgy javasolja kiküszöbölni, hogy w_p helyett a vele többékevésbé szoros összefüggésbe hozható maximális molekuláris vízkapacitást javasolja meghatározni, SKEMPTON és PETLEY (1975) pedig úgy, hogy javasolják a rostokat a vizsgálat előtt eltávolítani. Az első megoldás elfogadható (sajnos w_L-t nem érinti), a második azonban nem, mert *a)* w_L és w_p így nem lesz kompatíbilis, *b)* az eljárás szubjektív hibákat is tartalmazhat.

Régóta ismeretes, hogy a talajt kiszárítva w_L és w_p csökken. UNGÁR (1963) pl. az általa tárgyalt színváltozó talajra (vö. a 3.2.1.4. fejezettel) azt találta, hogy w_L 98%-ról 71%-ra, w_p 49%-ról 45%-ra csökkent. Δw_L (vagy Δw_p) és I_{om} között pontos összefüggés jelenleg még nem áll rendelkezésünkre.

w_L és w_p számszerű értékei — a szervetlen talajokhoz viszonyítva — igen nagyok. Így pl. a HANSBO (1988) által vizsgált tőzegre $w_L = 680–900\%$, $w_p = 600–630\%$, HANRAHAN és WALSH (1965) H_6-típusú tőzegére $w_L = 850\%$. SKEMPTON és PETLEY (1970) három különböző területről vett 15, ill. 12 mintájából a w_L (i) kapcsolatra (ahol i a von Post-féle értelmezésben H indexe) a H_3–H_8 tartományban regressziót számítva a következő eredményt kapjuk:

$$w_L = 1318 - 122{,}4i, \qquad r = -0{,}79 \qquad \text{és} \tag{3.36}$$

$$w_p = 455 - 27{,}8i, \qquad r = -0{,}53. \tag{3.37}$$

Ha másból nem, már a $w(I_{om})$ összefüggésből (3.18. ábra), valamint a (3.26) és (3.27) egyenletekből is következik, hogy w_L és w_p jelentős mértékben nő I_{om}-mel. A SLUNGA és HELANDER (1985) által vizsgált szerves talajokra pl. a következő értékpárok adódtak:

*I*om (%)	5–6	7–8	8–9	13–15
*w*L (%)	109	150	153	246

SANDRONI et al. (1981) tanulmányában w_L és w_p az izzítási veszteséggel ($T_2 = 600$ °C) hozható kapcsolatba; az összetartozó értékek a következők:

L_{ig} (%)	9–13	20–65	28–85
w_L (%)	95–110	180–400	180–400
w_p (%)	35–45	100–300	100–320

LANDVA et al. (1983b) szerint a széntartalom 1%-os növekedése w_L-t 4,9, w_p-t 3,8%-kal növeli. Mivel 1 g szénnek $1/0{,}57 = 1{,}75$ g szervesanyag-tartalom felel meg (vö. a 3.2.3.5. fejezettel), $\Delta I_{om} = 1\%$-hoz w_L-nél 2,8%-os, w_p-nél 2,2%-os növekményre számíthatunk.

A NIIOSZP (1975) baltikumi agyagokra a következő összefüggéseket adja meg:

$$w_L = 27{,}86 + 8{,}37\, I_{om} \qquad \text{és} \tag{3.38}$$

$$w_p = 24{,}66 + 3{,}74\, I_{om}. \tag{3.39}$$

A 3.2.3.7. fejezetben ismertetett kísérletsorozat értékpárjaiból regressziót számítva a következő összefüggéseket kapjuk:

$$w_L = 37{,}6 + 3{,}2\, I_{om} \quad \text{és} \tag{3.40}$$

$$w_p = 17{,}1 + 2{,}3\, I_{om}, \tag{3.41}$$

$r = 0{,}69$ és $r = 0{,}79$-es korrelációs együtthatóval. Eszerint az utóbbi vizsgálatsorozat igen jó összhangban van a LANDVA et al. (1983) által végzett vizsgálattal, amennyiben a $\Delta I_{om} = 1\%$-hoz tartozó növekmények igen hasonlóak (3,2 és 2,8, ill. 2,3 és 2,2%).

3.3.6. Nyírószilárdság

3.3.6.1. A szerves talajok nyírószilárdságának vizsgálatára alkalmas módszerek

A szerves talajok nyírószilárdságának vizsgálatára bármely ismert eljárás alkalmas; tőzegek esetében (és a 3.3.6. fejezetben túlnyomórészt ezekről lesz szó) a kutatók szerint a *triaxiális* vizsgálat és a helyszíni nyírószondázás *(vane-teszt)* adja a legjobb eredményt.

Ezek tárgyalása előtt (l. a 3.3.6.3. és 3.3.6.4. fejezetet) tekintsük át röviden a többi, tőzegekre kevésbé használatos módszert.

A *közvetlen nyírás* determinált csúszólapja a rostokat metszi, ezért SHEA (1955) megfigyelései szerint a ténylegesnél nagyobb súrlódási szöget kapunk (az általa vizsgált talajra 20–25°-ot, triaxiális kísérletből viszont mindössze 5°-ot).

Valamivel gyakrabban használják a nyírószilárdság nagyságrendjének érzékeltetésére az *egyirányú nyomószilárdságot*. A vizsgálat során — a szervetlen talajokhoz viszonyítva — a következő hibaforrásokkal kell számolnunk:

— a vizsgálat időtartama alatt ϱ_d fokozatosan nő, w pedig csökken, és ennek hatása nemcsak az alakváltozási görbe torzulásában mutatkozik, hanem q_u értékében is;

— igen nagy fajlagos alakváltozás következik be, a törés nem definiálható egyértelműen.

HANRAHAN (1954) pl. azt észlelte, hogy a minta víztartalma a kísérlet végére 920%-ról 575%-ra csökkent, magassága pedig 45%-kal lett kisebb. A modellhatás fokozott érvényesülése azt is megköveteli, hogy minél nagyobb tömegű mintával dolgozzunk. BORYS és MIODUSEWSZKI (1988) pl. a minta átmérőjét 80 mm-re, magasságát 35,7 mm-re választotta. (Ennek helyessége csak annyiban vitatható, hogy a magasság: átmérő arány kisebb egynél.)

MARACHI et al. (1983) a San Joaquin-delta tőzegeit vizsgálva azt találta, hogy

— a felszín közelében $\bar{q}_u = 27{,}3$ kPa, mélyebben 25–130 kPa;

— q_u 20%-kal nagyobb a vane-teszt megfelelő τ-értékeinél.

A *laboratóriumi vane-teszt* nem szerepel a szokványos vizsgálatok között; ennek valószínűleg az az oka, hogy rostos tőzegek esetén a szárnyak kis mérete miatt — HANRAHAN és WALSH (1965) pl. 0,5 inch magasságú és átmérőjű szárnnyal dolgozott — eleve nem várhatunk megbízható eredményt.

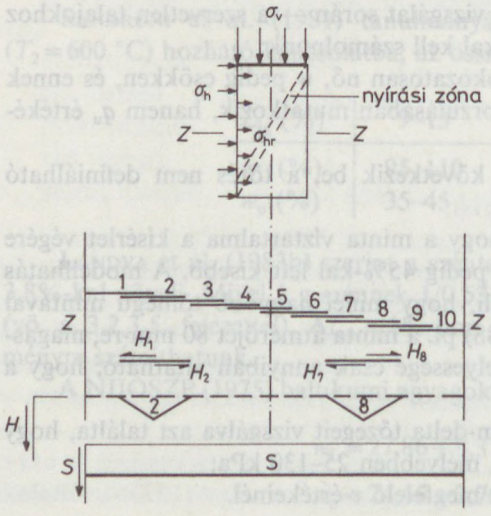
3.3.6.2. A nyírási törés mechanizmusa

Sokáig vitatott volt, hogy a tőzegek nyírószilárdságát elsődlegesen a kohézió vagy a súrlódás adja-e. Így pl. HANRAHAN (1954) kezdetben a kohéziót, később (HANRAHAN et al., 1967) már a súrlódást tekintette a fő paraméternek. HELENELUND (1968) szerint τ elsősorban a rostok adta kohézióból származik. ADAMS (1961, 1965) drénezett és drénezetlen triaxiális vizsgálatokat végezve megállapította, hogy a tőzeg szemcsés talajként viselkedik ($\varphi = 48°$!). A súrlódás nagy szerepére utal az is, hogy HANRAHAN et al. (1967) $\varphi = 36{,}6–43{,}5°$-ot, HOLLINGSHEAD és RAYMOND (1972) — konszolidált drénezetlen és drénezett triaxiális vizsgálatok során — 34°-ot mértek.

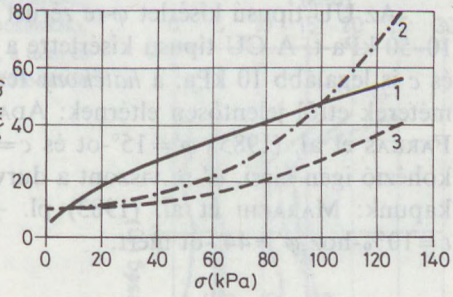
Mindezek alapján igen reálisnak látszik LANDVA és LA ROCHELLE (1983) okfejtése. Ezek szerint a szilárdságot elsősorban a nagyobbik főfeszültségre merőleges rostok adják. Ezek ellenállása a rostok közötti (vagy a rostok és a kitöltő anyag közötti) súrlódás, valamint a rostok húzófeszültségének a függvénye. A törési mechanizmust a *3.25. ábra* szemlélteti. A modell helyességét támasztja alá MACFARLANE (1959) azon megfigyelése is, hogy az egyirányú nyomószilárdság nem annyira a víztartalomnak, hanem a rostok mennyiségének (és a dekompozíció mértékének) a függvénye.

A törési mechanizmussal kapcsolatban merül fel a *Coulomb*-törvény érvényességének a kérdése is. Egyes megfigyelések szerint tőzegekre a σ, τ összefüggés a

$$\tau = A_2\sigma^2 + A_1\sigma + A_0 \qquad (3.42)$$



3.25. ábra. A rostok vízszintes irányú erősítő hatása (LANDVA és LA ROCHELLE, 1983); σ_v függőleges feszültség, σ_h vízszintes feszültség, σ_{hr} a rostok által indukált vízszintes feszültség, *1–10* rostok, H_i húzóerő, *S* súrlódás



3.26. ábra. Összefüggés a normális (σ) és a nyírófeszültség között, különböző tőzegekre (KOVALENKO és ANISZIMOV, 1977); *1* – $w = 440$–445%, $R = 35$–40; *2* – $w = 735$–765%, $R = 25$–30; *3* – $w = 950$–1000%, $R = 15\%$

alakú parabolával írható le (KOVALENKO és ANISZIMOV, 1977), ahol a *3.26. ábrán* látható tőzegekre az állandók értéke a következő:

	1	2	3
A_2	−0,1173	0,2800	0,1771
A_1	0,5212	0,1604	−0,0046
A_0	0,0079	0,0093	0,0103

A cikk szerzői a jelenséget azzal magyarázzák, hogy abban az esetben, ha σ meghaladja az önsúlyfeszültséget, a rostok érintkezési felületeinek száma ugrásszerűen megnő.

Végül egyértelműen meg kell állapítanunk, hogy tőzegek esetében is van a csúcsértéktől különböző *reziduális* nyírószilárdság (vö. a 3.3.6.5. fejezettel).

3.3.6.3. Triaxiális vizsgálat

Triaxiális vizsgálatot végezve ismét a tőzeg az a talaj, amely kisebb-nagyobb nehézségeket okoz a kísérlet végrehajtása során, elsősorban a nagy alakváltozások miatt. Mivel a σ_1, ε görbe nem mindig jelzi egyértelműen a törés bekövetkezését, önkényesen felvett ε-értékekhez kell ezt hozzárendelnünk. Így pl. MARACHI et al. (1983) CUtípusú kísérletet végezve a nyírószilárdsági paraméterekre a következő értékeket kapta: $\varepsilon = 5\%$-hoz $\varphi = 28°$-ot és $c = 17{,}9$ kPa-t, $\varepsilon = 10\%$-hoz $\varphi = 36°$-ot és $c = 27{,}6$ kPa-t; a CD típusú kísérletre $\varphi' = 37$, ill. 44° volt, attól függően, hogy az $\varepsilon = 5$ vagy az $\varepsilon = 10\%$-ot tekintették a töréshez tartozó alakváltozásnak.

A tőzeggel egyébként mind a háromfajta vizsgálatot el lehet végezni, és nincs természetesen akadálya a pórusvíznyomás mérésének sem.

UU és CU típusú kísérletet végezve azt tapasztalták, hogy a végleges pórusvíznyomás gyorsan kialakul, nagysága 0,7–1,0 σ_1 (MARACHI et al., 1983), de inkább az utóbbi értékhez áll közel (HANRAHAN, 1954). A *Skempton*-féle pórusvíznyomás tényezők közül általában $B = 1$ (mert a talaj telített), A pedig 0,7–0,8 (MARACHI et al., 1983), de mértek 0,125-et is (HANRAHAN és WALSH, 1965), ami arra utal, hogy a vizsgálat időtartama alatt a térfogatváltozás viszonylag kicsi.

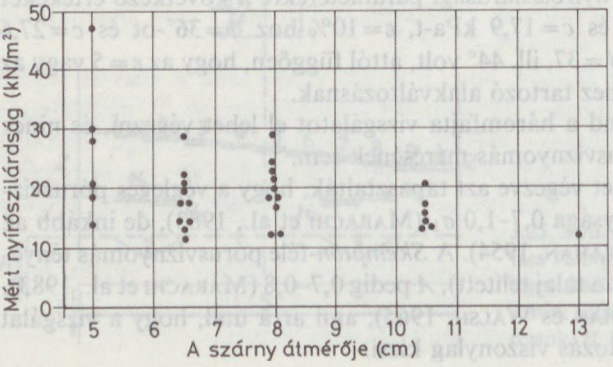
Az UU típusú kísérlet φ-re zérust ad, c-re — a tőzeg jellemzőitől függően — 10–50 kPa-t. A CU típusú kísérletre a $\varphi = 15$ és 35° közötti érték a leggyakoribb, és c is legalább 10 kPa; a *hatékony* feszültség függvényében meghatározott paraméterek ettől jelentősen eltérnek: ADAMS (1965) pl. $\varphi' = 48°$-ot és $c = 0$-t kapott, FARKAS et al. (1985) $\varphi' = 15°$-ot és $c = 20$ kPa-t. A CD típusú kísérletből kapott kohézió igen kicsi, φ'-re viszont a durva szemcsés talajokat jellemző nagy értéket kapunk: MARACHI et al. (1983) pl. — mint láttuk — $\varepsilon = 5\%$-hoz $\varphi' = 37°$-ot, $\varepsilon = 10\%$-hoz $\varphi' = 44°$-ot mért.

3.3.6.4. Helyszíni *vane-teszt*

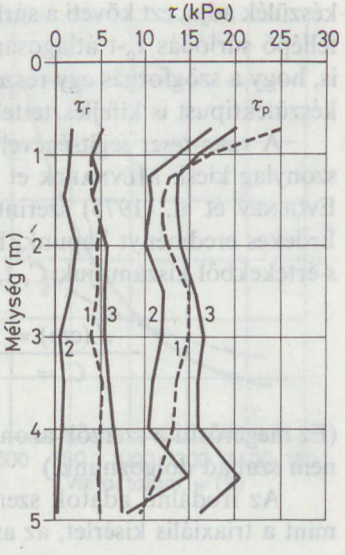
A kutatók egyértelmű megállapítása szerint a tőzegek nyírószilárdságának meghatározására a helyszíni nyírószondázás a *legalkalmasabb* módszer. Megbízható eredményt azonban csak akkor kaphatunk, ha figyelembe vesszük a következőkben ismertetett azon eltéréseket, amelyek a tőzeg és a szervetlen talajok viselkedése között ebben a vonatkozásban fennállnak.

Már MACFARLANE és RUTKA (1962) megfigyelte, hogy a mért nyírószilárdság a szárny méretének csökkenésével nő. Ennek az az oka, hogy kis méret (és magasság) esetén az egyedi szálak nagyobb szerephez jutnak, valamint az, hogy — ha ez nincs kiküszöbölve — a rúd súrlódása nagyobb arányt képvisel az ellenállás teljes értékében. Ebből következik, hogy a szárny átmérőjének csak *rostos* tőzeg esetén van szerepe (NORTHWOOD és SANGREY, 1971). A szerzők által végzett kísérletsorozat eredményét tünteti fel a *3.27. ábra;* ehhez azt fűzik hozzá, hogy a 13 cm-es átmérőhöz nagy forgatóerőt kell kifejteni, így $d = 10$ cm tekinthető elfogadható alsó határnak. Hasonló megfigyelésekről számol be — laboratóriumi *vane-tesztre* vonatkozóan — GOLENBIEWSKA (1983) is, megállapítva ezek alapján, hogy a szárny átmérőjét min. 34 mm-re, magasságát 18 mm-re kell választanunk.

Vannak olyan megfigyelések is, amelyek szerint d-vel τ nő (MARACHI et al., 1983), ezek azonban nem tekinthetők mértékadónak; az utóbbi szerzők pl. csak −2,7 m-ig észlelték ezt, és mindössze 3–3 mérés alapján vonják le következtetésüket.



3.27. ábra. A helyszíni *vane-teszt* során mért nyírószilárdság a szondaszárny átmérőjének függvényében (NORTHWOOD és SANGREY, 1971)



3.28. ábra. Vane-teszt segítségével meghatározott nyírószilárdság csúcs- (τ_p) és reziduális (τ_r) értéke (BORYS és MIODUSEWSZKI, 1988); *1* szondázás köpenysúrlódással, *2* köpeny nélkül, a talaj és rúd közötti súrlódás levonásával, *3* köpeny nélkül, a súrlódás le nem vonásával

GOLENBIEWSKA (1983) megállapítja, hogy a nyírás a szárny r sugaránál nagyobb sugarú hengerfelület mentén következik be, így a

$$\tau_f = \frac{M_{max}}{2\pi r^2 L + 4/3\pi r^3} \tag{3.43}$$

képletből számított értéket korrigálnunk kell. Laboratóriumi vizsgálatai és ezek FEM-módszerrel való értékelése alapján a μ korrekciós tényező rostos tőzegre 0,45, közepesen lebomlott tőzegre 0,55. *Helyszíni* nyírószondázásra jelenleg még nincsenek ehhez hasonló megfigyelések. (A cikk szerzője egyébként azt is kimutatta — a laboratóriumi vizsgálatokra —, hogy a méretek növelésével a mért τ-érték csökken.)

HELENELUND (1967) szerint tőzegek esetén azzal is számolnunk kell, hogy az α, τ görbének több csúcsértéke van.

A *forgatási sebességet* az amerikai és a svéd gyakorlatban 6°/min-ban veszik fel. Egyes szerzők szerint (GOLENBIEWSKA, 1983; NORTHWOOD és SANGREY, 1971) a sebesség nem befolyásolja a mért τ-értékeket, mások szerint (FARKAS et al., 1985) igen. A lassú és a gyors kísérlet között SLUNGA és HELANDER (1985) olyan értelmű különbséget észlelt, hogy előbbi esetben a csúcsérték (τ_p) — amely azonos volt a lassú kísérlet során kapott értékkel — a szonda további forgatása során alig csökkent, tehát nagyobb reziduális nyírószilárdságot (τ_r-t) mértek.

Jelentős különbség mutatkozik τ-ban aszerint, hogy a rúd súrlódását kiküszöböljük-e vagy nem. BORYS és MIODUSEWSZKI (1988) kétféle készülékkel végzett párhuzamos kísérletet: az egyik lehetővé tette a rúd és a talaj közötti súrlódás mérését, a másik — béléscsővel ellátott — készülék kiküszöbölte a súrlódást. Egyik jellegzetes kísérletsorozatukat tünteti fel a *3.28. ábra;* eszerint a legnagyobb τ-t az utóbbi

készülék adja, ezt követi a súrlódás levonásával kapott érték. Az ábra szerint a rúdon fellépő súrlódás τ_p-t átlagosan kb. 30%-kal csökkenti. Hibát okozhat ezenkívül az is, hogy a szögforgás egy része a rúd torziójából ered; ennek figyelembevételére több készüléktípust is kifejlesztettek (ilyen pl. a svéd *Jonell–Nilsson*-készülék).

A *vane-teszt* segítségével meghatározott nyírószilárdság variációs tényezője viszonylag kicsi: MLYNAREK et al. (1983) szerint — $n=10$ mérés esetén — 0,17–0,19, EVGENEV et al. (1975) szerint 0,12–0,33, AMARYAN et al. (1973) szerint $C_v=0{,}20$. Érdekes eredményt kapunk, ha a NORTHWOOD és SANGREY (1971) által közölt $\bar{\tau}$- és s-értékekből kiszámítjuk C_v-t, éspedig a szárnyátmérő (d) függvényében:

d (cm) =	5	6,5	8	10,5
C_v =	0,80	0,58	0,57	0,37

(Ez megerősíti a szerzők azon javaslatának helyességét, hogy $d<10$ cm-es átmérővel nem szabad dolgoznunk.)

Az irodalmi adatok szerint a helyszíni nyírószondázás nagyobb τ-értéket ad, mint a triaxiális kísérlet, az arány 1 : 0,25 és 1 : 0,75 között van.

3.3.6.5. Számszerű értékek és összefüggések a nyírószilárdságra

Amint azt az eddigi adatokból is láttuk, a tőzegek nyírószilárdsága 10–20 kPa körül van; ez laza szerkezetükhöz és nagy víztartalmukhoz viszonyítva *eléggé jelentős érték*. A következőkben néhány, az irodalomból vett I_{om}, w, τ értékhármast láthatunk:

I_{om} (%)	50–95	60,2–88	70–97	79,8	86	84–95
w (%)	140–1200	240–600	470–740	619	749	370–540
τ (kPa)	4,8–18,6	14,4–27	13–20	21,1	13,3	10

Ugyanazon szerzőktől (AMARYAN et al., 1973) származnak a következő értékhármasok:

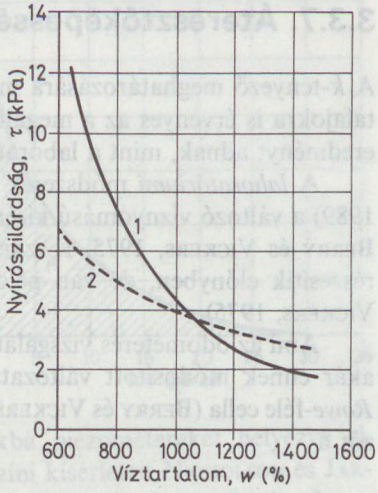
I_{om} (%)	10–60	70–92	92–95	97–98,5
w (%)	200–500	500–900	900–1400	1400–2500
τ (kPa)	18–30	15–20	12–15	9–13

Ezek szerint az $I_{om}=50$–85%-os kategóriában a nyírószilárdság 9–27 kPa, az $I_{om}>85$%-os kategóriában 9–15 kPa körüli érték.

A nyírószilárdság — pontosabban a *vane-teszt* segítségével meghatározott nyírószilárdság — MLYNAREK et al. (1983) szerint a következő paraméterek függvénye:

$$\tau=f(\sigma_{vo}, \varrho_d, w\, I_{om}, R, CaCO_3, f_i, f_p, E_q, \delta, H, D, \nu_\alpha, \alpha),$$

ahol az ismert jelöléseken kívül f_i az agyagfrakció aránya, f_p a homokfrakció arán-



3.29. ábra. Összefüggés a víztartalom és a nyírószilárdság között, *1* a EVGENEV et al. (1975) és *2* az AMARYAN (1988) által vizsgált tőzegekre

nya, E_q a szerves anyag összenyomódási modulusa, δ a rúd és talaj közötti súrlódási tényező, H a szárny magassága, D a szárny átmérője, v_α a forgatási sebesség, α az elfordulás szöge.

A nyírószilárdság és az egyéb fizikai jellemzők közötti összefüggést a helyszínen az *adott* tőzegre célszerű meghatároznunk. Nemcsak azért, mert ez adja a legmegbízhatóbb eredményt, hanem azért is, mert lényegesen kevesebb összefüggés található az irodalomban, mint a 3.3.2.–3.3.5. fejezetekben tárgyalt jellemzőkre. A következőkben — a teljesség kedvéért — ezekből láthatunk néhányat.

A *3.29. ábrán* két empirikus összefüggést látunk a τ, w kapcsolatra; a szaggatott görbe egyenlete:

$$\tau = \frac{4084}{w} + 0{,}008 \text{ [kPa]}. \tag{3.44}$$

AMARYAN (1988) szerint τ a hézagtényezővel a következőképpen változik:

$$\tau = \frac{60}{1 + 0{,}24e} \text{ [kPa]}. \tag{3.45}$$

τ a száraz térfogatsűrűséggel SZILVÁGYI (1965) szerint a

$$\tau = 9 + 45{,}4\varrho_d \text{ [kPa]}, \tag{3.46}$$

FARKAS et al. (1985) szerint (balatoni tőzegekre) a

$$\tau = 16 + 43\varrho_d \text{ [kPa]} \tag{3.47}$$

képlet szerint változik (ϱ_d-t mindkét esetben g/cm^3-ben kell helyettesíteni).

3.3.7. Áteresztőképesség

A k-tényező meghatározására minden hagyományos módszer alkalmas, és szerves talajokra is érvényes az a megállapítás, hogy a helyszíni vizsgálatok megbízhatóbb eredményt adnak, mint a laboratóriumi vizsgálatok.

A *laboratóriumi* módszerek közül legtöbben (pl. ADAMS, 1965; KOVÁCS et al., 1989) a változó víznyomású kísérletet és az ödométeres vizsgálatot (pl. JONAS, 1964; BERRY és VICKERS, 1975; KAZARNOVSZKIJ, 1988; CARLSTEN, 1988; DHOWIAN, 1980) részesítik előnyben, de van példa az állandó víznyomású kísérletre is (BERRY és VICKERS, 1975).

Ami az ödométeres vizsgálatot illeti, erre a célra akár a hagyományos készülék, akár ennek módosított változatai — pl. az *Anteus*-féle (DHOWIAN, 1980) vagy a *Rowe*-féle cella (BERRY és VICKERS, 1975) — is megfelelnek. Mint ismeretes, a k-tényezőt a

$$k = \frac{\varrho_v g C_v}{E_s} \tag{3.48}$$

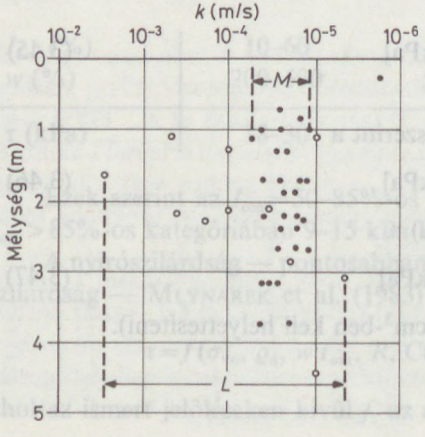
kifejezésből határozhatjuk meg, C_v-t a

$$C_v = \frac{0{,}212h^2}{t_{90}}, \quad \text{ill. a} \tag{3.49}$$

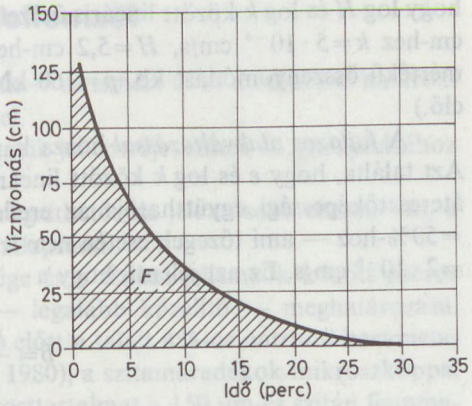
$$C_v = \frac{0{,}049h^2}{t_{50}} \tag{3.50}$$

összefüggésekből számítva, attól függően, hogy a konszolidációs görbét $\Delta h, \sqrt{t}$ *(Taylor)* vagy $\log \Delta h, \log t$ *(Casagrande)* koordináta-rendszerben ábrázoljuk.

A *helyszíni vizsgálat* sem kíván különleges, kizárólag a szerves talajok (vagy éppen a tőzegek) vizsgálatára alkalmas eljárást. SANDRONI et al. (1981) a *Hvorslev*-



3.30. ábra. A laboratóriumban (L) és a helyszínen, a *Ménard*-szondával meghatározott (M) áteresztőképességi együtthatók (MÉSZÁROS et al., 1985)



3.31. ábra. Az áteresztőképességre jellemző, CUPERUS (1948) által definiált F (cm min) paraméter

eljárást választották, 10 cm átmérőjű fúrólyukakba piezométereket helyezve el. Ugyancsak piezométerek segítségével végezte helyszíni kísérleteit NICHOLSON és JARDINE (1981); a vízszintkülönbséget első esetben maga a nyomás alatti talajvíz adta, a másik esetben ezt vákuumszivattyúval állították elő. A megfigyelések szerint (SZANDTNER et al., 1982; MÉSZÁROS et al., 1985) jól használható erre a célra (pontosabban k_h, a vízszintes irányú áteresztőképességi együttható meghatározására) a *Ménard*-pressziométer is; a *3.30. ábrából* arra következtethetünk, hogy k_h-t ezzel a módszerrel megbízhatóbban határozhatjuk meg, mint a laboratóriumi változó víznyomású kísérlettel.

CUPERUS (1948) olyan helyszíni vizsgálati módszert dolgozott ki, amely a terület különböző pontjaira jellemző áteresztőképesség *összehasonlítására* alkalmas. A készülék egy fémköpennyel védett, alul kónuszos szűrővel ellátott acélrúd; a köpeny külső oldalán felül nyitott, csappal ellátott üvegcső van. Amikor a szűrő eléri a kívánt mélységet, a rudat 10 cm-rel előre kell hajtani, hogy a szűrő közvetlen érintkezésbe kerüljön a talajjal. Az üvegcsőbe annyi vizet kell önteni, hogy a vízszint 1,42 m-rel legyen a talajvíz szintje felett. A csapot kinyitva bizonyos időközönként le kell olvasni a vízszintet, és ezt az eltelt idő függvényében ábrázolni. Az így kapott görbe által bezárt terület az áteresztőképességre jellemző paraméter *(3.31. ábra)*. (Feltehető, hogy F és k között kalibrációs összefüggés határozható meg, így a készülék k számszerű értékeinek meghatározására is alkalmas.)

12 tanulmány 15 adatából számolva az áteresztőképességi együttható átlagos értéke

$$\bar{k} = 1{,}3 \cdot 10^{-4} \text{ cm/s},$$

a két szélső érték $6 \cdot 10^{-6}$ és $6 \cdot 10^{-4}$ cm/s. Az adathalmazból kizárt három kiugró érték: $10^{-3} - 10^{-3} - 8{,}6 \cdot 10^{-7}$ cm/s.

Eszerint a tőzegek áteresztőképessége *meglepően nagy*, az átmeneti talajokéval egyezik meg. Ezek az értékek az eredeti, terheletlen állapotra vonatkoznak, kérdés, hogyan változik a k-tényező a hézagtényező csökkenésével, tehát a tőzegre jutó feszültség növelésével.

ADAMS (1965) a k-tényező változását a minta H magasságának csökkenésével hozta kapcsolatba, megállapítva — amit MIYAKAWA (1960) kísérletei is igazolnak —,

hogy $\log H$ és $\log k$ között lineáris összefüggés van. Egyik kísérlete során pl. $H=8{,}0$ cm-hez $k=5\cdot10^{-4}$ cm/s, $H=5{,}2$ cm-hez $k=5\cdot10^{-6}$ cm/s tartozik. (Ezt a nagymértékű összenyomódást kb. $p=160$ kN/m^2 nagyságú függőleges feszültség idézte elő.)

A *fajlagos alakváltozással* hozza kapcsolatba a k-tényezőt Carlsten (1988) is. Azt találta, hogy ε és $\log k$ között lineáris összefüggés van; az általa vizsgált tőzeg áteresztőképességi együtthatója az eredeti állapotban ($\varepsilon=0$) 10^{-3} cm/s volt, $\varepsilon=$ $=50\%$-hoz — ami tőzegek esetén nem irreális érték (vö. a 3.4.1.1. fejezettel) — $k=$ $=2\cdot10^{-6}$ cm/s. Ez azt jelenti, hogy a

$$\beta=\frac{\Delta\log k}{\Delta\varepsilon}$$

hányados tőzegekre 6 körüli érték, míg agyagokra csak 3. A tanulmány szerzője a k-tényezőnek a *víztartalommal* fennálló kapcsolatát is vizsgálta, megállapítva, hogy β w-nek is függvénye: az általa vizsgált tőzegekre $w=200\%$-hoz átlagosan $\beta\sim5{,}3$, $w=1400\%$-hoz $\beta\sim4{,}5$ tartozott.

A szerzők többsége a *hézagtényezővel* fennálló kapcsolatot vizsgálta. Legtöbbjük szerint (Amaryan et al., 1973; Berry és Vickers, 1975; Niioszp, 1975; Kaminszkaja és Medvegyeva, 1988; Dowian, 1980) a k,e összefüggést exponenciális görbe írja le, vagyis az e, $\log k$ pontpárok egyenest adnak. Figyelemre méltó, hogy e csökkenésével k rohamosan csökken. Ennek illusztrálására álljon itt három különböző szerző két-két adatpárja:

e	10	2	12	6,5	9	5
k (cm/s)	$1{,}4\cdot10^{-5}$	$9{,}5\cdot10^{-10}$	$4\cdot10^{-4}$	$2\cdot10^{-7}$	$4{,}5\cdot10^{-5}$	10^{-8}

Eszerint $\Delta e=4$–5,5–8 hatására k az 1/1000–1/10 000-részére csökken, a változás tehát igen jelentős.

Az irodalmi adatok alapján azt is megállapíthatjuk, hogy a rostos tőzegek az áteresztőképesség vonatkozásában (is) *anizotropnak* tekinthetők. Dowian (1980) pl. azt találta, hogy a k_h/k_v viszony 300 körül van.

Összefoglalva az eddigieket, a tőzegekről a következőket mondhatjuk el:

— áteresztőképességük eredeti állapotukban viszonylag nagy, de

— terhelés (a hézagtényező csökkenése) hatására több nagyságrenddel nagyobb mértékben csökken, mint a szervetlen talajoké;

— a k-tényező vonatkozásában a rostos tőzeg anizotrop.

Bár nincsenek erre vonatkozóan hitelt érdemlő összefüggések, bizonyosra vehetjük, hogy a *bomlás* okozta szerkezeti átalakulás a tőzeg áteresztőképességét jelentős mértékben csökkenti.*

* A „k" tényező a bomlás során azért csökken, mert a bomlás növeli a finom részek részarányát, és a folyamat eredményeképpen az egész tömeg szemszerkezete eltolódik az agyagfrakció felé. (A szerk.)

3.3.8. A szerves talajok egyéb jellemzői

A tőzegek *kora* — ha 37 000 évnél fiatalabbak — az ismert C-14 módszerrel határozható meg, állapotuk pedig a pollenanalízissel.

A szerves talajok *szaga* az azonosítás egyik jellemzője; ennek megállapításához — szükség esetén — a talajt melegíteni kell.

A talaj *színe* a *Munsell*-skála alapján rögzíthető; ha jelentősebb eltérés van, a színt a talaj száraz állapotában is meg kell állapítani.

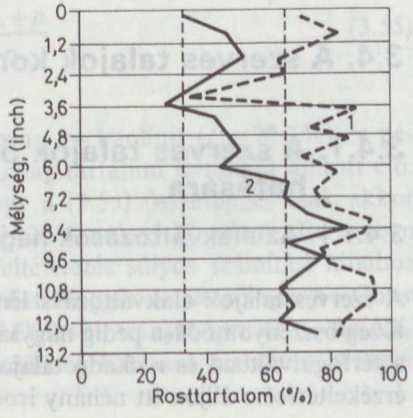
Mivel a *rostok* viszonylagos mennyisége és a fizikai jellemzők között szoros összefüggés van, célszerű a rosttartalom — legalább közelítő — meghatározása. A különböző nyílású szitákon való átmosás előtt a talajt 4%-os nátrium-hexametafoszfáttal kell kezelni (LANDVA és PHEENEY, 1980); a szitamaradékok mikroszkóppal vizsgálhatók. Az amerikai gyakorlatban a rosttartalmat a 150 μm-es szitán fennmaradt tömeggel veszik azonosnak, ami közelítésnek tekinthető, mert nemcsak a rost marad fenn. Erre hivatkozva COHEN (1983) a mikroszkóp kizárólagos használatát javasolja; a két módszer közötti eltérésre a *3.32. ábra* mutat be példát.

A víztartalom változása a szerves talajok térfogatváltozásával jár együtt. Mivel ezen talajok (elsősorban a tőzegek) többnyire víz alatt állnak, a *zsugorodás* jelenti az elsődleges veszélyt. Mértéke igen jelentős, egy $w = 700\%$ víztartalmú tőzeg zsugorodás okozta térfogatváltozása 80% is lehet (LANDVA és PHEENEY, 1980), de mértek 87%-ot is (WALMSLEY, 1977). Balatoni tőzegeken 55–75%-ot mértek, ez 23–26%-os lineáris zsugorodásnak felel meg (FARKAS és KOVÁCS, 1988).

A szerves talajok *dinamikus jellemzőivel* kevés szerző foglalkozik. Az általános törvényszerűségek ezekre a talajokra is érvényesek. Így pl. JAROMKO és SZESZKOV (1979) szerint a transzverzális (*S*) hullámok v_s (m/s) terjedési sebessége és a víztartalom (w, %), ill. a száraz térfogatsűrűség (ϱ_d, g/cm) között tőzeg esetén a

$$v_s = \frac{9000}{w} + 5{,}2, \text{ ill. a} \tag{3.51}$$

$$v_s = 178\,\varrho_d - 1{,}5, \tag{3.52}$$



3.32. ábra. Egy tőzeg rosttartalmának meghatározása *1* az ASTM D2607-69 szerint és *2* mikroszkopikus vizsgálattal (COHEN, 1983)

szerves iszapok esetén a

$$v_s = \frac{3700}{w} + 15{,}1, \text{ ill. a} \tag{3.53}$$

$$v_s = 60\,\varrho_d + 12 \tag{3.54}$$

összefüggés áll fenn (a vizsgált talajokra a korrelációs együttható $r = 0{,}88$–$0{,}97$–$0{,}85$–$0{,}89$ volt). A csillapítási tényező w-vel jelentősen változik; az általuk vizsgált tőzegekre a következő értékpárokat kapták:

w (%) =	300–400	1200–1500
α_s (m^{-1}) =	0,2–0,4	1,5–1,9

Egyes feladatok megoldásához a *hővezető képesség* és a *fajhő* ismerete is szükséges. Konovalov és Roman (1973) 400 mintán határozták meg e két jellemzőt, éspedig mind természetes, mind fagyott állapotban. A kísérletek azt bizonyították, hogy e két hőtani jellemző elsősorban a telítettségi fok (S_r) és a tőzegesedési fok (q) függvénye.

A felszín alatti vezetékek, alapok stb. védelme szempontjából ismernünk kell a talaj *kémhatását*. Amint azt a 3.1.3. fejezetben láttuk, a tőzegek képződésében és bomlási folyamatában a pH-értéknek nagy szerepe van. A következőkben álljon itt néhány számszerű érték az irodalomból:

MacFarlane (1959): pH = 3,8–7,5; 3,1–7,1; 4,8–5,6;
Berry és Vickers (1975): pH = 4,1;
Adams (1965): pH = 4,8–6,7;
Zseznicsak (1983): pH = 8,4;
Ng és Eichens (1983): pH = 4,8–6,9.

Amint ebből is látható, a tőzegek az esetek túlnyomó többségében savanyú kémhatásúak. A tőzeg típusa természetesen itt is szerepet játszik, Szalay (1967) szerint pl. moha esetén pH < 5-re, erdei sás esetén pH = 5,8–6,5-re számíthatunk.

3.4. A szerves talajok kompressziója és konszolidációja

3.4.1. A szerves talajok összenyomódása statikus teher hatására

3.4.1.1. Az alakváltozások nagyságrendje

A szerves talajok alakváltozása lényegesen nagyobb, mint a szervetlen talajoké, a tőzeg összenyomódása pedig nagyságrendileg különbözik mind a puha talajok, mind a térfogatváltozó és roskadó talajok lehetséges maximális alakváltozásától. Ennek érzékeltetésére álljon itt néhány irodalmi példa.

Az *Oka* folyó közelében kijelölt 750 hektáros területet hidromechanizációs úton *feltöltötték*, hogy a kis terhelésű épületek alapjai kisebb mértékben és egyenletesebben süllyedjenek (MAKAROV, 1974). A mérések szerint a 2,5–4,5 m vastag tőzegréteg a 3–4 m magas feltöltés hatására fél év alatt 20–25%-ot, 1–2 (vagy több) év múlva 40–50%-ot nyomódott össze. Ugyanezen a területen a korábban felhúzott felvonulási épületeket már kivitelezésük közben ki kellett dúcolni; a süllyedés 3 év alatt 100–120 cm volt (MAKAROV és SZVETLANOV, 1962).

Nagy alakváltozásokat mértek a tőzeg konszolidációjának részleges kiváltására létesített *előterhelések* során is. Egy szovjet építési területen pl. az 1,4–3,6 m magas töltés hatására a 2,1–3,2 m vastag tőzeg alakváltozása 1–1,5 év múlva felül 25–35%, az alsó rétegben 15–25% volt (KONOVALOV et al., 1985). Egy kanadai autópálya építése során a 2,5–3,3 m magas töltés hatására a 3–5,8 m vastag tőzegréteg 6,5 hónap alatt 110–260 cm összenyomódást szenvedett, a közeli fák a töltés irányába dőltek; a töltés magasságát 3,6–5,8 m-re növelve a 12 hónap múlva kialakult alakváltozás már 140–330 cm volt (SAMSON és LA ROCHELLE, 1972).

Viszonylag jelentős lehet a *mélyen fekvő* tőzeg alakváltozása is. Így pl. Leningrádban a 4–6 m vastag takarással „védett" 2 m vastag tőzeg összenyomódása következtében az épületek 30–40 cm süllyedést szenvedtek (NIKIFOROVA, 1988).

A nagymértékű alakváltozás hatására a tőzeg *víztartalma* jelentősen csökken. Így pl. egy 10 évig terhelt tőzeg víztartalma 1500%-ról 750%-ra csökkent (LANDVA és PHEENEY, 1980).

3.4.1.2. Az alakváltozás törvényszerűségei

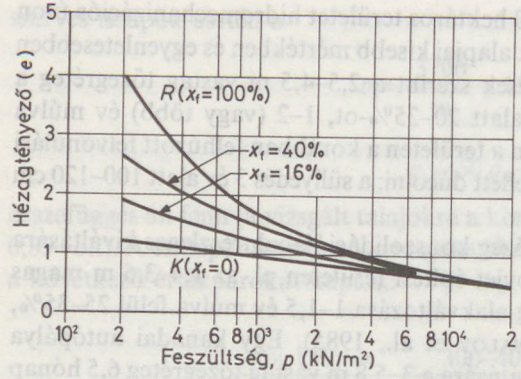
A szerves talajokra — így a tőzegekre is — érvényes az az általános törvényszerűség, hogy az alakváltozásnak három fázisa van: a kezdeti (azonnali) süllyedés, valamint az elsődleges és másodlagos konszolidáció hatására bekövetkező süllyedés. Ezzel a kérdéssel részletesebben a 3.4.2. fejezet foglalkozik, így itt csak a kompressziós görbét jellemző sajátosságokról lesz szó.

Az első kérdés, amit meg kell vizsgálnunk, hogy érvényes-e tőzegekre a kompresszió az

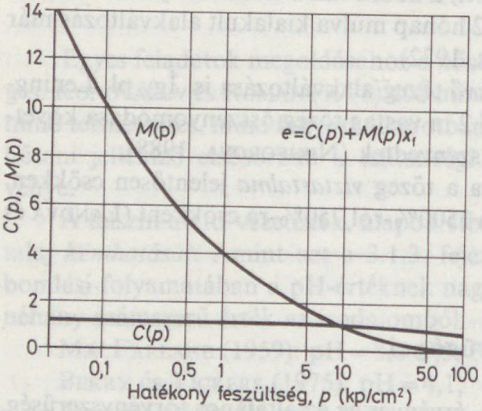
$$e = e_0 - C_0 \log \frac{p_0 + p}{p_0} \tag{3.55}$$

alakban felírható alaptörvénye.

ANDERSLAND és AL-KHAFAJI (1980) két anyag — kaolinit ($I_p = 20{,}3\%$) és pépes farost — keverékeként különböző szervesanyag-tartalmú mintákat állított elő. Ezeket ödométerben vizsgálva azt találták, hogy a (3.55) összefüggés csak akkor érvényes, ha a fajlagos rosttartalom (X_f) kisebb 20%-nál *(3.33. ábra)*. Ez egyben azt jelenti, hogy tőzegek esetén a $C_0 = \text{const}$ feltételezés súlyos számítási hibához vezethet. Megállapították azt is, hogy az e, X_f összefüggés — tetszőleges $p = \text{Const}$ feszültségre — egyenes. Ezek tengelymetszékét $C(p)$-vel, iránytangensét ($= \Delta e / \Delta X_f$) $M(p)$-vel jelölve az X_f rosttartalmú tőzeg p feszültség hatására kialakuló hézagtényezője az



3.33. ábra. Az e, $\log p$ összefüggés jellegének változása a rosttartalommal (ANDERSLAND és AL-KHAFAJI, 1980); K kaolinit, R rost, X_f rosttartalom



3.34. ábra. Tapasztalati összefüggés a hézagtényező, feszültség és rosttartalom kapcsolatát leíró $C(p)$ és $M(p)$ paraméterekre (ANDERSLAND és AL-KHAFAJI, 1980)

$$e(p, X_f) = C(p) + M(p)\, X_f \tag{3.56}$$

kifejezésből számítható. A kísérleteik során kapott $C(p)$- és $M(p)$-értékeket a *3.34. ábra* tünteti fel. Feltehető, hogy a (3.56) képlet, ill. az előzőekben ismertetett törvényszerűségek természetes talajokra is érvényesek.

A kutatók többsége a hézagtényező várható változását nem a (3.55) kifejezésből számítja. Ennek egyik oka az, hogy a p_0 „kezdeti" feszültség felvétele, ill. meghatározás eléggé bizonytalan, pl. p_0 zérus vagy negatív szám is lehet, ha sok gáz van a tőzegben (LANDVA és LA ROCHELLE, 1983). Azt természetesen minden kutató figyelembe veszi, hogy a kompressziós görbe hajlása fokozatosan csökken, az e, p összefüggést tehát célszerű aszimptotával rendelkező görbével leírni. Az egyik kézenfekvő közelítés, hogy bevezetjük a lehetséges legkisebb hézagtényező (e_{min}) fogalmát. Ezt az utat követve SZOROKINA (1960) az

$$e_n = e_{min} + b \exp(ap) \tag{3.57}$$

képletet javasolja, ahol a és b állandók (egy általa vizsgált tőzeg felső rétegére $a = -2{,}54$ és $b = 13{,}05$ kp/cm², alsó rétegére $a = -1{,}75$ és $b = 7{,}0$ kp/cm² adódott).

Hasonló kifejezést javasol a hézagtényező várható Δe változásának számítására FRENKEL is:

$$\frac{\Delta e}{\Delta e_{max}} = 1 - \exp(p/p_0), \tag{3.58}$$

ahol $\Delta e_{max} = e_0 - e_{min}$. A lehetséges legkisebb hézagtényezőt AMARYAN et al. (1973) az

$$e_{min} = 0{,}01 \varrho_s w_k \tag{3.59}$$

kifejezésből javasolják számítani, ahol w_k a kötött víz mennyiségéből számított víztartalom (egyik vizsgálatuk szerint átlagos értéke 55–60%).

Hasonló elveket tükröznek az ε-ban felírt összefüggések is. TOKAR és SZOLOMONOV (1972) azt találta, hogy a kompressziós görbe jól közelíthető az

$$\varepsilon = \frac{A_p}{B+p} \tag{3.60}$$

kifejezéssel (az általuk vizsgált területen A 0,19 és 0,67, B 0,13 kp/cm^2 és 0,23 kp/cm^2 között változott).

KONOVALOV és társai (1985) is hiperbolával közelítik a kompressziós görbét. Szerintük

$$\varepsilon = \frac{p}{a+bp}, \tag{3.61}$$

ahol az a állandó az ε, p/ε koordináta-rendszerben ábrázolt egyenes tengelymetszékének felel meg.

A (3.55) kifejezéshez hasonlóan, de más fizikai tartalommal adja meg az ε,p összefüggést KAZARNOVSZKIJ (1988); szerinte

$$\varepsilon = \varepsilon_0 + n_p \ln \frac{p}{p_0}, \tag{3.62}$$

ahol ε_0 a kezdeti, a p_0 feszültség által előidézett fajlagos alakváltozás, p_0 az a feszültség, ahol az $\varepsilon(p)$ egyenes hajlása megváltozik, n_p pedig az ε, $\ln p$ egyenesnek a $\ln p$ tengelyhez viszonyított hajlása.

A (3.62) képletben szereplő p_0 feszültség a tőzeg *szerkezeti szilárdsága;* ez a fizikai jellemző tükröződik a (3.61) képletben is, ahol a a kis p feszültségekre jellemző összenyomódási modulus. A szerkezeti szilárdság — mivel az előterhelésből származó önsúlyfeszültség kicsi — nem nagy érték: GUSZEVA (1966) szerint 10–20 kPa, NIKOFOROVA (1988) szerint 15–30 kPa; az általa vizsgált szerves iszapra ABELEV (1973) 25–40 kPa-t figyelt meg. Létezését többen is megfigyelték: kis feszültségekre a tőzeg alakváltozása kicsi, jelentős összenyomódás csak a $p > p_0$ feszültségekre következik be.

Szerves talajokra is érvényes, hogy az összenyomódási modulus a feszültséggel fokozatosan nő. Az E_s, p kapcsolat az e, p és ε, p összefüggésekből analitikusan is

meghatározható, de találunk a szakirodalomban empirikus összefüggéseket is. Ezek szerint a tőzeg összenyomódási modulusa fokozottabb mértékben nő p-vel, mint szervetlen talajok esetén.

3.4.1.3. Az alakváltozások vizsgálata ödométerrel

Annak ellenére, hogy tőzegből nehéz jó minőségű magmintát venni, az ödométeres vizsgálatot elterjedten használják. Ennek valószínűleg az az oka, hogy TERZAGHI ezt a készüléket elsősorban nagy kompresszibilitású talajok vizsgálatára alakította ki.

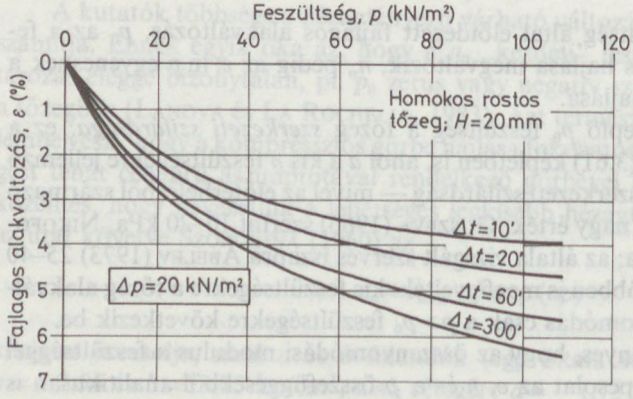
A kutatók a minták D átmérőjét és h *magasságát* általában nagyobbra választják, mint szerves talajok esetében. Néhány irodalmi adat: $D=10$ cm, $h=4{,}5$ cm (CARLSTEN, 1988); $D=15$ cm, $h=6$ cm (SZYMANSKI et al., 1983); $D=15{,}24$ cm, $h=$ $=0{,}69$–$16{,}38$ cm (WILSON et al., 1965); $D=6{,}35$ cm, $h=2{,}29$ cm (NG és EICHENS, 1983); $D=6$ cm, $h=2$ cm (KOGURE és OHIRA, 1977).

A vizsgálat céljára a hagyományos ödométeren kívül bármely más típus is megfelel, pl. a *Rowe*-cella vagy a teflon falú *Anteus*-készülék. Mivel az átlagosnál nagyobb időtartamú kísérletről van szó, célszerű a mintát víz alatt tartani.

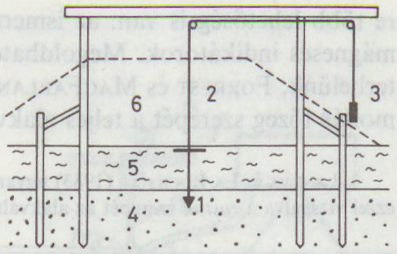
A *terhelési lépcsőket* ugyanúgy kell felvenni, mint szervetlen talajok esetében (tehát p-t mindig az előző teher kétszeresére változtatni, σ_g közelében esetleg kisebb növekményeket választva).

A terhelés — pontosabban egy-egy teher — működtetésének *időtartamát* a kutatók többsége 24 órában választja meg. Az időtartam helyes felvételének fontosságára kíván rámutatni a *3.35. ábra*. Szabályos kompressziós görbét csak akkor kapunk, ha minden teher azonos ideig van a mintán, vitatható tehát az a szovjet gyakorlat (NIIOSZP, 1975), amely szerint az ödométert akkor kell átállítani, amikor az alakváltozás sebessége 0,01 mm/12 óra. (A megfigyelések szerint a tehermentesítés időtartamát kisebbre, de legfeljebb 24 órára célszerű előirányozni.)

A terhelés időtartamát nagyobbra kell megválasztanunk, ha *a)* a konszolidáció törvényszerűségeit kutatjuk, vagy *b)* az előterhelés szükséges időtartamát kívánjuk meghatározni. Az elsőnek említett okból HANSBO (1988) pl. 12 napig, DHOWIAN és



3.35. ábra. A terhelési időtartam (Δt) hatása az ε, p összefüggésre (SZILVÁGYI, 1965)



3.36. ábra. Egyszerű megoldási lehetőség a talaj összenyomódásának mérésére (TOKAR és SZOLOMONOV, 1972); *1* mérőbélyeg, *2* huzal, *3* mérőberendezés, *4* homok, *5* tőzeg, *6* töltés

EDIL (1980) 20 napig működtetett egy-egy terhelési lépcsőt. Az előterhelésnek megfelelő terhet SANDRONI és társai (1981) 10 hónapig hagyták a mintán, ennyi időre tervezték ugyanis az előterhelést a tőzeg fölött hagyni.

3.4.1.4. Az alakváltozási paraméterek helyszíni vizsgálata

A szerves talajok statikus teher okozta összenyomódását a helyszínen általában a szokványos *próbaterheléssel,* terhelőlapok segítségével határozzák meg. A lapok négyzet vagy kör alakúak, felületük 5000 cm^2 körül van. Tőzegek esetén — mivel ezekre a rétegekre általában kisebb feszültséget működtetünk, mint a szervetlen talajokra — ennél nagyobb felületű terhelőlapokat is használhatunk anélkül, hogy a teher átadása nehézségeket okozna.

Elterjedten használják teherként a mesterséges *töltéseket,* főleg akkor, ha kis terhelésű alapok részére térfeltöltést terveznek, vagy akkor, ha az altalaj konszolidációját előterheléssel kívánják kiváltani. Tőzegek esetén ez a terhelési mód azért is ajánlható, mert

— a nagyobb terhelőfelület csökkenti a heterogenitás kedvezőtlen hatását;
— a tőzeg jól elhatárolható réteget alkot;
— a nagy süllyedés miatt a mérés relatív hibája kicsi.

A próbaterhelések során a következő paramétereket mérhetjük:

— a süllyedéseket, az alakváltozási jellemzők (E_s stb.) meghatározására;
— a pórusvíznyomást, a konszolidációs folyamat meghatározására vagy a nyírószilárdság, pórusvíznyomás és az idő kapcsolatának megállapítására;
— a talaj víztartalmát, a mért süllyedések ellenőrzésére vagy a pontonkénti fajlagos alakváltozás meghatározására;
— a talajvízszint helyzetének változását, a pórusvíznyomás-mérések ellenőrzésére.

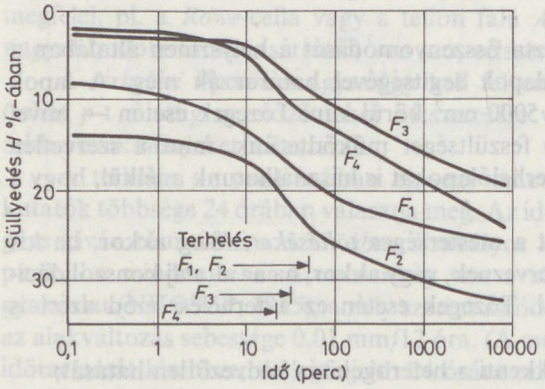
A próbaterhelés fő célja (teljességre nem törekvő vizsgálatok esetén egyetlen célja) a várható *süllyedések* meghatározása. Próbaterhelések segítségével mérhetjük a teljes réteg összenyomódását, de könnyen megoldható a lamellánkénti mérés is. A kizárólag a teljes alakváltozás mérésére szolgáló berendezést mutatja be a *3.36. ábra.* Mivel a tőzeg összenyomódása gyakran méter nagyságrendű, arra is volt példa, hogy a töltés okozta alakváltozást fúrások segítségével, a rétegvastagság változását megállapítva határozták meg (MAKAROV és SZVETLANOV, 1962). A lamellánként való mérés-

re több lehetőség is van: az ismert teleszkópos elrendezés, egyedi mérőlapok vagy mágneses indikátorok. Megoldható a vizsgálat úgy is, hogy két vagy több szinten terhelünk; FORREST és MACFARLANE (1969) ezzel a módszerrel mutatta ki pl. a felső mohás tőzeg szerepét a teljes alakváltozásban *(3.37. ábra)*.

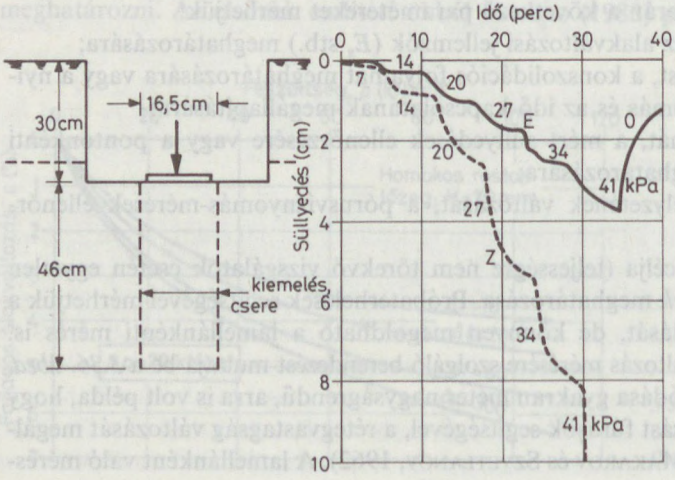
LANDVA és LA ROCHELLE (1983) ugyanazt a talajtömeget zavartalan és zavart állapotban is terhelte, ezzel vizsgálva a *rostok* szerepét az alakváltozásban *(3.38. ábra)*.

A tőzegek próbaterhelése időigényes, különösen akkor, ha teherként mesterséges töltéseket használunk. Ezen úgy lehet segíteni, hogy a vizsgált területen különböző magasságú töltéseket építünk, pl. 1, 2 és 3 m magas töltéseket, ahogyan azt CANDLER és CHARTERS (1988) tették.

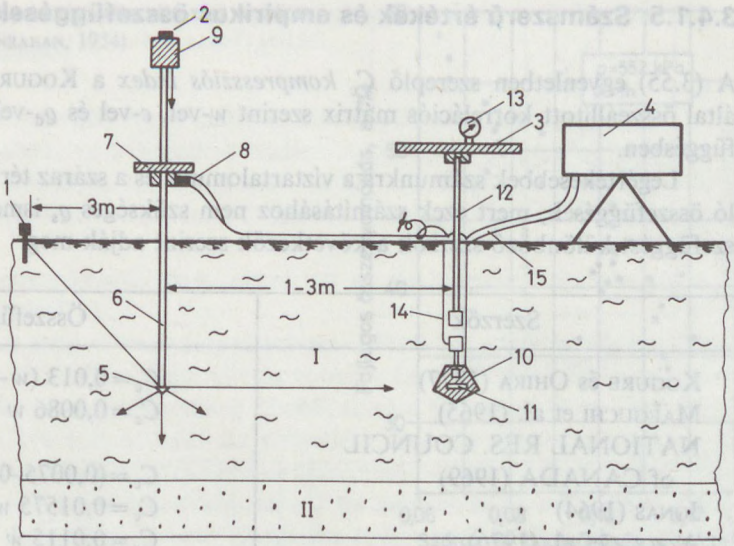
A laboratóriumi és helyszíni vizsgálatok eredményének összehasonlítása nem egyszerű feladat, elsősorban a konszolidáció időtartamában mutatkozó különbségek



3.37. ábra. A felső mohás réteg szerepének kimutatása két szinten végzett próbaterheléssel (FORREST és MACFARLANE, 1969); F_1, F_2 terhelés a felszínen, F_3, F_4 terhelés −0,8 m-en, a mohás réteg alatt



3.38. ábra. Ugyanazon talajtömeg terhelése eredeti (*E*) és zavart (*Z*) állapotban, a rostok szerepének vizsgálatára (LANDVA és LA ROCHELLE, 1983)



3.39. ábra. Szeizmikus berendezés a tőzeg alakváltozási jellemzőinek helyszíni meghatározására (EVGENEV és SZESZKOV, 1976); I tőzeg, II ásványi talaj, *1* szeizmikus vevő, *2* hullámgerjesztő, *3* szeizmopenetrométer, *4* rezgésregisztráló, *5* kónusz ($F=40$ cm^2), *6* rúd, *7* alátét, *8* csatlakozás, *9* ejtősúly, *10* kónuszos szonda, *11* szeizmikus felvevő, *12* rúd, *13* dinamométer, *14* sodrony, *15* kábel

miatt. A szerzők többsége — pl. FORREST és MACFARLANE (1969), valamint BRAWNER (1958) szerint — a laboratóriumi vizsgálatok alapján nagyobb (akár kétszeres) süllyedéseket prognosztizálunk, mint a helyszíni vizsgálatok alapján.

A tőzeg alakváltozásának helyszíni vizsgálatára EVGENEV és SZESZKOV (1976) *szeizmikus módszert* dolgozott ki. A készüléket a *3.39. ábra* mutatja be. A következő négy részből áll: szeizmikus vevő (1), hullámgerjesztő (2), szeizmopenetrométer (3) és rezgésregisztráló (4). A hullámgerjesztő kónikus vége 40 cm^2 alapterületű, és a 6. rúd segítségével verhető le a kívánt mélységig. A rúd felső részéhez erősített 7. jelű alátét a 8. jelű lappal érintkezik, amikor az ütés pillanatában a 9. jelű tag tömege ráhat. Megállapították, hogy a tőzegek alakváltozási jellemzői az $R=\varrho_d v_s$ akusztikai szilárdsággal hozhatók összefüggésbe (a longitudinális hullámok a szűk sebességi határok miatt nem alkalmasak a feladat megoldására), ezért a transzverzális hullámok v_s sebességének mérésére alkalmas szeizmopenetrométert (3) alakítottak ki. A berendezés a 10. jelű kónuszos szondából áll, amelynek belsejében két szeizmikus felvevő (11) van elhelyezve, a 12. jelű rúdra merőlegesen; a rúdon forgattyúkar van a szonda lehajtására és dinamométer (13) a nyomóerő mérésére. A v_s terjedési sebesség a rezgés beérkezésének t idejéből számítható. A szeizmopenetrométert és a rezgésgerjesztőt különböző mélységekre lehajtva v_s mélységi változása is meghatározható.

3.4.1.5. Számszerű értékek és empirikus összefüggések

A (3.55) egyenletben szereplő C_c *kompressziós index* a KOGURE és OHIRA (1977) által összeállított korrelációs mátrix szerint w-vel, e-vel és ϱ_d-vel van szoros összefüggésben.

Legértékesebbek számunkra a víztartalommal és a száraz térfogatsúllyal fennálló összefüggések, mert ezek számításához nem szükséges ϱ_s ismerete. A C_c, w összefüggést különböző szerzők a következők szerint adják meg:

Szerzők	Összefüggés
KOGURE és OHIRA (1977)	$C_c = 0{,}013\ (w-7)$
MAEGUCHI et al. (1965)	$C_c = 0{,}0086\ w$
NATIONAL RES. COUNCIL of CANADA (1969)	$C_c = (0{,}0075–0{,}011)\ w$
JONAS (1964)	$C_c = 0{,}01575\ w - 0{,}25$
AZZOUZ et al. (1976)	$C_c = 0{,}0115\ w$

A szórás viszonylag nagy, pl. $w = 1000\%$-ra a különböző szerzők által felvenni javasolt értékek (a felsorolás sorrendjében): 6,0, 8,6, 7,5–11,0, 15,5 és 11,5, tehát az átlag $C_c = 10$, a szórás pedig 3,4 ($C_v = 0{,}34$).

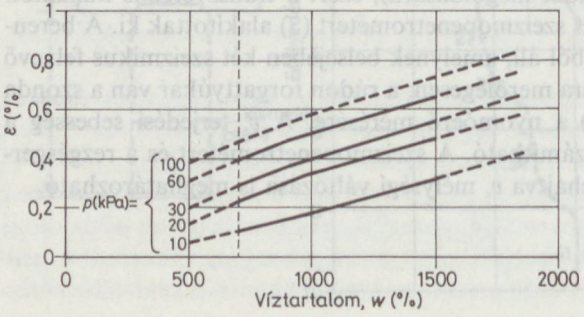
A száraz térfogatsűrűség ismeretében KOGURE és OHIRA (1977) szerint C_c a következő kifejezésből számítható:

$$C_c = 14{,}56\ \varrho_d^{-1{,}37}, \tag{3.63}$$

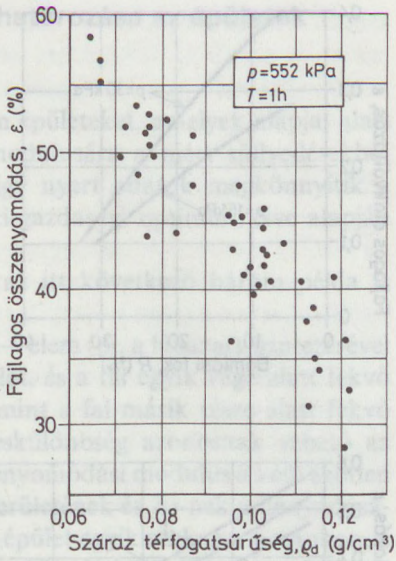
ahol ϱ_d kN/m^3-ben helyettesítendő.

A C_c, e összefüggésre a szakirodalomban a következőket találjuk:

Szerzők	Összefüggés
KOGURE és OHIRA (1977)	$C_c = 0{,}62\ (e-0{,}56)$
WATANABE és IMOTO (1962)	$C_c = 0{,}545\ (e-0{,}756)$
MAEGUCHI et al. (1965)	$C_c = 0{,}5\ (e-1)$



3.40. ábra. $\varepsilon = f\ (w,\ p)$ összefüggés a CARLSTEN (1988) által vizsgált tőzegre



3.41. ábra. A fajlagos összenyomódás változása a száraz térfogatsűrűséggel (HANRAHAN, 1954)

A szórás itt is eléggé jelentős, pl. $e=10$-re a három egyenlet $C_c=5{,}9$–$5{,}0$–$4{,}5$-et ad.

KOGURE és OHIRA (1977) a (3.55) kifejezésben szereplő p_c-re is ad összefüggést, eszerint

$$p_c\ [\mathrm{kg/cm^2}] = 43{,}9 \cdot w^{-0{,}913}\,. \tag{3.64}$$

A következőkben néhány példát látunk a *fajlagos összenyomódás* (ε) számszerű értékére, illetve ennek más fizikai jellemzőkkel fennálló kapcsolatára.

A *3.40. ábra* egy példán ε változását mutatja be w függvényében, a paraméter a mintára ható p feszültség. Eszerint a víztartalom 500%-ról 1500%-ra való növekedése a $p=20$–100 kN/m²-es tartományban a fajlagos alakváltozást 2,9–1,9-szeresére növeli.

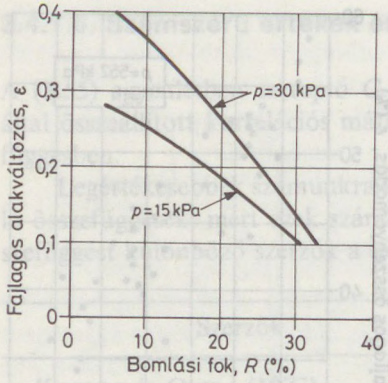
A *3.41. ábra* azt bizonyítja, hogy a fajlagos alakváltozás milyen jelentős mértékben nő a száraz térfogatsűrűség (ϱ_d) csökkenésével. A „tömörebb" ($\varrho_d=0{,}2$–$0{,}8$ g/cm³) kategóriára SZILVÁGYI (1965) a következő összefüggést kapta:

$$\varepsilon(\%) = 54{,}5 - 36{,}3\,\varrho_d\,. \tag{3.65}$$

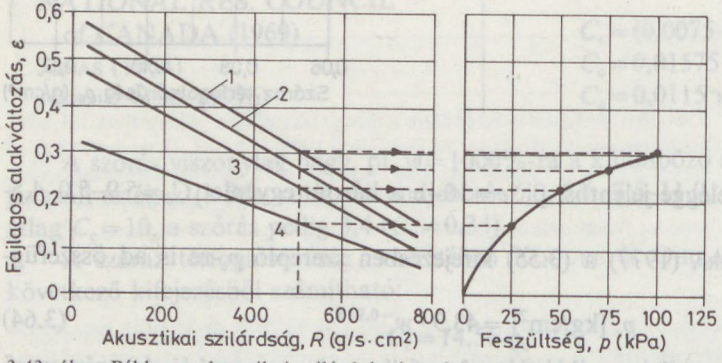
A tőzeg bomlásával a fajlagos alakváltozás csökken. Egy erre vonatkozó empirikus összefüggést mutat be a *3.42. ábra.*

A 3.4.1.4. fejezetben tárgyalt akusztikai szilárdság ($R=\varrho_d \cdot v_s$) és a fajlagos alakváltozás közötti összefüggésre mutat be példát a *3.43. ábra.*

Legnagyobb érdeklődésre az *összenyomódási modulusra* vonatkozó adatok tartanak számot. Sajnálatos módon erre vonatkozó irodalmi adatokat alig találunk, és azok nagy része is hiányos (elsősorban abban a vonatkozásban, hogy a szerzők nem adják meg a feszültségi tartományt). A víztartalom vonatkozásában azt állapíthatjuk meg, hogy $w=400$ és 800% között $E_s=500$–800 kPa, $w=1200$–1400% felett pedig



3.42. ábra. A fajlagos alakváltozás változása a tőzeg bomlási fokával (TOKAR és SZOLOMONOV, 1972)



3.43. ábra. Példa az akusztikai szilárdság és a fajlagos alakváltozás közötti összefüggésre, ebből a kompressziós görbe megszerkesztésére (EVGENEV és SZESZKOV, 1976); *1* $p=100$ kPa, *2* $p=75$ kPa, *3* $p=50$ kPa, *4* $p=25$ kPa

200–250 kPa, de E_s nagymértékben függ a tőzeg fajtájától is. Az E_s, ϱ_d kapcsolatra SZILVÁGYI (1973) adott összetartozó értékeket, éspedig a $\varrho_d = 0{,}4$–$1{,}4$ g/cm^3-es tartományra; az ezekből számított regressziós egyenlet:

$$E_s\,[\text{kPa}] = 3260\,\varrho_d + 550\,, \tag{3.66}$$

ahol E_s a σ_g és a $\sigma_g + 60$ közötti feszültségi tartományt jellemzi, ϱ_d pedig g/cm^3-ben helyettesítendő. A hézagtényezővel való változásra AMARYAN (1988) a következő összefüggést adja meg:

$$E_s\,[\text{MPa}] = 6{,}3 \cdot e^{-1{,}32}\,. \tag{3.67}$$

Összegezve az ezen fejezetben írottakat: az irodalomban közölt empirikus összefüggések csak általános tájékozódásra, az alakváltozás várható nagyságrendjének becslésére alkalmasak, szorosabb kapcsolatok csak a vizsgált területre jellemző paraméterek segítségével állíthatók elő.

3.4.1.6. Az összenyomódási modulus meghatározása az épületek süllyedéséből

Ha a tervezett objektum közelében találunk olyan épületeket, amelyek alapjai alatt szerves rétegek vannak, ezek összenyomódási modulusára a mért süllyedésekből viszonylag pontos értékeket számíthatunk. Az így nyert adatok megkönnyítik a tervezett épület alapozási rendszerének a műszaki-gazdasági optimum elve alapján való megtervezését.

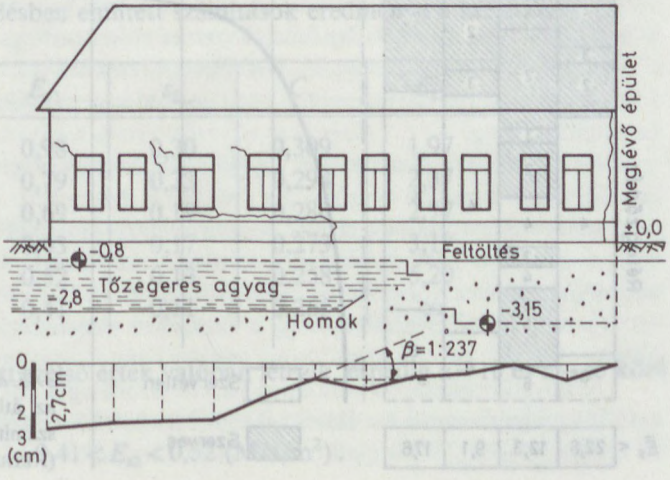
Az eljárás a *rétegződéstől* függ, amint azt az itt következő három példa is bizonyítja (RÉTHÁTI, 1977a).

1. példa. Ha valamely — eredetileg vízszintes — elem (pl. a lábazat) szintezésével határoztuk meg egy falszakasz deformációs vonalát, és a fal egyik vége alatt fekvő talaj kompresszibilitása nagyságrendileg kisebb, mint a fal másik része alatt fekvő talajé, akkor az előbbi helyen mért Δs süllyedéskülönbség azonosnak vehető az ismeretlen s süllyedéssel. Ebben az esetben az összenyomódási modulus a kedvezőtlen réteg feküjéig megszerkesztett feszültségi ábra F területének és Δs-nek a hányadosaként számítható. A *3.44. ábrán* látható földszintes épület egyik szakasza homokon, a másik 2 m vastag tőzegeres agyagon áll. A mért süllyedéskülönbség ($\Delta s = 2{,}7$ cm) megbízhatóságát alátámasztja az a körülmény, hogy két — homokon álló — sarokhoz viszonyítva is ugyanezt mérték. A számítások szerint

$$E_s = \frac{F}{s} \cong \frac{F}{\Delta s} = 3170 \text{ kN/m}^2 ,$$

ahol F ($= 85{,}6$ kN/m) a feszültségi ábra területe a 116 kN/m^2-rel igénybe vett, $B = 0{,}45$ m széles sávalapok alatt.

2. példa. Ha az altalajt az épület teljes területén, a határmélységen belül szervetlen rétegek és két vagy több szerves réteg alkotja, akkor utóbbiaknak csak az átlagos

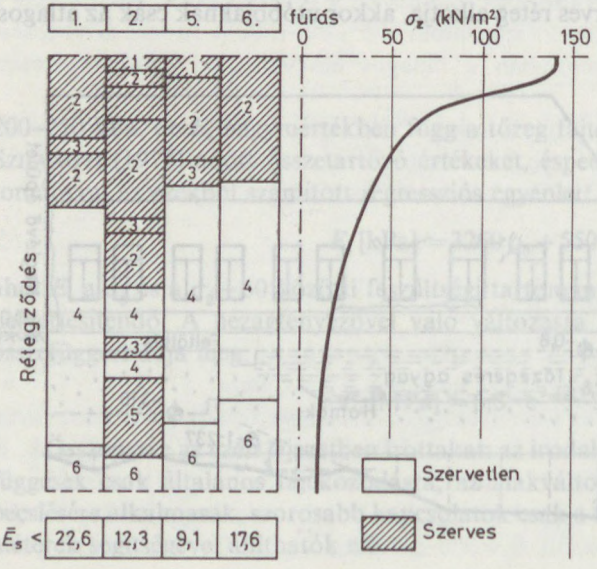


3.44. ábra. Egy budapesti toldaléképület károsodásának körülményei (RÉTHÁTI, 1977a)

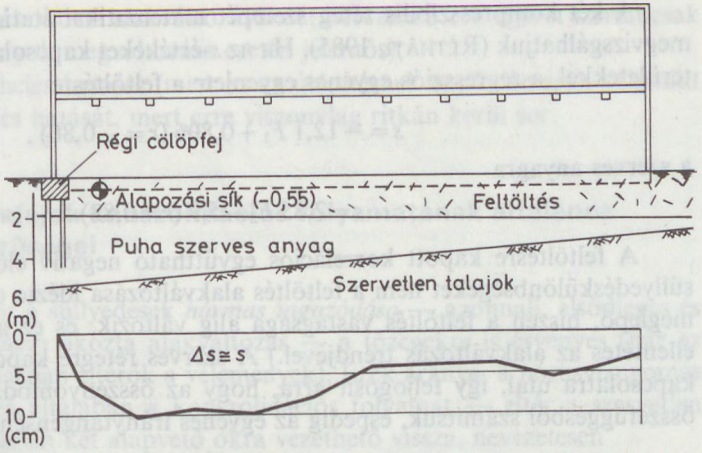
összenyomódási modulusát tudjuk meghatározni. (Ennek is csak a felső határát, mivel itt az $s \sim \Delta s$ feltételezés nem reális.) A *3.45. ábra* egy háromszintes épület altalajviszonyait és a sávalapjai alatt fellépő feszültségek alakulását mutatja be. Az alapok alatt négy különböző szerves réteg fekszik, egymáshoz és a szervetlen réteghez viszonyítva szeszélyes területi és mélységi eloszlásban. A lábazaton mért Δs relatív süllyedésekből és a feszültségi ábra megfelelő részterületeinek összegéből számított összenyomódási modulusok 910 és 2260 kN/m^2 között változtak, $\bar{E}_s = 1540$ kN/m^2-es átlaguk az előzőek értelmében felső határnak tekintendő.

3. példa. Ha az alaptest alatt két erősen összenyomható réteg fekszik, és az egyiknek a vastagsága a vizsgált szakaszon közel állandó, akkor ennek összenyomódási modulusa (E_{s1}) még közelítőleg sem határozható meg. A másik rétegre vonatkozóan a következőképpen járhatunk el. Felveszünk egy $\alpha = E_{s1}/E_{s2}$ arányt, és ennek alapján minden mérési ponton számítunk egy E_{s2}-t. Legreálisabbnak azt az E_{s2}-értéket tekinthetjük, amelynek az átlag körüli szórásra jellemző variációs tényezője a legkisebb. A követendő eljárásra a *3.46. ábra* kapcsán látunk példát. A balatonfüredi hajógyár 60 · 20 m^2 alapterületű csarnokszerkezete 1960-ban, a félszélességben épített födém, a válaszfalak és a 12–12 pillért alátámasztó szalagalapok 1962/63-ban létesültek. Az 1964-ben végzett vizsgálat megállapította, hogy a szalagalap és a födémgerenda a Balaton felőli oldalon eltört, a válaszfalakon széles repedések jelentek meg; a mért maximális süllyedéskülönbség 107 mm volt. A $B = 0{,}50$ m széles szalagalapok 100 kN/m^2 talpfeszültséget adnak át az altalajnak. Az egyik szalagalapot a Balaton felőli oldalon egy régi, mozdulatlannak tekinthető cölöpfejhez kötötték. A laboratóriumi vizsgálatok szerint a szerves agyag főbb fizikai jellemzői: $w = 76\%$, $w_p = 42\%$, $I_{om} = 11\%$.

A pillérek relatív süllyedését, az alattuk fekvő feltöltés és szerves réteg vastagságát, valamint a feszültségi ábra megfelelő lamelláinak területét a *3.8. táblázat* tünteti



3.45. ábra. Példa (Budapest, Göncöl u.) az átlagos összenyomódási modulus számítására több szerves réteg esetén (Rétháti, 1977a)



3.46. ábra. A balatonfüredi hajógyár csarnokának alapozási viszonyai és relatív süllyedései (RÉTHÁTI, 1977a)

3.8. táblázat. A balatonfüredi hajógyár pilléreinek relatív süllyedései (Δs, mm), a feltöltés és a szerves réteg vastagsága (v_1 és v_2, m), valamint a feszültségi ábra lamelláinak területe (F_1 és F_2, kN/mm) (RÉTHÁTI, 1985)

Pillér jele:	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
$\Delta s \approx s$	107	98	103	82	42	41	49	56	41	30
v_1	1,3	1,35	1,35	1,35	1,4	1,4	1,45	1,5	1,55	1,6
v_2	3,1	2,85	2,4	2,4	1,95	1,7	1,45	1,15	0,9	0,8
F_1	58,7	59,7	59,7	59,7	60,7	60,7	61,7	62,7	63,7	64,7
F_2	37,2	34,7	31,1	31,1	23,6	23,6	20,6	16,7	13,4	11,9

fel. (A $\Delta s \approx s$ egyenlőség azt kívánja kifejezni, hogy az 1. jelű pillért tartó cölöpök feltételezhető mozdulatlansága miatt a süllyedés a süllyedéskülönbséggel vehető azonosnak.) Az előző bekezdésben említett számítások eredménye a következő:

α	E_{s2}	s_E	C_v	E_{s1}
2	0,98	0,30	0,309	1,97
3	0,79	0,23	0,294	2,37
4	0,69	0,19	0,280	2,77
5	0,63	0,17	0,273	3,17
10	0,52	0,13	0,258	5,20
∞	0,41	0,11	0,265	∞

Eszerint a feltételezett szélső érték valóban létezik, éspedig $\alpha = 10$ és $\alpha \to \infty$ közé esik. Ez azt jelenti, hogy

$$0{,}41 < E_{s2} < 0{,}52 \text{ (MN/m}^2\text{)}.$$

A két kompresszíbilis réteg szerepét matematikai statisztikai módszerekkel is megvizsgálhatjuk (RÉTHÁTI, 1985). Ha az s-értékeket kapcsolatba hozzuk az F_1 és F_2 területekkel, a regressziós egyenes egyenlete a feltöltésre

$$s = -12{,}1\, F_1 + 0{,}806 \quad (r = -0{,}80),$$

a szerves anyagra

$$s = 2{,}85\, F_2 - 5{,}9 \quad (r = 0{,}88).$$

A feltöltésre kapott korrelációs együttható negatív előjele arra utal, hogy a süllyedéskülönbségeket nem a feltöltés alakváltozása idézte elő. (Az eredmény nem meglepő, hiszen a feltöltés vastagsága alig változik, és ez a kis változás is éppen ellentétes az alakváltozás trendjével.) A szerves rétegre kapott nagy r-érték szoros kapcsolatra utal, így feljogosít arra, hogy az összenyomódási modulust ebből az összefüggésből számítsuk, éspedig az egyenes iránytangensének reciprokaként:

$$E_{s2} = \frac{1}{2{,}85} = 0{,}35 \text{ MN/m}^2.$$

Hasonló eredményt kapunk, ha minden pillér helyén kiszámítjuk az $F_2/\Delta s$ hányadosként értelmezett összenyomódási modulust; eszerint az ezekre képzett átlagos összenyomódási modulus

$$\bar{E}_{s2} = 0{,}40 \pm 0{,}112 \text{ MN/m}^2.$$

A két változó (F és s) közötti szoros kapcsolatra utal, hogy E_{s2} variációs tényezője mindössze 0,28.

3.4.2. A szerves talajok konszolidációja

A konszolidációs folyamat előrejelzésének megbízhatósága számos gyakorlati feladat eredményes megoldásának alapfeltétele:

— a semleges feszültség változásával a nyírószilárdság (így a rézsűk állékonysági biztonsága és az alapok talajtöréssel szembeni biztonsága is) változik;

— a veszélyeztetett vagy károsodott épületeknek a kritikus mozgáselemmel (pl. a kritikus szögforgással) szembeni végleges biztonsága csak a teljes süllyedés ismeretében ítélhető meg;

— a biztonságos alapozást szolgáló előterhelés megtervezéséhez a konszolidációs folyamat ismerete is szükséges (vö. a 3.6. fejezettel).

A szervetlen talajokhoz viszonyítva jelentős eltérésekkel kell számolnunk, részben a szerves talajok (tőzegek) különleges szerkezete, részben az alakváltozások nagyságrendje és a konszolidációt irányító paraméterek időbeli változása miatt. Ezek az eltérések olyan jelentősek, hogy a klasszikus elméletek módosítását teszik szükségessé.

A következőkben az általános törvényszerűségekkel (3.4.2.1. fejezet), majd az ezeket figyelembe vevő elméletekkel (3.4.2.2.–3.4.2.8.), végül a paraméterek számszerű értékeivel (3.4.2.9.) foglalkozunk. Nem tárgyaljuk

— a szerves bomlás okozta alakváltozásokat (mert ez a 3.1.4. fejezet szerint csak a geohidrológiai viszonyok megváltozása esetén jelentős),

— az ismételt terhelés hatását (mert ez az útépítésnek egyik témája), valamint

— a kémiai kezelés hatását, mert erre viszonylag ritkán kerül sor.

3.4.2.1. A szerves talajok konszolidációs folyamatának általános törvényszerűségei

A megfigyelések szerint a süllyedések *hármas tagozódása* — azonnali, elsődleges és másodlagos konszolidáció okozta alakváltozás — a tőzegekre is érvényes (bár az utolsó fázis vonatkozásában eltérők a vélemények). Ezek aránya, a pórusvíznyomás időbeli változása — és általában a konszolidációs folyamat — eltér a szervetlen talajokétól; ez elsődlegesen két alapvető okra vezethető vissza, nevezetesen

— a sajátságos szerkezetre és

— a konszolidáció paramétereinek jelentős mértékű időbeli változására.

A tőzegek *szerkezetét* (a nagymértékben humifikálódott válfajúakat kivéve) anyaguk vegyes felépítése jellemzi. A vázat a rostok alkotják, az általuk kialakított makropórusokat olyan pépszerű massza (a mátrix) tölti ki, amelyre a mikropórusok hálózata a jellemző. Az előbbit a szabad és a kapilláris vízkészlet, a nagy áteresztőképesség, az utóbbit a kötött víz jelenléte és egy lényegesen kisebb áteresztőképesség jellemzi. E sajátságos felépítés hatását a konszolidációs folyamatra a következőképpen értékelhetjük.

Barden (1968) szerint a nagy pórusokban (és csak ott!) az elsődleges konszolidáció végén a pórusvíznyomás zérus lesz, ekkor indul meg a kis pórusokból a víz kinyomódása. Hasonló véleményen van Adams (1963) és De Jong (1966, 1968) is. Adams (1965) szerint egyensúlyi állapot akkor áll be — innen kezdve u és i állandó —, amikor a rostok és a massza kompressziós sebessége azonos. A pórusvíz mozgása az első fázisban jól megfigyelhető, a mikropórusokból való kinyomódás viszont nem (Dhowian és Edil, 1980).

A tőzeg konszolidációs *paramétereinek* időbeli változása olyan nagymértékű, hogy szükségessé teszi az egydimenziós konszolidáció elméletének a felülvizsgálatát. Mint ismeretes, ezen elméletének érvényességét Terzaghi — többek között — a következő két feltétel teljesüléséhez kötötte:

— a k-tényező állandó (és a *Darcy*-törvény érvényes),

— a talaj összenyomódási modulusa ($E_s = 1/m_v$) a konszolidációs folyamat alatt nem változik.

Egyértelműen megállapíthatjuk, hogy ez a két feltétel tőzegek esetén nem teljesül. Amint azt a 3.3.7. fejezetben láttuk, $p = \text{const}$ feszültség hatására az áteresztőképesség a kezdeti értéknek akár 1/1000–1/10 000-ed részére csökkenhet. Hasonlóképpen nem hanyagolható el E_s-nek a fokozatos tömörödés okozta folyamatos növekedése sem, ami a szokatlanul nagy alakváltozás következménye (l. pl. Hanrahan, 1954).

Az áteresztőképesség (és az összenyomódási modulus) nagymértékű változása azt jelenti,

hogy a

$$C_v = \frac{kE_s}{\varrho_v} \tag{3.68}$$

kifejezés által definiált konszolidációs együttható nem állandó. Így C_v nemcsak a feszültségnek és a hézagtényezőnek — esetleg a terhelési lépcsők kialakításának (AMARYAN et al., 1973) — a függvénye, hanem az állandó értéken tartott terhelés mellett is időfüggő. Egy — nem is szélsőséges — példát a következő idősor mutat be (KOVALENKO, 1973):

eltelt idő (óra)	0	1	24	120
C_v (cm²/s)	$4{,}5 \cdot 10^{-4}$	$2{,}1 \cdot 10^{-5}$	$1{,}1 \cdot 10^{-5}$	$6{,}6 \cdot 10^{-6}$

TERZAGHI alapfeltevései között szerepel egy harmadik is, aminek teljesülése tőzegek esetén kétséges, nevezetesen az, hogy a folyadék és a szemcsék *összenyomhatatlanok* (SAMSON és LA ROCHELLE, 1972). A rostok ugyanis jelentős mértékben összenyomódnak, ami azzal a következménnyel jár, hogy az elsődleges konszolidáció alatt a tehernek csak egy részét veszik át (ADAMS, 1965). Ami a folyadékot (a vizet) illeti, ennek — a rostokénál kisebb mértékű — kompresszibilitását a benne lévő gáz idézheti elő (BERRY és VICKERS, 1975).

Amint az az előzőekből kiderül, a TERZAGHI által tett hat alapfeltevés közül tőzegek esetén három (de legalább kettő) nem teljesül. Ez késztette a kutatókat arra, hogy az egydimenziós konszolidáció elméletét *módosítsák* (3.4.2.–3.4.8. fejezetek).

Ennek ellenére egyes szerzők (EVGENEV, 1966; KONOVALOV et al. (1985) szerint az eredeti modell elfogadható, legalábbis $I_{om} < 20\%$-ra (ARMAN, 1970), sőt EVGENEV (1964) szerint jobban, mint ásványos talajokra, mert 1. a tőzegben több a pórus, mint a szilárd rész, így folytonos hidraulikai rendszerről van szó, 2. a víz kompresszibilitása elenyészően kicsi a talajéhoz képest, 3. a nyírószilárdság nagy részét a szerkezeti kohézió adja, a laza tőzeg kötöttségi foka kicsi.

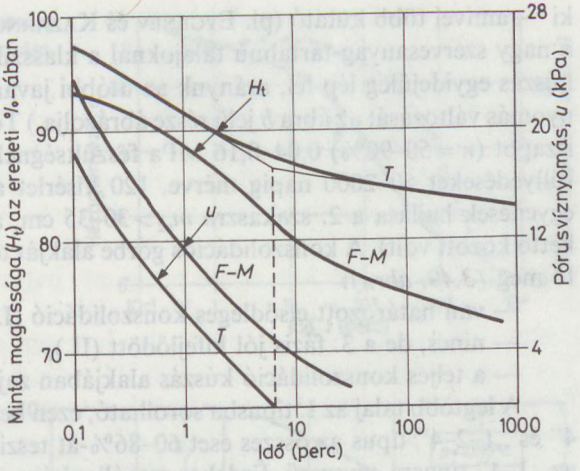
Sok kutató felveti a Terzaghi-elmélet azon tételének érvényességét is, amely szerint

$$\frac{t_1}{t_2} = \frac{h_1^2}{h_2^2}. \tag{3.69}$$

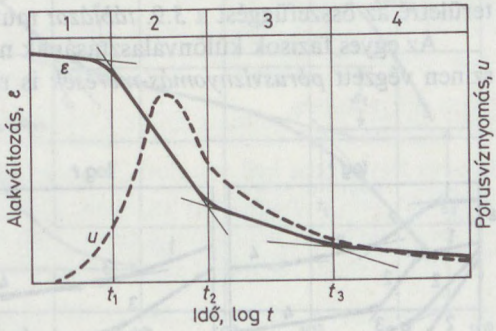
Így FORREST és MACFARLANE (1969) szerint 2 helyett az 1,5-es kitevő tűnik jobbnak. POSKITT (1971) hangsúlyozza, hogy a (3.69) kifejezés csak az elsődleges konszolidációra érvényes, és erre is csak akkor, ha viszkózus jelenségek nem lépnek fel. Helyesnek tartja az összefüggést EVGENEV (1964) és — kísérletei alapján — HANRAHAN (1954), utóbbi azzal, hogy a *teljes* elmélet tőzegre nem igaz. Adott esetben arra kell törekednünk, hogy a

$$\frac{t_h}{t_l} = \left(\frac{H_h}{H_l}\right)^i$$

kifejezés i hatványkitevőjét is meghatározzuk (a h index a helyszínre, az l index a



3.47. ábra. A minta magasságának és a pórusvíznyomásnak változása az időben: *F—M* FORREST és MACFARLANE (1969) egyik kísérlete, *T* TERZAGHI elmélete szerint



3.48. ábra. A konszolidáció négy fázisa (*1–4*) és a pórusvíznyomás ezekhez viszonyított időbeli változása JAROMKO (1983) szerint

laboratóriumra utal). A kitevő különböző szerzők szerint $i = 1$ és $i = 2$ között változik, SAMSON és LA ROCHELLE (1972) párhuzamosan végzett kísérleteinél pl. 1,6–2,0 volt.

A következő kérdés, amit meg kell vizsgálnunk, a *másodlagos konszolidáció,* ill. ennek a tőzegekre érvényes törvényszerűségei.

Több kutató is megállapította, hogy az elsődleges és másodlagos konszolidáció különválasztása a szokásos módon — az s, $\log t$ diagram vagy a pórusvíznyomás változása alapján — igen gyakran nem lehetséges. Egy laboratóriumi kísérlet eredményét mutatja be a *3.47. ábra;* ugyanezen szerzők hasonló megállapítást tettek a helyszíni kísérletek vonatkozásában is (vö. a 3.37. ábrával). Korábbi kísérletekre hivatkozva LANDVA és LA ROCHELLE (1983) megállapítja, hogy — mind laboratóriumi, mind helyszíni viszonyok között — az s, $\log t$ diagram jellegzetes S-alakja tőzegek esetén jelentősen módosulhat, attól függően, hogy a másodlagos konszolidációt (is) jellemző kúszás sebessége hogyan viszonyul az elsődleges konszolidációt jellemző sebességhez. Érdekes megállapításokat tesz ebben a vonatkozásban JAROMKO (1983); kísérletei alapján megállapítja, hogy általános esetben az s, $\log t$ görbén *négy* különböző hajlású egyenes szakasz (fázis) figyelhető meg: kúszás–elsődleges konszolidáció–másodlagos konszolidáció–kúszás *(3.48. ábra)*. A jelenség értékelésekor abból indul

ki — amivel több kutató (pl. EVGENEV és KAZARNOVSZKIJ, 1976) is egyetért —, hogy a nagy szervesanyag-tartalmú talajoknál a klasszikus (filtrációs) konszolidáció és a kúszás egyidejűleg lép fel, arányuk az utóbbi javára folyamatosan nő. (A pórusvíznyomás változását az ábra *b* jelű része ábrázolja.) Tőzeget ($w = 360–1430\%$) és szerves iszapot ($w = 50–90\%$) 0,04–0,16 MPa feszültségnek megfelelő töltéssel terhelve és a süllyedéseket 50–2000 napig mérve, 120 kísérlet alapján megállapították, hogy az egyenesek hajlása a 2. szakaszra $m_{s2} > 30–35$ cm, a 4. szakaszra $m_{s4} < 15$ cm (m_{s3} a kettő között volt). A konszolidációs görbe alakját tekintve négy típus különböztethető meg *(3.49. ábra)*:

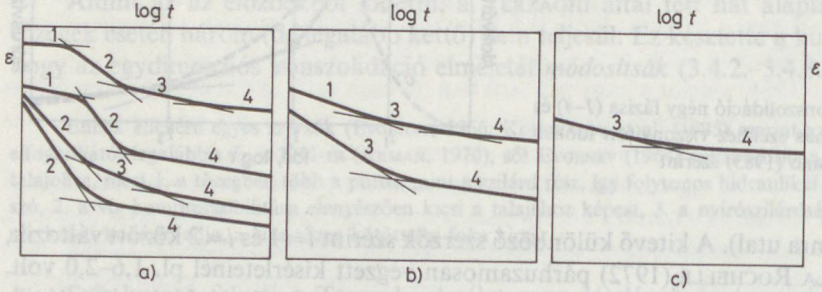
— van határozott elsődleges konszolidáció (I.), ill.

— nincs, de a 3. fázis jól kifejlődött (II.),

— a teljes konszolidáció kúszás alakjában zajlik le (III.).

A legtöbb talaj az I. típusba sorolható, ezen belül is a „2–4" típusba (az „1–2–3–4" és „1–2–4" típus az összes eset 60–86%-át teszi ki); a prognózis csak a „2–4" és az „1–4" típusra egyszerű. Érdekes megállapítása a szerzőnek, hogy a várható fajlagos alakváltozás szoros kapcsolatban van a konszolidációs görbe típusával; az adott területre az összefüggést a *3.9. táblázat* mutatja be.

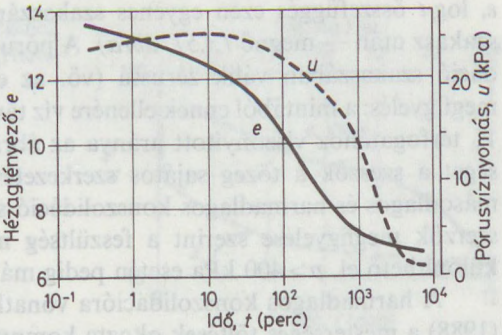
Az egyes fázisok különválasztásának nehézségeire a laboratóriumban és a helyszínen végzett *pórusvíznyomás-mérések* is rámutatnak. Már a 3.47. és a 3.48. ábra



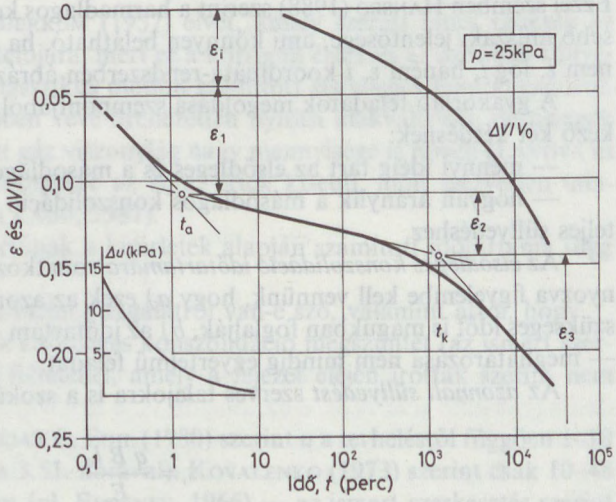
3.49. ábra. A konszolidációs folyamat típusai JAROMKO (1983) szerint; *a)* I. típus, *b)* II. típus, *c)* III. típus, *1–4* a konszolidáció különböző fázisai

3.9. táblázat. Összefüggés a konszolidációs görbe típusa és a fajlagos alakváltozás között (JAROMKO, 1983)

A konszolidációs görbe		Fajlagos alakváltozás (ε)
típusa	szakaszai	
I.	1–2–3–4	0,15–0,20
	1–2–4	0,20–0,30
	2–3–4	0,30–0,40
	2–4	>0,40
II.	1–3–4	0,05–0,10
	3–4	0,10–0,15
III.	1–4	<0,05



3.50. ábra. A tőzeg konszolidációs folyamata és a pórusvíznyomás ehhez viszonyított változása (WILSON et al., 1965)



3.51. ábra. Harmadlagos konszolidáció kialakulása DHOWIAN és EDIL (1980) szerint; ε_i, ε_1, ε_2, ε_3 az azonnali, elsődleges, másodlagos és harmadlagos konszolidáció során kialakuló fajlagos alakváltozás, Δu pórusvíztúlnyomás, V_0 a minta eredeti térfogata, ΔV térfogatváltozás a konszolidációs folyamat során

kapcsán is érzékelhettük, hogy az $u=0$ pont és az s, log t diagram görbülete nem esik egybe. Hasonló megállapítást tett LANDVA és LA ROCHELLE (1983) is: a töltések alatt mért süllyedésekből szerkesztett s, log t diagram „nem érezte meg", amikor a pórusvíznyomás zérusra csökkent. Hasonló megállapítást tettek WILSON és társai (1965) is *(3.50. ábra)*:

— u_{max} nem azonnal alakul ki, így

— a maximális görbület sokkal előbb alakul ki, mint amikor u zérusra csökken;

— $u \neq 0$ a másodlagos konszolidációs folyamat alatt sem (bár nagysága nem jelentős).

A konszolidációs görbék alakjában a szervetlen talajokhoz viszonyított eltérések miatt több szerző arra a következtetésre jutott, hogy tőzegek esetén *harmadlagos* (esetleg negyedleges) konszolidációs szakaszt is feltételezhetünk. WILSON és társai már 1965-ben megemlítik ezt a hipotézist, de részletesebben csak DHOWIAN és EDIL (1980) foglalkozott ezzel a kérdéssel. A szerzők rostos tőzeget vizsgálva azt találták, hogy egy bizonyos t_k időpont után a másodlagos konszolidációt jellemző sebesség megnő, az

ε, $\log t$ összefüggés ezen egyenes szakaszának hajlása — egy közbeiktatott görbe szakasz után — megnő *(3.51. ábra)*. A pórusvíznyomás csak a másodlagos konszolidáció szakaszában válik zérussá (vö. az előzőekben írottakkal), de ami érdekes megfigyelés: a mintából ennek ellenére víz távozik el (ΔV térfogatának a minta eredeti V_0 térfogatához viszonyított aránya az ábra felső részén látható). Ez utóbbi jelenséget a szerzők a tőzeg sajátos szerkezetével (rostok — mátrix) magyarázzák: a másodlagos és harmadlagos konszolidáció során víz távozik a mikropórusokból. A szerzők megfigyelése szerint a feszültség növelésével az utolsó két fázis nehezen különíthető el, $p > 400$ kPa esetén pedig már határozottan összeolvad.

A harmadlagos konszolidációra vonatkozó feltételezést CANDLER és CHARTERS (1988) a mesterséges töltések okozta kompresszió esetére is helyesnek találta; a 2 és 3 m magas töltések hatására kialakult süllyedések időgörbéje a *3.52. ábrán* látható. Ezzel szemben HANSBO (1988) szerint a harmadlagos konszolidációnak nincs különösebb műszaki jelentősége, ami könnyen belátható, ha az alakváltozások időgörbéjét nem ε, $\log t$, hanem ε, t koordináta-rendszerben ábrázoljuk *(3.53. ábra)*.

A gyakorlati feladatok megoldása szempontjából nagy jelentősége van a következő két kérdésnek:

— mennyi ideig tart az elsődleges és a másodlagos konszolidáció;

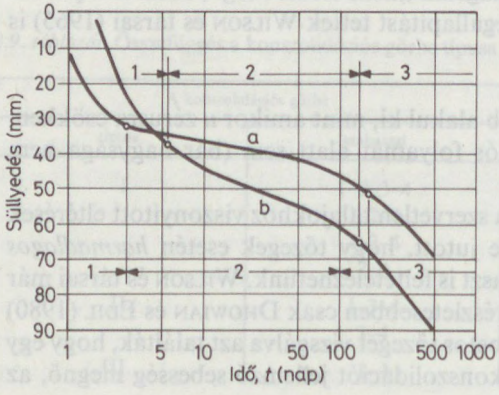
— hogyan aránylik a másodlagos konszolidáció alatt bekövetkező süllyedés a teljes süllyedéshez.

Az *elsődleges konszolidáció időtartamára* vonatkozó irodalmi adatokat tanulmányozva figyelembe kell vennünk, hogy *a)* ezek az azonnali süllyedés kialakulásához szükséges időt is magukban foglalják, *b)* az időtartam — és az s_1 elsődleges süllyedés — meghatározása nem mindig egyértelmű feladat.

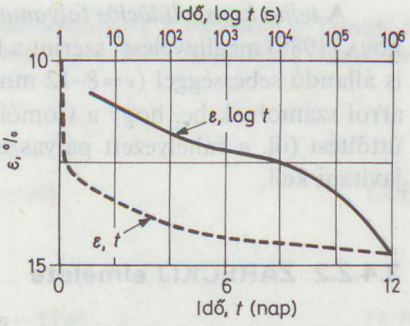
Az *azonnali süllyedést* szerves talajokra is a szokásos módon, azaz az

$$s_i = \frac{q\,B\,I_Q}{E_u}$$

képlet segítségével számíthatjuk, ahol q a talpfeszültség, B az alap szélessége, I_Q a feszültségek alaki tényezője, E_u pedig a drénezetlen összenyomódási modulus. Itt is



3.52. ábra. Harmadlagos konszolidációra utaló süllyedési időgörbe 2 m (*a*) és 3 m (*b*) magas töltések alatt (CANDLER és CHARTERS, 1988)



3.53. ábra. A harmadlagos konszolidáció jelentőségének érzékelése ε, log t és ε, t koordináta-rendszerben (Hansbo, 1988)

elfogadhatjuk Skempton és Bjerrum (1957) elvét, amely szerint nincs szükség az elsődleges kompresszió korrekciójára, mert ez a korrigált érték és az azonnali süllyedés együttesen jól egyezik a klasszikus módon számított elsődleges kompresszióval. Az azonnali süllyedés lényegében véve drénezetlen nyírási alakváltozás, de tőzegek esetén mértékét a vízben oldott gáz viszonylag nagy mennyisége is növeli (Landva és La Rochelle, 1983). Mivel tőzegekre az E_u/c_v érték kisebb, mint szervetlen talajokra, s_i is nagyobb (Foott és Ladd, 1981).

Az elsődleges konszolidációnak a kísérletek alapján számított időtartama függ attól, hogy

— laboratóriumi vagy helyszíni vizsgálatról van-e szó, valamint attól, hogy

— hogyan értelmezzük az elsődleges konszolidáció megszűntét (az ismert szerkesztés alapján vagy az $u=0$ feltétellel, amely a fejezet elején írottak szerint nem egyértelmű módszer).

A laboratóriumban Dhowian és Edil (1980) szerint u a terheléstől függően 1–10 perc alatt zérus lesz (vö. még a 3.51. ábrával), Kovalenko (1973) szerint csak 10–48 óra múlva. Más szerzők szerint (pl. Evgenev, 1966) — az ismert szerkesztés szerint — ez az időtartam 2–6 óra is lehet. A helyszínen — a tőzeg lényegesen nagyobb vastagsága miatt — ezek az értékek jelentős mértékben megnőnek: Candler és Charters (1988) 2 és 3 m magas töltés esetén a szerkesztésből 2–5 napot, Samson és La Rochelle (1972) a három lépcsőben felhordott kísérleti töltés (legnagyobb magassága 5,8 m volt) alatti tőzegre 5–10, 17–26, ill. 55–200 napot kapott. Az adatok értékelésekor természetesen figyelembe kell vennünk, hogy az időtartam függ a tőzeg típusától és fizikai jellemzőitől is.

A *másodlagos kompresszió arányára* vonatkozó adatok értékelésekor szem előtt kell tartanunk, hogy ez függ

— a tőzeg típusától és fizikai jellemzőitől,

— a megfigyelés időtartamától (kivárták-e a konszolidáció teljes lecsengését),

— az elsődleges konszolidáció befejeződésének értelmezésétől (l. előbb), valamint attól, hogy

— laboratóriumi vagy helyszíni kísérletről van-e szó.

A másodlagos konszolidáció okozta s_2 süllyedés és a teljes s_t süllyedés arányára Evgenev (1966) 0,1-et, Samson és La Rochelle (1972) 0,05–0,1-et, Forrest és MacFarlane (1969) 0,26-ot, Kazarnovszkij (1988) 0,29-ot kapott.

A *teljes konszolidációs folyamat időtartama* több év vagy évtized. Így pl. NIKIFOROVA (1988) megfigyelései szerint a leningrádi lakóépületek elkészültük után 10 évvel is állandó sebességgel ($v = 8$–12 mm/év) süllyedtek, DE PAOLI és társai (1988) pedig arról számolnak be, hogy a Comói-tó közelében épített, 5–7 m vastag tőzegen álló úttöltést (ill. a ráhelyezett pályaszerkezetet) elkészülte után 100 évvel is állandóan javítani kell.

3.4.2.2. ZARECKIJ elmélete

A nemlineáris konszolidáció differenciálegyenletét ZARECKIJ (1970) a következő alakban írja fel:

$$\left(1+\frac{A}{a\psi}\right)\frac{\partial\psi}{\partial t}+A\frac{\partial q}{\partial t}=C_{v0}\frac{\partial}{\partial z}\left[\psi^{n-1}\frac{\partial\psi}{\partial z}\right], \tag{3.70}$$

ahol

$$A=\frac{\bar{e}}{e_0-e_k}\,\frac{1-S_r}{p_a}, \tag{3.71}$$

$$c_{v0}=\frac{(1+\bar{e})\,k_0}{\varrho_v\,(e_0-e_k)\,a}. \tag{3.72}$$

A képletben q a terhelő feszültség, a a kompressziós görbéből kivehető tömörödési együttható (cm^2/kp), $\bar{e}$ az átlagos, e_0 a kezdeti, e_k a végleges hézagtényező, k_0 a kezdeti áteresztőképességi együttható (így c_{v0} a kezdeti konszolidációs együttható). A ψ függvény a hézagtényező és k változását írja le:

$$\psi=\frac{e-e_k}{e_0-e_k} \tag{3.73}$$

és

$$k=k_0\,\psi^n, \qquad \text{ahol } n\geq 1\,. \tag{3.74}$$

Ha $S_r=1$ és $q=\text{const.}$, (3.70) a következő egyszerű alakban írható fel:

$$\frac{\partial\psi}{\partial\tau}=\frac{\partial}{\partial\zeta}\left[\psi^{n-1}\frac{\partial\psi}{\partial\zeta}\right], \tag{3.75}$$

ahol

$$\tau=\frac{\pi^2\,c_{v0}\,t}{4\,h^2}, \tag{3.76}$$

és

$$\zeta=\frac{\pi\,z}{2h}. \tag{3.77}$$

Ha $n=1$ (tehát k lineáris függvénye a hézagtényező-változásnak), a süllyedések a Terzaghi-féle konszolidációs elmélet szerint zajlanak le az időben [$\Delta e = a\,(q-p)$, $k=$const. és $c_v=$const.], de a pórusvíz disszipációja lassúbb folyamat.

A megfigyelések szerint

$$\psi = \exp\left[-a\,(q-p)\right], \tag{3.78}$$

ahol p a pórusvíztúlnyomás.

Ha $n \neq 1$, célszerű feltételezni, hogy

$$\psi^{n-1} = \exp\left[-a\,(n-1)\,q\right], \tag{3.79}$$

így a (3.75) alatti differenciálegyenlet új alakja:

$$k = \frac{s_t}{s} = \frac{1}{1-\exp\left(-aq\right)}\left[1 - \frac{2}{\pi}\int_0^{\pi/z} \psi \, d\zeta\right], \tag{3.80}$$

megoldása pedig

$$= 1 - \frac{8}{\pi^2} \sum_{m=1,3,\ldots}^{\infty} \frac{1}{m^2} \exp\left(-m^2\,\tau^*\right), \tag{3.81}$$

ahol

$$\tau^* = \frac{1}{\tau}\sqrt{\exp\left[-a\,(n-1)\,q\right]}\,. \tag{3.82}$$

A $0<k<0{,}6$ tartományban a közelítő értéke:

$$k = 0{,}72\sqrt{\tau^*}\,. \tag{3.83}$$

Zareckij (1970) számításai szerint az általa levezetett képlet $k=0{,}6$-ig közelítőleg a klasszikus elmélettel számítható értéket szolgáltatja.

3.4.2.3. KOVALENKO elmélete

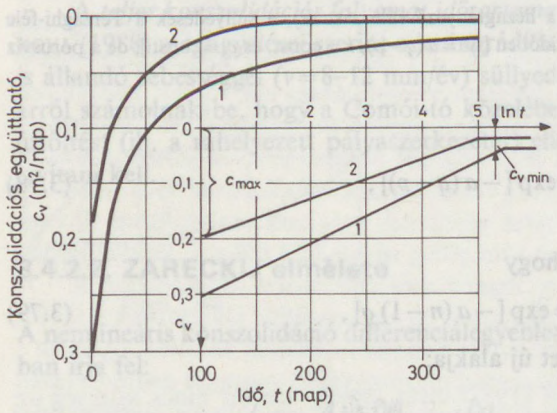
Kovalenko (1973) abból indul ki, hogy a Terzaghi-féle differenciálegyenletben szereplő c_v konszolidációs együttható nem konstans, hanem az idő függvénye:

$$\frac{\partial p}{\partial t} = c_v(t)\,\frac{\partial^2 p}{\partial z^2}\,. \tag{3.84}$$

Helyszíni kísérletek szerint

$$c_v = -\frac{4H^2}{\pi^2 t}\ln\left(1-k\right), \tag{3.85}$$

ahol $2H$ a víz útjának hossza.



3.54. ábra. A c_v, t és c_v, $\log t$ összefüggés tőzegre, KOVALENKO (1973) megfigyelései szerint; *1* $R=20\%$, $v=1650\%$, $e_0=17{,}9$; *2* $R=12\%$, $w=1780\%$, $e_0=18{,}6$

A *3.54. ábra* két különböző tőzeggel végzett vizsgálat alapján a $c_v(t)$ és $c_v(\ln t)$ összefüggést mutatja be. Az utóbbi egy t_1 időpontig lineáris, innen $c_v=\text{const}$. Ennek alapján felírható, hogy

$$\ln t = \frac{c_{v\,max} - c_{v\,min}}{m}, \tag{3.86}$$

ahol m az egyenes hajlása.

Kifejezve c_v-t és a (3.84) egyenletbe helyettesítve a $t<t_1$ esetre

$$\frac{1}{c_{v\,max} - m \ln t} \frac{\partial p}{\partial t} = \frac{\partial^2 p}{\partial z^2}, \tag{3.87}$$

a $t>t_1$ esetre pedig

$$\frac{\partial p}{\partial t} = c_{v\,min} \frac{\partial^2 p}{\partial z^2}. \tag{3.88}$$

alakú differenciálegyenletet kapjuk.

A (3.87) alatti differenciálegyenlet a véges differenciák módszerével, számítógép segítségével könnyen megoldható.

A javasolt módszer jó közelítésnek tekinthető (ezt szerzője számpéldával igazolja), hátránya azonban, hogy ehhez m és t_1 ismerete szükséges. E két paraméterre KOVALENKO (1973) kísérletei alapján a *3.10. táblázat* ad tájékoztató értékeket.

3.4.2.4. BERRY és POSKITT elmélete

Mivel minden konszolidációs elméletnek a térfogat-kontinuitási egyenlet képezi az alapját, a szerzők is ebből indulnak ki, éspedig ennek a k-tényező változását is figyelembe vevő alakjából. Erre az esetre GIBSON et al. (1967) adtak megoldást; a megfelelő differenciálegyenlet a következők szerint vezethető le.

3.10. táblázat. Az m és t_1 paraméterek értékei KOVALENKO (1973) elméletéhez

A tőzeg jellemzői	σ (kN/m^2)	t_1 (nap)	m
$R=8$–15%, $w=1580\%$, $e_0=19{,}7$	43 58	385 238	$6{,}3\cdot10^{-2}$ $4{,}1\cdot10^{-2}$
$R=15\%$, $w=1370\%$, $e_0=14$	71	194	$2{,}3\cdot10^{-2}$
$R=20$–25%, $w=1640\%$, $e_0=18{,}1$	50 80	311 115	$1{,}1\cdot10^{-3}$ $5{,}3\cdot10^{-4}$
$R=32$–40%, $w=1270\%$, $e_0=15{,}6$	30 50 75	408 290 215	$8{,}8\cdot10^{-3}$ $2{,}1\cdot10^{-3}$ $7{,}3\cdot10^{-4}$

Kiindulva a

$$\frac{\partial}{\partial z}\left(\frac{k}{\varrho_v}\frac{\partial u}{\partial z}\right)=\frac{1}{1+e}\frac{\partial e}{\partial t} \tag{3.89}$$

alakban felírt differenciálegyenletből és a

$$\frac{\mathrm{d}z}{\mathrm{d}z_0}=\frac{1+e}{1+e_0}$$

összefüggés segítségével áttérve a kezdeti $\mathrm{d}z_0$ lamellavastagságra azt kapjuk, hogy

$$\frac{(1+e_0)^2}{\varrho_v}\frac{\partial}{\partial z_0}\left(\frac{k}{1+e}\frac{\partial u}{\partial z_0}\right)=\frac{\partial e}{\partial t}. \tag{3.90}$$

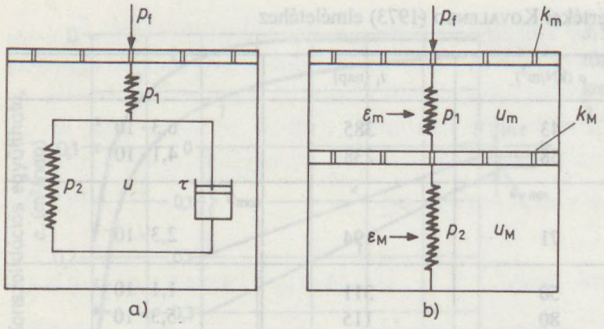
A k-tényező és e közötti összefüggésre a mérnöki gyakorlatban általánosan elfogadott

$$k=k_0\left(\frac{k_f}{k_0}\right)^{\frac{e_0-e}{e_0-e_f}} \tag{3.91}$$

kifejezést a (3.90) egyenletbe helyettesítve (ahol a 0-index a kezdeti, az f index a végső értéket jelzi), a térfogat-kontinuitási egyenlet a következő lesz:

$$\frac{k_0(1+e_0)^2}{\varrho_v}\frac{\partial}{\partial z_0}\left[\frac{\left(\frac{k_f}{k_0}\right)^{\frac{e_0-e}{e_0-e_f}}}{1+e}\frac{\partial u}{\partial z_0}\right]=\frac{\partial e}{\partial t}. \tag{3.92}$$

BERRY és POSKITT (1972) elkülönítve tárgyalja az amorf és a rostos tőzeg esetét.



3.55. ábra. A konszolidáció reológiai modellje amorf (*a*) és rostos (*b*) tőzegre (BERRY és POSKITT, 1972); k_m, k_M a mikro-, ill. makropórusok áteresztőképessége, u_m, u_M a pórusvíznyomás a mikro-, ill. makropórusokban, ε_m, ε_M a mikro-, ill. makropórusok kompressziója

Amorf tőzeg esetén a *3.55/a ábrán* látható reológiai modellből indulnak ki. Ez nem más, mint a *Terzaghi*-modellbe helyezett olyan p_2,τ rendszer, amely az amorf tőzegre érvényes feszültség-alakváltozás-idő összefüggést modellezi, éspedig nemlineáris p_1 és p_2 rugókkal. A τ feszültség és a $\mathrm{d}\varepsilon/\mathrm{d}t$ alakváltozási sebesség között — utóbbit a hézagtényező változásával jellemezve — a következő összefüggés írható fel:

$$\frac{1}{1+e_0}\frac{\mathrm{d}e}{\mathrm{d}t} = -\beta(e)\sinh\alpha(e)\tau\,, \tag{3.93}$$

ahol β és α a hézagtényezőtől függő reológiai paraméterek.

Ha a reológiai modellben az időtől független felső rugónak az 1-es indexet adjuk, az alsó, időfüggő — egy *Kelvin*-testet jelképező — rugónak pedig a 2-es indexet, a keresett differenciálegyenlet — a levezetést mellőzve — a következők szerint írható fel:

$$\frac{e_0-e_f}{e_{10}-e_{1f}}\,\frac{k_0(1+e_0)^2}{\varrho_v a_{v0}}\,\frac{\partial}{\partial z_0}\left[\frac{\left(\frac{k_f}{k_0}\right)^{\frac{e_0(e_1+e_2)}{e_0-e_f}}\cdot\left(\frac{p_f}{p_0}\right)^{\frac{e_{10}-e_1}{e_{10}-e_{1f}}}}{1+e_1+e_2}\cdot\frac{\partial e_1}{\partial z_0}\right] = -\frac{\partial e_1}{\partial t}-\frac{\partial e_2}{\partial t}\,. \tag{3.94}$$

Rostos tőzegekre a szerzők a következő feltételezéseket teszik:

— a talaj homogén és telített,

— a feszültségek és a vízáramlás függőleges,

— térfogatváltozást csak a víz kiszorulása eredményez,

— a talaj-önsúlya elhanyagolható,

— a *Darcy*-törvény érvényes, de az áramló víz és a mozgásban lévő váz relatív sebessége alakjában értelmezendő,

— e és $\log k$ között, valamint

— e és $\log p$ között lineáris kapcsolat van.

A rostos tőzegekre érvényes reológiai modell a *3.55/b* ábrán látható. Itt a felső rugó reprezentálja a váz makro-, az alsó a váz mikrokompresszibilitását. A két rugó nemlineáris, a kompresszibilitás az e, $\log p$ összefüggés szerint változik. A felső részben a makropórusokban ébredő víznyomás disszipációja (az elsődleges konszoli-

dáció), az alsó részben a mikropórusokban felfelé irányuló disszipáció (a másodlagos konszolidáció) zajlik le.

A keresett differenciálegyenlet a következő alakban írható fel:

$$\frac{de_2}{dt} = -A_0 p_0 (1+e_0)\left(\frac{p_f}{p_0}-1\right)\left(\frac{A_f}{A_0}\right)^{(e_{20}-e_2)/(e_{20}-e_{2f})} \cdot$$

$$\cdot \sinh\left\{\frac{B_0\left(\frac{B_f}{B_0}\right)^{(e_{20}-e_2)/(e_{20}-e_{2f})}\left[\frac{p_f}{p_0}-\left(\frac{p_f}{p_0}\right)^{(e_{20}-e_2)(e_{20}-e_{2f})}\right]}{\frac{p_f}{p_0}-1}\right\}. \tag{3.95}$$

Az egyenletben A és B a mikropórusok alakváltozási sebességére felírt

$$\frac{\partial \varepsilon_z}{\partial t} = A\,\Delta p \sin h \frac{B(u_2-u)}{\Delta p} \tag{3.96}$$

kifejezésben szereplő reológiai paraméterek.

Idézett cikkünkben BERRY és POSKITT (1972) bemutatják a (3.94) és (3.95) egyenletek diszkusszióját, kitérve a reológiai paraméterek felvételének kérdésére is. A kísérleti igazolás BERRY és VICKERS (1975) tanulmányában található meg.

3.4.2.5. WILSON és társai elmélete

WILSON et al. (1965) azt találták, hogy a tőzegek konszolidációját a de/dt, log t koordináta-rendszerben két, egymáshoz görbe szakasszal kapcsolódó egyenes írja le. Így mindkét egyenesre a

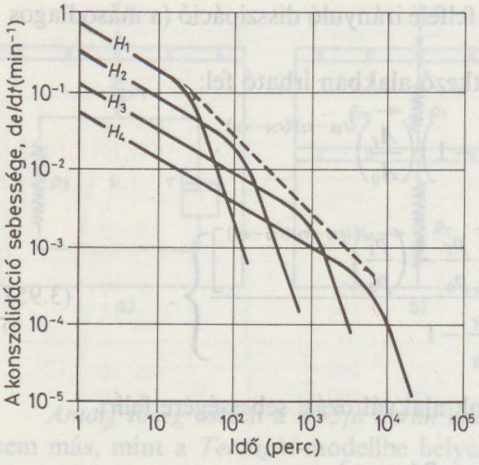
$$\frac{de}{dt} = Ct^k \tag{3.97}$$

differenciálegyenlet érvényes. Az elsődleges konszolidációval analóg, nagyobb sebességgel jellemzett első szakasz C_1 és K_1 állandókkal, a másodlagos konszolidációval analóg, kisebb sebességgel jellemzett második szakasz C_2 és K_2 állandókkal írható le.

Az adott tőzegre a konszolidáció sebessége a réteg H vastagságától, a σ feszültségtől és a kezdeti e_0 hézagtényezőtől függ (utóbbi hatása a második szakaszban jelentéktelen). Példát a *3.56. ábrán* láthatunk. (Hasonló képet kapunk, ha paraméternek σ-t vagy e_0-t választjuk.)

Az 1. szakaszban egy bizonyos t_1 időpontig bekövetkező Δe_1 hézagtényezőváltozás:

$$\Delta e_1 = \int_1^{t_1} \frac{de}{dt}\,dt = \frac{C_1}{K_1+1} t_1^{K_1+1} - 1,$$



3.56. ábra. A konszolidáció sebességének időbeli változása H függvényében, adott σ-ra és e_o-ra (WILSON et al., 1965)

a 2. szakaszban a t_2 időpontig bekövetkező Δe_2 hézagtényező-változás pedig

$$\Delta e_2 = \int_{t_t}^{t_2} \frac{de}{dt}\,dt = \frac{C_2}{K_2+1}\left[t_2^{K_2+1} - t_t^{K_2+1}\right],$$

ahol t_t az elsődleges konszolidáció befejeződéséhez tartozó időpont.

A teljes hézagtényező-változás:

$$\Delta e = \Delta e_1 + \Delta e_2 + \Delta\delta\,,$$

ahol $\Delta\delta$ az első időegység alatt bekövetkező hézagtényező-változás.

3.4.2.6. AMARYAN és társai elmélete

Terhelőlappal végzett helyszíni kísérleteket AMARYAN et al. (1973), és azt találták, hogy a $0 < t < 60$ óra időtartományban a tőzegek konszolidációs görbéjét az

$$s_t = s_0 + mt^n\,, \tag{3.98}$$

a $t > 60$ tartományban pedig az

$$s_t = s_\infty\,[1 - A\exp(-xt)] \tag{3.99}$$

függvény írja le, ahol s_0 a kezdeti süllyedés, s_∞ a teljes süllyedés, m, n, A és x pedig állandók.

Ezek szerint a szerzők eléggé leegyszerűsítik a kérdést, két tapasztalati egyenletük a *Terzaghi*-elméletből levezethető közelítő képleteknek felelnek meg. (Nem meggyőzőek a kísérletekkel való egyezésre bemutatott ábráik sem.)

3.4.2.7. SZYMANSKI és társai elmélete

SZYMANSKY (1982) a szerves talajok konszolidációjára a *3.57. ábrán* látható modell felvételét javasolta, így a kúszás GLASSTONE et al. (1941) elmélete segítségével írható le. A k_1 rugó a gázbuborékok kompressziója okozta kezdeti alakváltozást reprezentálja, a k_2 rugó pedig az erős kötések rugalmas válaszát. A viszkoelasztikus elemek a gyengébb kötések válaszára utalnak, a kezdeti rugalmas alakváltozás (k_3 rugó) után ezt folyás követi. A teljes ε alakváltozás:

$$\varepsilon = \varepsilon_1 + \varepsilon_2 ,$$

ahol ε_1 az 1., ε_2 a 2. jelű rugó alakváltozása.

A teljes σ feszültség a következő komponensekre bontható:

$$\sigma = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_p = k_1 \varepsilon_1 + k_2 \varepsilon_2 + k_3 (\varepsilon_2 - \varepsilon_p) , \tag{3.100}$$

ahol σ_p és ε_p az edényben keletkező feszültség, ill. fajlagos alakváltozás. Helyettesítés és differenciálás után a következő differenciálegyenletet kapjuk:

$$\frac{\partial \varepsilon_p}{\partial t} = \frac{1}{k_2} \frac{\partial \sigma}{\partial t} - \frac{k_2 + k_3}{k_2 \cdot k_3} \frac{\partial \sigma_p}{\partial t} ; \tag{3.101}$$

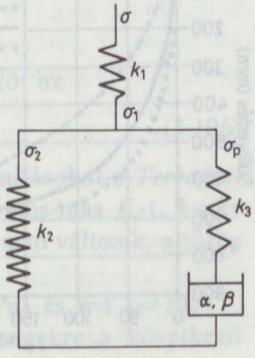
felhasználva a (3.93) egyenletet

$$\frac{k_2 + k_3}{k_2 \cdot k_3} \frac{\partial \sigma_p}{\partial t} = \frac{1}{k_2} \frac{\partial \sigma}{\partial t} - \beta (e) \sin h [\alpha (e) \sigma_p] . \tag{3.102}$$

Helyettesítések és differenciálás után azt kapjuk, hogy

$$\frac{\partial \varepsilon}{\partial t} = \frac{1}{k_1} \frac{\partial \sigma}{\partial t} + \frac{1}{k_2 + k_3} \frac{\partial \sigma}{\partial t} + \frac{k_3}{k_2 + k_3} \beta (e) \sin h [\alpha (e) \sigma_p] . \tag{3.103}$$

Bevezetve az $U = \varepsilon / \varepsilon_f$ jelölést (ahol ε_f a végső alakváltozás, így U nem más, mint a konszolidáció foka), és figyelembe véve, hogy $\varepsilon_f = \sigma_f / k_2$, u (a pórusvíznyo-



3.57. ábra. A tőzeg konszolidációjának reológiai modellje SZYMANSKI (1982) szerint

más) $=\sigma_f-\sigma$, valamint a

$$\sigma_p=\frac{k_2}{k_1}-\frac{k_2-k_1}{k_1}\sigma-U\sigma_f$$

összefüggést, a következő differenciálegyenletet nyerjük:

$$\frac{\partial U}{\partial t}=\frac{1}{\varepsilon_f}\left\{\frac{1}{k_1}\frac{\partial\sigma}{\partial t}+\frac{1}{k_2+k_3}\frac{\partial\sigma}{\partial t}+\right.$$

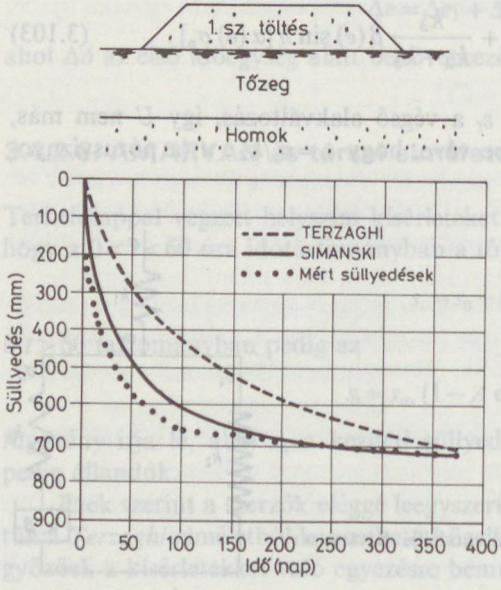
$$\left.+\frac{k_3}{k_2+k_3}\beta(e)\sin h\left[\alpha(e)\left(\frac{k_2}{k_1}-\frac{k_2-k_1}{k_1}\sigma-U\sigma_f\right)\right]\right\}. \tag{3.104}$$

Felhasználva az

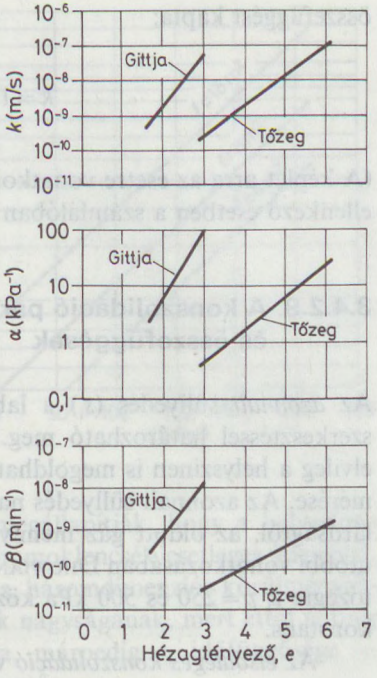
$$\alpha=\alpha_0\left(\frac{\alpha_f}{\alpha_0}\right)^U;\quad \beta=\beta_0\left(\frac{\beta_f}{\beta_0}\right)^U \quad \text{és} \quad k=k_0\left(\frac{k_f}{k_0}\right)^U$$

összefüggéseket, a feszültség-alakváltozási differenciálegyenlet végső alakja a következő lesz:

$$\frac{\partial U}{\partial t}=\frac{1}{\varepsilon_f}\left\{(k_2-k_1)\frac{\partial\sigma}{\partial t}+k_3 B^U \sin h\left[\alpha_0 A^U (k_4-k_5-U\sigma_f)\right]\right\}, \tag{3.105}$$



3.58. ábra. Kísérleti töltés süllyedési idősorának összehasonlítása a Terzaghi- és a Szymanski-elméletből számított konszolidációs görbékkel (Szymanski et al., 1983)



3.59. ábra. Számszerű értékek SZYMANSKI (1982) konszolidációs elméletének paramétereire (SZYMANSKI et al., 1983)

ahol

$$k_1 = \frac{1}{k_1}; \quad k_2 = \frac{1}{k_1 + k_3}; \quad k_3 = \frac{k_3 \beta_0}{k_2 + k_3}; \quad B = \frac{\beta_f}{\beta_0}; \quad A = \frac{\alpha_f}{\alpha_0}.$$

A (3.105) egyenlet számítógép segítségével viszonylag könnyen megoldható. Egy kísérlet összehasonlító elemzését a *3.58. ábra* mutatja be. Az α és β reológiai paraméterekre, valamint a k-tényezőnek e-vel való változására számszerű értékek és összefüggések a *3.59. ábrán* láthatók.

3.4.2.8. CARLSTEN elmélete

CARLSTEN (1988) eljárásának az a lényege, hogy a konszolidációt az

$$U = k = 1 - A\,e^{-Bt} \tag{3.106}$$

alakú exponenciális kifejezésből számítja úgy, hogy a gépi számításokat a *Terzaghi*-féle differenciálegyenlet segítségével, de minden időlépcsőhöz más-más E_s-t, k-t és z-t rendelve végzi el. Alapfeltevései: a q feszültség a mélységgel nem változik, a tőzeg pedig normálisan konszolidált.

Változtatva H-t (=2,4... 6 m), q-t (=11,4... 49,4 kPa) és w-t (=700... 1500%), 120 értékhármas felállításával az általa vizsgált tőzegekre a következő

összefüggést kapta:

$$k = 1 - 0{,}6 \exp\left[\frac{0{,}52\, w^{0{,}75}}{H^2 \cdot q^{0{,}5}} t\right]. \tag{3.107}$$

(A képlet arra az esetre vonatkozik, amikor a tőzeget alul áteresztő réteg határolja; ellenkező esetben a számlálóban 0,52 helyett 0,13 szerepel.)

3.4.2.9. A konszolidáció paramétereit leíró számszerű értékek és összefüggések

Az *azonnali* süllyedés (s_i) a laboratóriumban a *Taylor*- vagy a *Casagrande*-féle szerkesztéssel határozható meg. Az elsődleges konszolidációtól való elkülönítése elvileg a helyszínen is megoldható, jó támpontot nyújthat ehhez a pórusvíznyomás mérése. Az azonnali süllyedés nagysága függ a tőzeg fizikai jellemzőitől (a nyírószilárdságtól, az oldott gáz mennyiségétől stb.), valamint a terhelő feszültségtől. Az utóbbi vonatkozásában Dhowian és Edil (1980) azt találták, hogy az általuk vizsgált tőzegre ε_i $p = 250$ és 500 kPa között 0,065-ről 0,015-re csökken, majd innen kezdve konstans.

Az *elsődleges konszolidáció* vonatkozásában a (3.68) egyenlettel definiált c_v konszolidációs együttható a legjellemzőbb paraméter. *Laboratóriumban* a Δh, $\sqrt{t}$ vagy a Δh, $\log t$ koordináta-rendszerben határozható meg; az első esetben a

$$c_v = \frac{0{,}212\, h^2}{t_{90}} \tag{3.108}$$

a második esetben a

$$c_v = \frac{0{,}049\, h^2}{t_{50}} \tag{3.109}$$

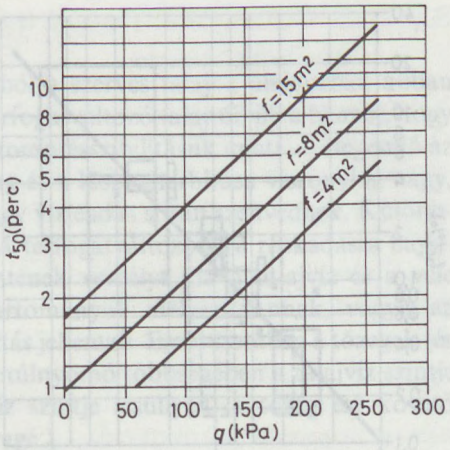
kifejezésből számítható, ahol h a minta átlagos vastagsága a konszolidáció folyamata alatt, t_{90} és t_{50} az elsődleges konszolidáció 90, ill. 50%-ához tartozó idő. (Az elsődleges konszolidáció kezdete és vége a két koordináta-rendszerben az ismert módon határozható meg.) Az így számított érték tőzegek esetében természetesen csak durva közelítése az „átlagnak", mert a konszolidációs együttható k és E_s erőteljes (és nem lineáris) változása miatt nem konstans (vö. a 3.4.2.1. fejezettel).

A helyszíni *próbaterhelésből* Zareckij (1967) háromdimenziós elmélete segítségével számíthatjuk c_v-t:

$$c_v = 0{,}1 \frac{f_0}{\pi\, t_{50}}, \tag{3.110}$$

ahol f_0 a terhelőlap területe.

A helyszínen is felhasználhatjuk *Taylor* vagy *Casagrande* módszerét, de kiindulhatunk a (3.68) kifejezésből is, a k- tényezőt pl. piezométerek segítségével meghatároz-



3.60. ábra. Az 50%-os konszolidációhoz tartozó idő a terhelőlap talpfeszültsége (q) és felülete (f) függvényében (ZARECKIJ, 1970)

va (SANDRONI et al., 1981). Ugyanezen szerzők megállapítják, hogy a helyszínen meghatározott érték pontosabb, mert *a)* érzékeli homoklencsék esetleges jelenlétét, *b)* nem terhelik a mintavétel hibái, és *c)* a tényleges, háromdimenziós körülményeknek felel meg. Nagy szerepe van a terhelési lépcsők nagyságának, mert ettől is függ k, ill. E_s $q=\text{const}$ mellett bekövetkező változása, márpedig c_v időfüggősége — amint azt pl. a (3.54) ábra is bizonyítja — igen jelentős.

A c_v konszolidációs együttható — amint az már az eddigiekből is kiderült — nagymértékben változik a p terhelő feszültséggel és az ezáltal kiváltott hézagtényezőváltozással (amellyel k és E_s is változik). A szerzők kivétel nélkül exponenciális kapcsolatot állapítottak meg, tehát a

$$c_v = A \exp(Bp), \tag{3.111}$$

illetve a

$$c_v = D \exp(Ee) \tag{3.112}$$

összefüggést tartják helyesnek. Az A—E állandókra — az általuk vizsgált tőzegekre érvényesen — AMARYAN et al. (1973) a következő értékeket adják meg:

$$A = 38{,}75 \cdot 10^4 \text{ cm}^2/\text{év}; \quad B = -4{,}0;$$

$$D = 0{,}53 \cdot 10^4 \text{ cm}^2/\text{év}; \quad E = 0{,}29.$$

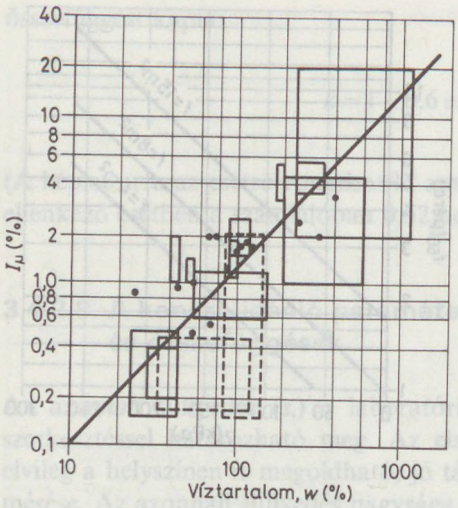
A terhelőlap f felülete, a p feszültség és t_{50} között ZARECKIJ (1970) szerint a *3.60. ábrán* látható összefüggés áll fenn; eszerint

$$\ln t_{50} = \ln A + a_v (n-1)\, p/2, \tag{3.113}$$

ahol n a konszolidációs elméletének részét képező (3.74) kifejezés hatványkitevője.

A *másodlagos konszolidációra* érvényes

$$e_2 = e_1 - C_\alpha \log \frac{t_2}{t_1} \tag{3.114}$$



3.61. ábra. Az I_μ index változása a víztartalommal, különböző szerzők szerint (KABAI et al., 1985)

képletben szereplő C_α tényezőt a (3.55) kifejezésben szereplő C_c-vel célszerű összehasonlítanunk, de sok kísérletet végeztek a w-vel, p-vel és c-vel fennálló kapcsolat meghatározására is.

A (3.114) kifejezésben e_1 az elsődlegesen konszolidáció végén ($t=t_1$) kialakult hézagtényező, e_2 a másodlagos konszolidáció $t=t_2$ időpontjában mérhető hézagtényező.

A C_α/C_c hányadosra (tőzeg esetén) LEFEBVRE et al. (1984) 0,06-ot, MESRI (1986) 0,052–0,072-et, DHOWIAN és EDIL (1980) 0,028–0,062-et kapott. C_α természetesen függ a tőzeg típusától is: BERRY és VICKERS (1975) pl. rostos tőzegre $C_\alpha=0{,}5$-et, DHOWIAN és EDIL (1980) 0,13–0,18-ot, de amorf tőzegre csak 0,04-ot mértek.

C_α-nak w-vel (és ezzel e-vel is, mert általában $S_r=1$) fennálló kapcsolatát az

$$I_\mu=\frac{\varepsilon_2-\varepsilon_1}{\Delta\log t}=\frac{C_\alpha}{1+e_0} \tag{3.115}$$

hányadoson keresztül is szokták vizsgálni, ahol ε_1 az elsődleges konszolidáció végéig bekövetkező fajlagos alakváltozás. Az eredmények nagymértékben szórnak, de jó közelítéssel egy I_μ (%)$=0{,}01\ w$ alakban felírható egyenes körül helyezkednek el *(3.61. ábra)*.

A C_α, (p) összefüggés vonatkozásában megoszlanak a vélemények, DHOWIAN és EDIL (1980) szerint pl. C_α nem függ p-től, LEFEBVRE (1986) szerint viszont igen.*

* A lektori vélemény szerint a bemutatott konszolidációs elméletek akkor lennének hasznosak és teljesek, ha a szerző kitért volna az összehasonlításukra is és ajánlásokat adott volna arra nézve, hogy melyiket mikor, milyen feltételek mellett célszerű alkalmazni. (A szerk.)

3.5. Síkalapozás

A szerkezetet fenyegető veszély szempontjából a szerves talajok elsősorban abban különböznek az 1. és 2. fejezetben tárgyalt térfogatváltozó talajtól, ill. a lösztől, hogy a káros süllyedések kialakulásához — nagy kompresszibilitásuk miatt — elegendő az alapokról átadódó *statikus teher* is. Az agyag és a lösz teherbírása viszonylag nagy, és káros alakváltozásokat csak vízfelvétel vagy vízleadás során szenvednek. Különbség mutatkozik a *vízháztartás* jellegében is. A térfogatváltozó és a roskadásra hajlamos talajok potenciálisan csak akkor jelentenek veszélyt, ha a talajvíz és a vele hidraulikus kapcsolatban álló kapilláris tartományok mélyen vannak, vagyis az alapok alatti talajtömegre a szabad vízháztartás jellemző. Ezzel szemben a tőzegek (és az egyéb szerves talajok egy része) az esetek túlnyomó többségében a talajvíz szintje alatt fekszenek. (Igaz viszont, ha a talajvíz szintje lesüllyed, a tőzeg ezt követő zsugorodása nagyobb mértékű, mint az agyagé.)

Különbség van az említett talajok között abban is, hogy a szerves talajok jelenlétéről a fúrások, szondázások stb. nem mindig tájékoztatnak minket (vö. a 3.16. ábrával). Ennek az az oka, hogy vannak ugyan *ismert* tőzegterületek, de nemegyszer számolnunk kell a számunkra véletlen jellegű előfordulásokkal (lencsékkel, kis kiterjedésű szerves betelepülésekkel, mélyen fekvő — tehát a felszínen növényzettel stb. nem jelzett — tőzeg jelenlétével). Ezek természetesen nem „véletlenül" kerültek oda, de jelenlétükre gyakran csak az épületkár-vizsgálatok során derül fény.

A szakirodalom két, más jellegű veszélyre is felhívja a figyelmet. Az egyik a tőzeg esetleges *kigyulladása,* amely ellen a tőzeg tűzbiztos anyaggal való átitatásával vagy az építési terület árkokkal való felosztásával és ezek szervetlen talajjal való kitöltésével lehet védekezni (MAKAROV, 1974). A másik veszély az esetlegesen várható *metánképződés.* Erről az előbbinél gyakoribb, reálisabb veszélyről SOWERS (1975) a következőket írja. Egy áruház (Port Elisabeth, USA) padozatának az egyenlőtlen süllyedés következtében kialakult repedésein át nagy mennyiségű metángáz került a felette lévő térbe. (Szerencsére szellőztetőt építettek be, mielőtt a helyzet súlyosabbá vált volna.) Egy másik esetben a ház lakói mérgezést szenvedtek, de arra is volt példa, hogy a gáz felrobbant, és több lakó meghalt vagy megsebesült.

Szerves talaj jelenléte esetén is a szokásos három alapozási megoldás valamelyikéhez folyamodhatunk. Ezek közül a kedvezőtlen rétegek harántolása a többi talajhoz hasonlóan valósítható meg, a másik két megoldásban viszont már vannak különbségek, nevezetesen:

— a szerves talaj felett alapozva jelentős alakváltozásokra (amit a statikus teher vált ki) akkor is számítanunk kell, ha a síkalapozást részleges talajcserével stb. kombináljuk;

— a szerves talaj tulajdonságainak megjavítása nehezebb feladat (vö. a 3.6. fejezettel), mint a térfogatváltozó és a roskadó talajoké, pl. előzetes elárasztással.

A három lehetséges alapozási megoldást a 3.5., 3.6. és 3.7. fejezetek tárgyalják; az ezekben leírt eljárások értelemszerűen *minden puha, nagy kompresszibilitású talajra is felhasználhatók.*

3.5.1. Statisztikai adatok a szerves talajok okozta épületkárokra

A 70-es évek közepén a Földmérő és Talajvizsgáló Vállalat kezelésében lévő Építési Geotechnikai Adattárban mintegy 800 épületet érintő 426 épületkár-vizsgálat anyaga volt fellelhető. Az ennek alapján készített statisztika (RÉTHÁTI, 1977a) reális képet ad a szerves talajok viselkedéséről, a szerkezeteket fenyegető veszély jellegéről és mértékéről.

Szerves talajok esetén a károsodás okára vonatkozó statisztikából az „egyenlőtlen süllyedés statikus teherre" megnevezésű kategória érdemel figyelmet. Ez a károsodási típus 14,2%-kal szerepel az altalaj eredetű károsodások statisztikájában. Az ide sorolható 58 épület 72,5%-ának a károsodását a statikus teher önmagában, a többi esetben más jelenségekkel együtt (pl. vízhozzájutás az alapokhoz) idézte elő. A talajnemek megoszlása a következő:

— részben vagy teljes egészében feltöltés 27 esetben,
— szerves talajra helyezett feltöltés 6,
— termett talaj 25 esetben.

Mivel a termett talaj 17 esetben bizonyult szervesnek, összesen 23 olyan eset volt (=40%), amikor az alapok alatt szerves talaj helyezkedett el. A károsodást a következő körülmények váltották ki:

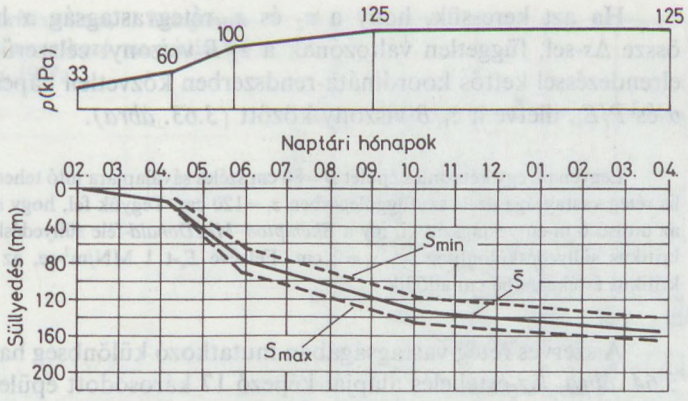
— egyenlőtlen rétegződés (73%),
— a közel azonos vastagságú réteg egyenlőtlen összenyomódása (17%),
— egyenlőtlen terhelés (4%) és
— melléépítés okozta feszültségszuperpozíció (6%).

3.5.2. Közvetlenül a szerves talajon álló síkalapok

Erre a megoldásra viszonylag ritkán kerül sor, mert ebben az esetben — amint azt a példák is bizonyítják — nagy alakváltozásokkal kell számolnunk. Sok esetben az is megnehezíti a helyzetünket, hogy a tőzeg alatt puha, normálisan konszolidálódott kötött talajok vannak.

Az utóbb említett esetre mutat be példát IOVCSUK (1960). Leningrád általa említett részén a 2,5–4,0 m vastag szerves rétegek alatt (I_{om}=10–30%) 30 m-ig szervesnyomos puha kötött rétegek vannak. A panelépületek üzembe helyezését követő 3. és 6. hónap között a süllyedés sebessége 1,9–5,4 mm/hónap (az egyik épületre 19 mm/hónap), a prognosztizált teljes süllyedés 200–270 mm volt. Az épületeken mért maximális süllyedéskülönbség 23–41 mm (az átlagos süllyedés 18–35,2%-a), a maximális áthajlás 0,0002–0,0004 volt; az ugyanezen területen telepített kevésbé merev téglaépületekre $\Delta s_{max}/\bar{s}$=0,42, az áthajlás 0,0002–0,0013 volt. (Az egyik épületen mért süllyedések időgörbéjét a *3.62. ábra* mutatja be.) Repedések az 1. szinten a panelok 40–75%-án, az 5. szinten 5–20%-án jelentkeztek, max. 1–2 mm szélességben; az üzemelés zavartalan volt.

Szovjet irodalmi adatok szerint a tőzegen álló épületek süllyedése 280–640 mm (azaz 3–4-szerese a megengedett süllyedésnek), és igen gyakori az épületek teljes károsodása (NIKIFOROVA, 1988).



3.62. ábra. Egy leningrádi épületen mért átlagos, minimális és maximális süllyedések idősora (IOVCSUK, 1960)

SZILVÁGYI (1963, 1977) szerint a szerves talaj akkor tekinthető veszélytelennek, ha $\varrho_s > 2$ g/cm^3, $\varrho_d > 1$ g/cm^3 és/vagy $E_s > 4$ MN/m^2, főleg akkor, ha nem törekszünk teljes repedésmentességre. Ez nem jelenti természetesen azt, hogy ilyen esetekben nem kell a kompressziós és konszolidációs jellemzőket a 3.4. fejezetben írottak szerint meghatározni.

Ami a síkalapok *típusát* illeti, szerves talajok esetében is előnyben kell részesítenünk a sáv- és szalagalapot (a tömbalapokkal szemben), szükség esetén pedig gerendarács-alapot kell terveznünk.

A *törési* határállapotra való méretezés nem elsőrendű fontosságú, kivéve azt az esetet, amikor a talaj a terhelést hirtelen kapja meg, így nincs idő a teljes nyírószilárdság kialakulására. Az alapok által átadott tényleges feszültséget tőzeg esetén 100–120 kN/m^2-nél nagyobbra — ennek ellenére — nem célszerű felvenni. Ez nem jelenti azt, hogy ebben az esetben nem kell káros alakváltozásokkal számolnunk, amint azt WALTHEIM (1988) példája is bizonyítja: az általa említett esetben a 80 kN/m^2-rel igénybe vett vasbeton sávalap sem mentette meg az épületet a károsodástól.

Annál lényegesebb az *alakváltozási* határállapotra való méretezés. Az 3.5.1. fejezetben közölt statisztika szerint a legnagyobb veszélyt az egyenlőtlen rétegvastagság jelenti, de nem jelent feltétlen biztonságot az sem, ha az alapok alatt a szerves talaj vastagsága közel azonos.

Vizsgáljuk először azt, hogy mikor jelent az *egyenlőtlen rétegződés* veszélyt (RÉTHÁTI, 1977a). Tegyük fel, hogy sávalapról van szó; az 1. sz. függőlegesben a várható süllyedés

$$s_1 = p \frac{B}{E_s} f_1 ,$$

ahol p a talpfeszültség, B az alap szélessége, E_s a talaj összenyomódási modulusa, f_1 a karakterisztikus pontra vonatkoztatott feszültségi hatástényező.

A változók számának csökkentése érdekében helyettesítjük a $p \cdot B$ szorzatot P-vel, az alap egységnyi hosszára jutó teherrel. Az 1. és 2. sz. függőlegesben várható Δs süllyedéskülönbség ekkor

$$\Delta s = s_2 - s_1 = \frac{P}{E_s} (f_1 - f_2) .$$

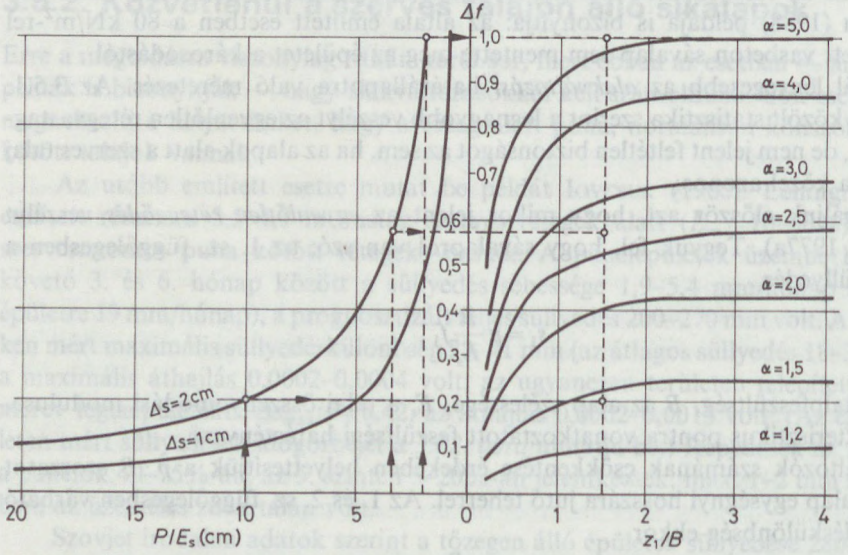
Ha azt keressük, hogy a z_2 és z_1 rétegvastagság α hányadosa hogyan függ össze Δs-sel, független változónak a z_1/B viszonyt célszerű választanunk. Ezzel az elrendezéssel kettős koordináta-rendszerben közvetlen kapcsolatot tudunk létesíteni α és P/E_s, illetve a z_1/B viszony között *(3.63. ábra)*.

Legyen pl. egy kétszintes épület $B=80$ cm széles sávalapjára jutó teher $P=1$ kN/cm, a kompresszibilis réteg vastagsága az 1. sz. függőlegesben $z_1=120$ cm. Tegyük fel, hogy a réteg csak az alaptest végén, az utolsó 6 m-en vastagszik ki, így a *Skempton–MacDonald*-féle süllyedéskritérium ($\beta=1:300$) szerint a kritikus süllyedéskülönbség $s_2-s_1=2$ cm. Felvéve E_s-t 1 MN/m^2-re, az ábra szerint α-ra 1,4, így z_2 kritikus értékére 168 cm adódik.

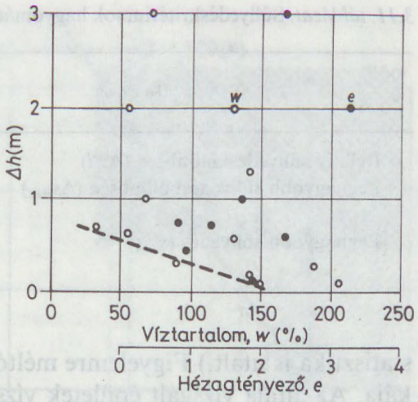
A szerves réteg vastagságában mutatkozó különbség hatására mutat be példát a *3.64. ábra*. Az értékelés alapját képező 17 károsodott épület alatt a rétegvastagság-különbség 0,1 és 3,0 m között változott. Amint látjuk, $w>100\%$ ($e>1$) esetében már $\Delta h=20$–30 cm is veszélyes helyzetet teremthet.

A változó rétegvastagság az alapozási síkok különbözőségének (l. a 3.7. fejezetben) vagy a szerves réteg vastagságában eredetileg is megmutatkozó különbségnek a következménye. Arra is van példa, hogy a kivitelező építés közben mélyebbre vitte le az alapozási síkot ($-1{,}3$ m-ről $-2{,}9$ m-re), mert — jogos — aggályai merültek fel, hogy a tőzeg alakváltozása a megengedettnél nagyobb lesz. Ezt természetesen ennek ellenére nem tudta elkerülni: az épület ezen falán 20 cm-es süllyedéskülönbség alakult ki.

A szerkezet viselkedése szempontjából nagy jelentősége van az *építési sebességnek;* a lassú építésnek a következő előnyei vannak:



3.63. ábra. A sávalap relatív süllyedése a rétegvastagságok α hányadosának függvényében, P/E_s és z_1/B változtatásával (RÉTHÁTI, 1977a)



3.64. ábra. A szerves rétegek víztartalma, ill. hézagtényezője és a rétegvastagságban mutatkozó maximális különbség pontpárjai (RÉTHÁTI, 1977a)

— a semleges feszültség kedvezőbb (kisebb) értéket vesz fel, így biztosítható a megkívánt nyírószilárdság;

— a káros mozgáselemek (pl. a süllyedéskülönbség) nagyobb része alakul ki az építés alatt, a megmaradó hányad már kisebb veszélyt jelent a szerkezetre.

Az első hatásnak a földművek építésekor van nagy jelentősége (KÉZDI és RÉTHÁTI, 1990), de előnyei az alapozás vonatkozásában is számottevőek lehetnek, elsősorban a hirtelen (azonnali) süllyedések csökkenése révén. Nagyobb szerep jut a második hatásnak, mert a $\Delta s_{ép}/\Delta s_{\infty}$ arány növekedésével csökken a szerelés (az egyenlőtlen mozgásra érzékeny szerkezet kialakítása) után még várható süllyedéskülönbség. Ugyanazon tőzeges területen IOVCSUK (1960) mérései szerint pl. az ötszintes panelépületekre az említett arány lassú kivitelezés esetén 0,50–0,55, gyors kivitelezés esetén 0,20–0,30 volt. A rendkívül lassú kivitelezésnek tulajdonítja NIKIFOROVA (1988), hogy egy lübecki műemléképületen a 183 cm-es (!) süllyedés ellenére egyetlen számottevő repedés sem jelent meg, a szerkezet ti. fokozatosan igazodott a tőzeg tömörödéséhez. Az összenyomódási modulus építés közbeni növekedésének jelentőségére hívja fel a figyelmet ABELEV (1973) is.

A konszolidációs folyamat jelentősége a mozgáselemek kritikus értékeiben is tükröződik. A megfigyelések is igazolták azt a statikai törvényszerűséget, hogy a szerkezetek nagyobb mozgást tudnak elviselni, ha ezek kis áteresztőképességű rétegek lassú konszolidációjából adódnak, mert ez lehetővé teszi a feszültségek folyamatos átrendeződését. Az első erre utaló — és jelenleg is elterjedten használt — *süllyedéskritériumok* SKEMPTON és MACDONALD (1956) nevéhez fűződnek. A *3.11. táblázat* szerint 40–50%-kal nagyobb maximális süllyedéskülönbséget, illetve süllyedést visel el az épület, ha ez „agyag" típusú, tehát lassú konszolidációval jellemezhető talaj alakváltozásaként jött létre. Ebből az következik, hogy a mozgáselemek kritikus értékének felvételéhez ismernünk kell a szerves talaj *áteresztőképességét*. A helyzet megítélését tőzegek esetében az nehezíti, hogy *k*-tényezőjük nemcsak a tőzegtípusnak (a bomlás mértékének), hanem a rétegre jutó tehernek és az időnek is függvénye (vö. a 3.3.7. fejezettel).

A közvetlenül a szerves talajra helyezett síkalap abban az esetben is veszélyeket rejt magában, ha *a rétegződés egyenletes*. (Erre már a 3.5.1. fejezetben ismertetett

3.11. táblázat. Süllyedéskritériumok hagyományos szerkezetű épületekre (SKEMPTON és MACDONALD, 1956)

Kritérium		Tömb	Lemez
		alapokra	
Relatív süllyedéskülönbség ($\Delta s/l$)		1 : 300	
Legnagyobb süllyedéskülönbség (Δs_{max})	agyagra	4,5 cm	
	homokra	3,2 cm	
Legnagyobb süllyedés (s_{max})	agyagra	7,6 cm	7,6–12,7 cm
	homokra	5,1 cm	5,1–7,6 cm

statisztika is utalt.) Figyelemre méltó ebből a szempontból LEUSSINK (1955) statisztikája. Az általa vizsgált épületek vízszintes és függőleges értelemben is homogénnek minősített talajon álltak, egy-egy épületen belül azonos méretű és talpfeszültségű alapokon. Azt tapasztalta, hogy az alapok ennek ellenére soha nem azonos mértékben süllyedtek, az egy-egy épületen belül mért legnagyobb süllyedéskülönbség (Δs_{max}) az átlagos süllyedésnek ($\bar{s}$-nak) általában 30, illetve 90%-át tette ki, attól függően, hogy a kompresszibilis réteg (a „süllyedések fészke") egy bizonyos mélység alatt vagy felett helyezkedett el. (A kritikus mélység sávalap esetén az alapszélesség 1/3-a, talpalap esetén a hosszabb oldal 1/4-e és a rövidebb oldal 1/2-e körül a kisebb mennyiség.) Ebből a statisztikából az következik, hogy

— ha az alapozási rendszer süllyed, akkor süllyedéskülönbségekkel is számolnunk kell;

— a véletlen jellegű süllyedéskülönbségek kialakulása szempontjából a kompresszibilis réteg magas helyzete a veszélyesebb.

A mi esetünkben (síkalap közvetlenül a szerves rétegre helyezve) a Leussink-statisztika szerint azzal kell számolnunk, hogy $\pm 0{,}45\ \bar{s}$ nagyságú süllyedéskülönbségek lépnek fel.

A Skempton—MacDonald- és a Leussink-statisztika összevetésével meghatározhatjuk az *átlagos süllyedés kritikus értékét* is (RÉTHÁTI, 1968). Ha lassú konszolidációról van szó, talpalapok esetében

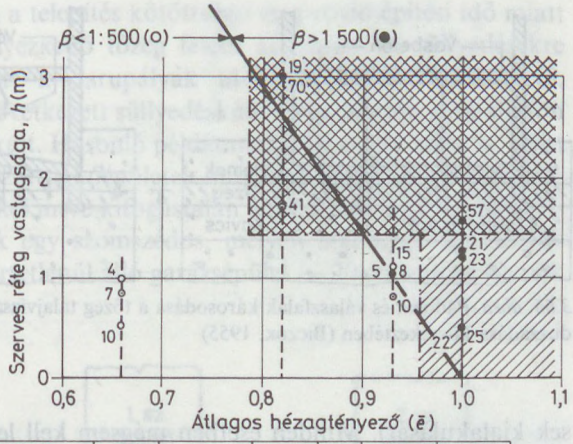
LEUSSINK szerint $\Delta s_{max} = 0{,}9\ \bar{s}$,

SKEMPTON és MACDONALD szerint $\Delta s_{max} < 4{,}5$ cm kell, hogy legyen. A két kifejezést egybevetve, a keresett kritérium:

$$\bar{s} < 5 \text{ cm}.$$

Ha az s_{max} kritériumot használjuk fel, $\bar{s} = 5{,}2$ cm az átlagos süllyedés kritikus értéke. Mindez azt jelenti, hogy a szerves talajra helyezett, talpalapokon álló épületen repedések megjelenésével kell számolnunk, ha a számított „egyenletes" süllyedés 5–5,2 cm-nél nagyobb. (Annak ellenére, hogy a *számított* süllyedéskülönbség zérus.)

A szerves réteg vastagságának és hézagtényezőjének együttes hatása jól tanulmányozható az UNGÁR (1963) egyik cikkében felsorolt épületeken (RÉTHÁTI, 1977a). Szeged öt területrészén 3–5 szintes épületekből álló háztömböket terveztek, minden objektumot közvetlenül a városra jellemző szerves kötött talajon álló vasbeton sávalapra helyezve. A konszolidáció lezajlása után a lábazaton minden épületre mérhető volt a maximális süllyedéskülönbség (Δs_{max}) és a szögforgás (β). Ha a négy háztömbre meghatározott átlagos



3.65. ábra. Az UNGÁR (1963) által vizsgált épületeken mért Δs_{max}, β és C a hézagtényező, a talpfeszültség és a rétegvastagság függvényében (RÉTHÁTI, 1977a)

σ(kN/m²)	130		100		120	120
L_{ig} (‰)	9–12		12–18		12	14–29
β (1:)	675		639		626	373
C_{max}(kN/cm³)	214		30		148	47

hézagtényező ($\bar{e}$) függőlegesében az épületenként felrakott átlagos rétegvastagságokat jellemző pont mellé odaírjuk a Δs_{max}-értékeket *(3.65. ábra)*, a következő érdekes összefüggéseket állapíthatjuk meg.

1. Ha $e<0{,}95$, $h=0{,}5$–$1{,}05$ m és az izzítási veszteség $L_{ign}=9$–12% volt, mindössze 4–10 mm ($e=0{,}66$), ill. 5–15 mm ($e=0{,}93$) süllyedéskülönbség alakult ki, $h=1{,}7$–$3{,}0$ m-re és $L_{ign}=12$–18%-ra viszont már 19–70 mm. Azon háztömb területén, ahol $\bar{e}=1{,}00$ és $L_{ign}=14$–29% volt, már a $h=0{,}5$–$1{,}2$ m-es rétegvastagság is 21–25 mm-es süllyedéskülönbséget idézett elő.

2. Ugyanazon épülettömbön belül lényegesen kedvezőtlenebbül viselkedett ($\Delta s_{max}=70$ mm, $\beta=1:254$) az a kétszintes — tehát eleve kevésbé merev — üzletház, amelyet betonalapokra helyeztek.

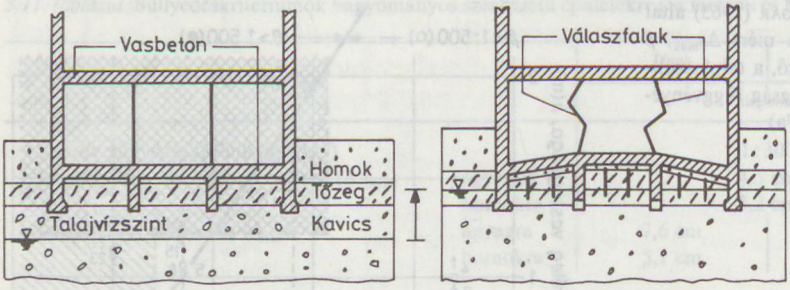
3. Negatív iránytangensű ferde egyenessel határolhatók le azok a pontok, amelyekre $\beta \leqq 1:500$. Ez azt jelenti, hogy a tervezés során mértékadó szögforgás a vizsgált területen az átlagos hézagtényező és a rétegvastagság függvényében megfelelő biztonsággal kijelölhető.

4. A szögforgások átlaga 1 : 600 alatt volt, kivéve a legkedvezőtlenebb altalajjal rendelkező területen. (A vizsgált épületek egyikén sem jelentkezett repedés, ami igazolta a tervezők kissé merész koncepciójának helyességét.)

5. Az ágyazási együttható (C) felső határa ($\sigma/\Delta s$ ugyanis nagyobb $C=\sigma/s$-nél) az ábrán vonalkázással jelölt „területeken" lényegesen kisebb, mint a kedvező helyeken.

Ha a geohidrológiai viszonyok várható változása ezt szükségessé teszi, számolnunk kell a tőzeg *térfogatváltozásával* is. A duzzadásra a *3.66. ábra* mutat be példát: az itt látható üzemi épület padozatát a talajvíz alá kerülő tőzeg duzzadása olyan mértékben emelte meg, hogy az erre helyezett válaszfalak tönkrementek. A zsugorodás a talajvízszint tartós süllyedése esetén következik be, pl. drénezés esetén (MASZLOV, 1968), de hasonló — ha nem súlyosabb — következményekkel járhat a mesterséges hőhatás is. (Az utóbbira az 1.78. ábra mutat be példát.)

Az ebben a fejezetben írottak szerint a nagy szervesanyag-tartalmú talajok (és főleg a tőzegek) káros alakváltozásokat válthatnak ki, ha a síkalapokat közvetlenül rájuk helyezzük. Így ez a megoldás ritkán jöhet szóba, még akkor is, ha a szerkezet vonatkozásában bizonyos engedményeket teszünk (eltűrjük pl. 1–2 mm széles repedé-



3.66. ábra. Padozat és válaszfalak károsodása a tőzeg talajvízszint-emelkedése okozta duzzadása következtében (BICZÓK, 1955)

sek kialakulását). Minden esetben mégsem kell lemondanunk erről a lehetőségről, mert a szerkezet megfelelő kialakításával (lásd a 3.5.7. fejezetben) eredményesen védekezhetünk a káros alakváltozások ellen. Ha a feladat így sem oldható meg (pl. az eltérő terhek, az egyenlőtlen rétegződés vagy a szükségszerűen változó alapozási sík miatt), a 3.5.3.–3.5.6., 3.6. és a 3.7. fejezetben ismertetett megoldások valamelyikéhez kell folyamodnunk.

3.5.3. Síkalapok mélyen fekvő szerves réteg felett

Ha a síkalapok nem közvetlenül terhelnek a szerves talajra, lényegesen kedvezőbb helyzet alakul ki, mert

— a mélyen fekvő szerves talajok (tőzegek) rendszerint a talajvízszint alatt fekszenek,

— a várható véletlenszerű süllyedéskülönbségek kisebbek,

— a közbenső réteg jelenléte miatt kisebb a szerves talajra jutó feszültség.

Az egyes tényezők kedvező hatását a következők szerint értékelhetjük.

A talajvíz állandó jelenléte kizárja a duzzadás és a zsugorodás lehetőségét, és nem fenyegetnek az aerob bomlási folyamat kedvezőtlen következményei sem.

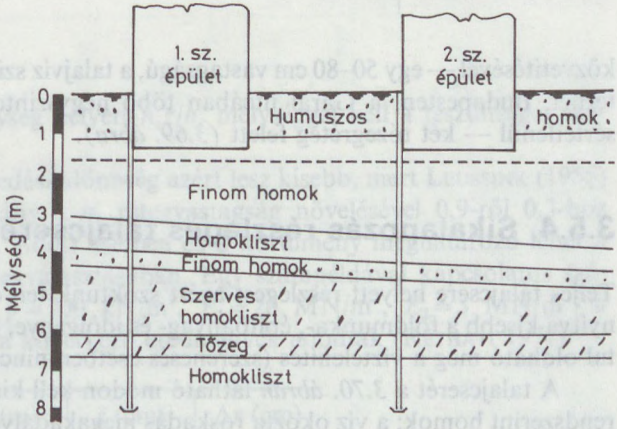
A véletlen jellegű süllyedéskülönbségek mértéke a 3.5.2. fejezetben írottak szerint $\pm 45\%$-ról $\pm 15\%$-ra csökken, ami döntő lehet a szerkezet viselkedése szempontjából.

A szerves és a felette lévő szervetlen réteg kétrétegű rendszert alkot, ami azzal a kedvező következménnyel jár, hogy a szerves rétegre kisebb feszültség jut (vö. a 3.5.4. fejezettel). Így általában könnyű biztosítani azt a követelményt, hogy a tőzegre ne jusson 100–120 (NIKIFOROVA, 1988), 50–100 (SZILVÁGYI, 1977), esetleg 40–50 kN/m^2 se (LAVROV et al., 1976).

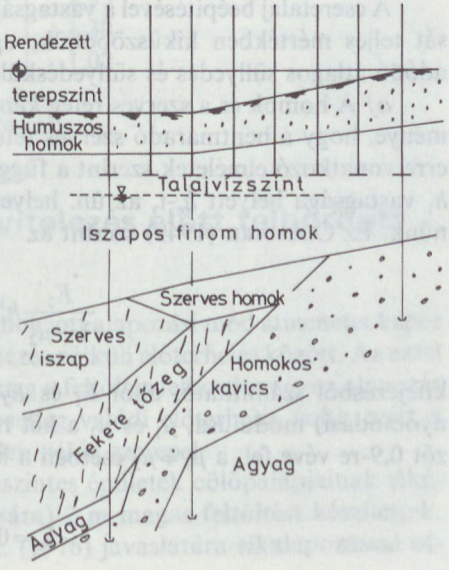
Mélyen fekvő szerves réteg esetén több variánst kell megvizsgálnunk, a talpfeszültséget és ezzel az alapok szélességét változtatva. Ezek közül azt kell elfogadnunk, amelyikre $\bar{s}$ és/vagy Δs minimum. (A variánsok közötti különbség abban nyilvánul meg, hogy a szerves réteg felszínére, ill. középvonalára más-más függőleges feszültség jut.)

Az alapozás kedvező lehetőségeit a következő példák is bizonyítják.

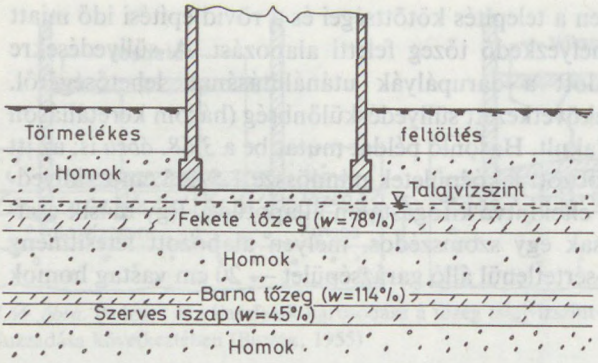
A *3.67. ábrán* látható esetben a telepítés kötöttségei és a rövid építési idő miatt vállalni kellett az ékszerűen elhelyezkedő tőzeg feletti alapozást. A süllyedésekre számítva a tervező gondoskodott a darupályák utánállításának lehetőségéről. A mérések szerint az önsúlyra bekövetkezett süllyedéskülönbség (három keretálláson 2,5 cm) a vártnak megfelelően alakult. Hasonló példát mutat be a *3.68. ábra* is; az itt látható körülmények között alapozott lakóépületek mindössze 1,5–2,5 cm-t süllyedtek, és néhány hajszálrepedéstől eltekintve kifogástalan állapotúak. Egy másik esetben (Budapest, Bulcsú utca) csak egy szomszédos, mélyen alapozott létesítmény kivitelezésekor derült ki, hogy a sértetlenül álló garázsépület — 20 cm vastag homok



3.67. ábra. Mélyen fekvő szerves rétegek felett alapozott daruzott raktárcsarnok (Szilvágyi, 1963)



3.68. ábra. Mélyen fekvő szerves rétegek felett alapozott kecskeméti lakóházak (Szilvágyi, 1963)



3.69. ábra. Két tőzegréteg felett gyakorlatilag sértetlenül álló budapesti, négyszintes épület (SZILVÁGYI, 1965)

közvetítésével — egy 50–80 cm vastagságú, a talajvíz szintje felett fekvő rostos tőzegre terhel. Budapesten, a Garai utcában több négyszintes épület áll — gyakorlatilag sértetlenül — két tőzegréteg felett *(3.69. ábra)*.

3.5.4. Síkalapozás részleges talajcserével

Teljes talajcsere helyett részlegest azért szoktunk tervezni, mert az előbbihez viszonyítva kisebb a földmunka-, építőanyag- és időigénye, kisebb költséggel és kockázattal oldható meg a víztelenítés (szerencsés esetben nincs is rá szükség).

A talajcserét a *3.70. ábrán* látható módon kell kialakítani. A cseretalaj anyaga rendszerint homok; a víz okozta roskadás megakadályozása céljából tömöríteni kell, benyomódása az alatta fekvő puha szerves talajba geotextília terítésével akadályozható meg.

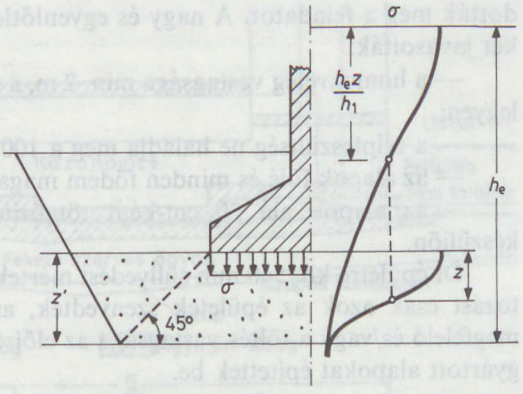
A cseretalaj beépítésével a vastagságának megfelelő szerves réteg összenyomódását teljes mértékben kiküszöböljük, ugyanakkor csökken a bentmaradó rétegből adódó átlagos süllyedés és süllyedéskülönbség, a következők miatt.

a) A homok és a szerves réteg *kétrétegű rendszert* alkot, aminek az a következménye, hogy a bentmaradó szerves réteg minden pontjára kisebb feszültség jut. Az erre vonatkozó elméletek szerint a függőleges feszültségek számításakor a cseretalaj h_1 vastagsága helyett h_e-t, az ún. helyettesítő rétegvastagságot kell figyelembe vennünk. Ez ODEMARK (1949) szerint az

$$\frac{E_2}{1-\mu_2^2} h_e^3 = \frac{E_1}{1-\mu_1^2} n^3 h_1^2 \tag{3.116}$$

kifejezésből számítható, ahol E_1 és E_2 a felső, ill. alsó réteg rugalmassági (összenyomódási) modulusa, μ_1 és μ_2 a két rétegre jellemző *Poisson*-tényező. Az n tényezőt 0,9-re véve fel, a $\mu_1 = \mu_2$ esetben a helyettesítő rétegvastagság

$$h_e = 0{,}9 h_1 \sqrt[3]{\frac{E_1}{E_2}} \tag{3.117}$$



3.70. ábra. A talajcsere kialakítása és a függőleges feszültségek számítása

lesz. A továbbiakban a z mélység helyett $h_e z/h_1$ mélységgel kell a feszültséget számolnunk (lásd a 3.70. ábrát).

b) A véletlen jellegű süllyedéskülönbség azért lesz kisebb, mert LEUSSINK (1955) statisztikája szerint a $\Delta s/\bar{s}$ arány a h_1 rétegvastagság növelésével 0,9-ről 0,3-hoz közelít (vö. a 3.5.3. fejezettel). Adott esetben ez a körülmény meghatározó lehet a cseretalaj h_1 vastagságának megválasztásában. Egy számpéldával kapcsolatos számítások szerint ($B=2{,}16$ m, $p=300$ kN/m^2, $E_1=26$ MN/m^2, $E_2=3$ MN/m^2, a szerves iszap vastagsága 5 m) a következő eredmények adódtak (RÉTHÁTI 1971):

h_1 (m)	$\bar{s}$ (cm)	Δs (cm)
0	8,76	7,88
0,50	6,36	2,35
0,75	4,33	1,30
1,00	3,40	1,02

(A *Leussink*-féle kritikus mélység $2{,}16/4=0{,}54$ m.)

3.5.5. Alapozás közvetlenül a kivitelezés előtt felhordott feltöltésen

Ez a szovjet gyakorlatban a 60-as évektől alkalmazott alapozási mód átmenetet képez a talajcsere és a 3.6. fejezetben ismertetett drénezés nélküli előterhelés között. Az ezzel foglalkozó szakcikkek nem mindegyike adja meg a feltöltés felhordása és az alapozás kezdete között eltelt időt (így egyik-másik esetleg valódi előterhelés volt), ezért a következőkben erre a megoldásra csak egyetlen példa szerepel.

Az Urál közelében tervezett egy- és kétszintes épületek cölöpalapjainak elkészítéséhez (az árvízi elöntés megakadályozására) 2 m magas feltöltést készítettek. Mélyalapozás helyett azonban LAVROV et al. (1976) javaslatára síkalapozással ol-

dották meg a feladatot. A nagy és egyenlőtlen süllyedés elkerülésére a következőket javasolták:

— a homokréteg vastagsága min. 2 m, a tőzegre jutó feszültség max. 40–50 kPa legyen;

— a talpfeszültség ne haladja meg a 100 kPa-t;

— az alapok fölé és minden födém magasságában vasbeton koszorú készüljön;

— az alapok alá 20 cm-ként tömörített, 60 cm vastag zúzottkő ágyazat készüljön.

Öt épületre kb. 540 mm süllyedést mértek, a többire ennek felét. Káros alakváltozást csak azok az épületek szenvedtek, amelyek helyén a tömörítés nem volt megfelelő és/vagy a töltés vastagsága az előírtnál kisebb volt, illetve ott, ahol előregyártott alapokat építettek be.

3.5.6. A szerves talaj harántolása síkalappal

Ez a megoldás a *mélyített síkalapozás* jellegzetes esete, hiszen az alapok a szerkezetileg szükségesnél mélyebbre kerülnek.

Mivel a mélyalapozás szokványos megoldás, és gyakorlatilag mindegy, milyen réteget harántolunk, ennek a kérdésnek — a szerves talaj vonatkozásában — nincs irodalma. A megoldás akkor jelent nehézséget, ha (és ez tőzegek esetén gyakori) a talajvíz szintje alatt kell az alapozási síkot megválasztani, és ezen belül is akkor, ha ott víztelenítés szempontjából „veszélyes" talaj van.

Makarov (1965) egyik példája azt bizonyítja, hogy a tőzeg alatt fekvő homok nyíltvíztartással való víztelenítése a talaj fellazulásához és a ráhelyezett épület károsodásához vezethet.

3.5.7. A felszerkezet kialakítása

Ha az alapozást a 3.5.2.–3.5.5. fejezetekben ismertetett eljárások valamelyikével oldjuk meg, különös gondot kell fordítanunk a szerkezet megfelelő kialakítására. Ez többnyire abból áll, hogy a mozgáselemek számított értékeinek a kritikus értékekhez való viszonyítása alapján a szerkezetnek a szokásosnál nagyobb teherbírást biztosítunk. Az ezt szolgáló lépések a következők lehetnek:

— vasbeton koszorú az alapok fölé,

— vasbeton koszorú minden szinten (a födémek magasságában),

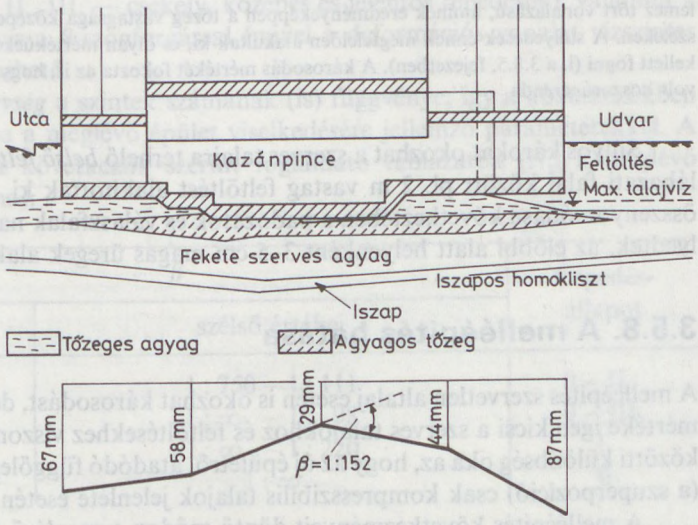
— az épület megfelelő merevségű blokkokra bontása süllyedési hézagokkal,

— a felfekvési felületek növelése,

— téglaépületekben acélbetétek elhelyezése (elsősorban az ablak nyílásokk alá és fölé),

— kényes szerkezeteknél sajtók beépítése az utólagos megemelés lehetőségének megteremtésére.

A sávalapot előnyben kell részesíteni a talpalappal, a monolit alapot az előregyártottal szemben.



3.71. ábra. A Magyar Nemzeti Bank debreceni fiókjának geotechnikai jellemzői és az építés után négy évvel elkezdett méréssel 24 év alatt regisztrált süllyedések (BALÁZSY et al., 1963)

A várható süllyedésekre és süllyedéskülönbségekre figyelemmel a vezetékek helyén az áttöréseket ellipszis alakúra kell kiképezni, a szigetelést pedig mozgásra nem — vagy kevésbé — érzékeny anyagból készíteni (a fekete szigetelés általában nem megfelelő).

Összehasonlító elemzéssel bizonyítja a szerkezet megerősítésének jelentőségét MAKAROV és SZVETLANOV (1962). Az Oka folyó partján létesített, kő- és betonalapra helyezett két épülethez vasbeton koszorút nem terveztek. Az épületek a 3,0–5,5 m vastag tőzeg összenyomódása következtében már építés közben károsodást szenvedtek (ki is kellett dúcolni őket), később a repedések szélessége 40 mm, a lábazaton 120 mm volt. Az a két épület, amelyek alapjai fölé vasbeton koszorút, ablakai alá négy-négy, 8 mm átmérőjű acélhuzalt építettek be, a $\Delta s = 15–24$ cm nagyságú süllyedéskülönbség ellenére rendeltetésszerűen üzemel.

Az épület állékonysága szempontjából jelentős szerepe van a *pincének*. Ha a szerves talaj (tőzeg) mélyen fekszik, számításokat kell végeznünk arra vonatkozóan, hogy pince létesítése — ezzel a szükségszerűen mélyebb alapozási sík és a szerves rétegre jutó nagyobb feszültség — nem teremt-e a felszerkezetre veszélyes helyzetet. Magasan fekvő szerves réteg esetén a pince létesítése csökkentheti a kompresszíbilis réteg vastagságát (így lehetséges, hogy különösebb szerkezeti megerősítésre vagy egyéb intézkedésekre nem lesz szükség). Amit mindenképpen el kell kerülnünk, az a részleges alápincézettség. Ennek káros hatására már a 3.44. ábra rámutatott, de több budapesti példa is utal erre.

A *3.71. ábra* a Magyar Nemzeti Bank debreceni fióképületének metszetét ábrázolja. Az épületet kedvezőtlen állapotú ($w = 75\%$, $e = 1{,}4$) és a talajvíz ingadozási zónájába eső tőzegre alapozták. A pince + háromszintes épület terheit vasbeton lemez adja át az altalajnak. A kazánpince mélyebb helyzete miatt a

lemez tört vonalazású, aminek eredményeképpen a tőzeg vastagsága középen lényegesen kisebb, mint a széleken. A süllyedések ennek megfelelően alakultak ki, és olyan mértékűek voltak, hogy az épületet alá kellett fogni (l. a 3.8.5. fejezetben). A károsodás mértékét fokozta az is, hogy az egyes szintek között nem volt koszorúgerenda.

Súlyos károkat okozhat a szerves talajra terhelő *belső feltöltés* is. Egy érdi épület lábazati falai között pl. 2 m vastag feltöltést alakítottak ki. Az alatta fekvő tőzeg összenyomódása következtében a padozatok és válaszfalak nagymértékben megsüllyedtek, az előbbi alatt helyenként 3–5 cm magas üregek alakultak ki.

3.5.8. A melléépítés hatása

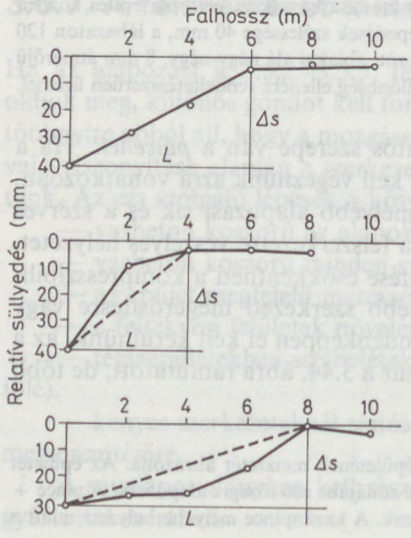
A melléépítés szervetlen altalaj esetén is okozhat károsodást, de ennek gyakorisága és mértéke igen kicsi a szerves talajokhoz és feltöltésekhez viszonyítva. A két kategória közötti különbség oka az, hogy az új épületről átadódó függőleges feszültségek hatása (a szuperpozíció) csak kompresszibilis talajok jelenléte esetén veszélyes.

A melléépítés következményeit döntő módon a *meglévő épület* adottságai határozzák meg, éspedig

— szerkezeti merevsége és állaga,
— az altalaj összenyomhatósága és
— az alapozási rendszer(ek) jellemzői.

Ezen adottságok számszerűen is kifejezhető hatása Ungár (1966) azon statisztikai vizsgálata alapján ítélhető meg, amelyet Szeged 30 épületének viselkedése alapján végzett el.

A melléépítés a meglévő épület lábazati vonalának a *3.72. ábrán* látható, három különböző típusú elmozdulását idézheti elő. A károk mértéke a „repedésállapottal"



3.72. ábra. A melléépítés hatására a meglévő épületen kialakuló relatív süllyedések (Ungár, 1966)

(0 — repedés nincs, I., II., III. — csekély, közepes és jelentős repedések), valamint a $\Delta s/l$ hányadossal, vagyis a β szögforgással (mivel a deformációs vonalat vízszintes szakasz követi) jellemezhető.

A *szerkezeti merevség* a szintek számának (is) függvénye, így a következőkben ezt hozzuk kapcsolatba a meglévő épület viselkedésére jellemző paraméterekkel. A vizsgálat eredménye a következők szerint foglalható táblázatba (N_m a meglévő épület szintjeinek száma):

N_m	β		Repedés-állapot
	átlaga	szélső értékei	
2	1 : 205	1 : 750 – 1 : 111	0 – II.
3	1 : 222	1 : ∞ – 1 : 98	0 – III.
4	1 : 555	1 : ∞ – 1 : 220	I.
5	1 : ∞	1 : ∞	0

Mivel a talaj alakváltozása az új épületről átadódó tehertől (a szuperponálódó feszültségtől) is függ, UNGÁR (1966) ezt és a meglévő épület merevségét egyaránt tükröző paraméterrel, nevezetesen az $N_ú/N_m$ hányadossal vette figyelembe. ($N_ú$ az új épület szintszáma.) Vizsgálatának eredménye a következőkben foglalható össze:

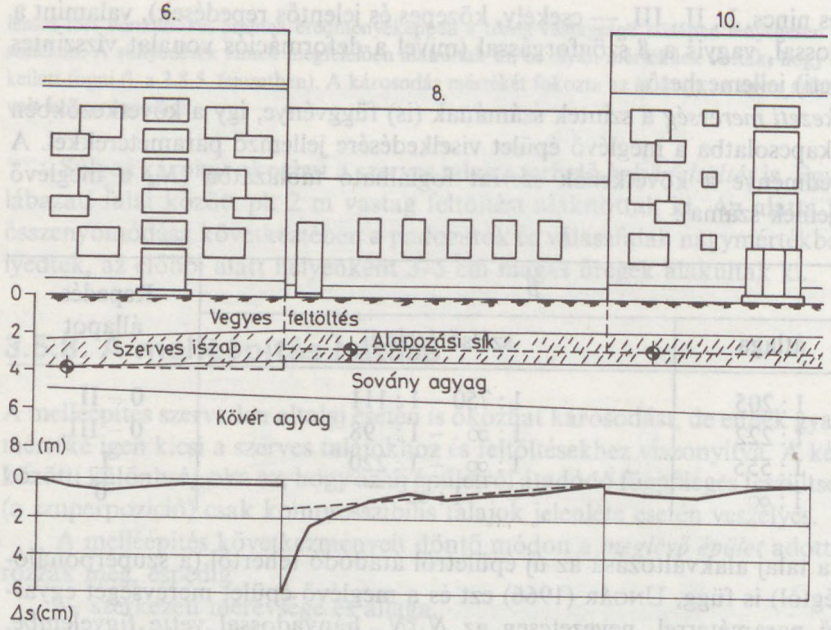
$N_ú/N_m$	β		Repedés-állapot
	átlaga	szélső értékei	
1,0–1,5	1 : 510	1 : ∞ – 1 : 220	0–I.
1,5–2,0	1 : 228	1 : ∞ – 1 : 98	0–II.
2,0–2,5	1 : 151	1 : 445 – 1 : 111	II–III.

Az *altalaj összenyomhatóságának* szerepére a *3.12. táblázat* adatai mutatnak rá. Eszerint a szervetlen és szerves talajon álló épületek szögforgásainak aránya kb. 1 : 5.

Az *alapozási rendszer(ek)* vonatkozásában a statisztika csak az aláfalazás hatásának vizsgálatához nyújtott elegendő adatot. Eszerint az azonos (vagy közel azonos)

3.12. táblázat. A melléépítés okozta szögforgások Szegeden, az altalaj függvényében (UNGÁR, 1966)

A meglévő épület altalaja	Az új	A szögforgások	
		átlaga	szélső értékei
Ásványi talaj		1 : 820	1 : ∞ –1 : 220
Humuszos iszap, agyag	Ásványi talaj	1 : 412	1 : ∞ –1 : 182
Szerves talaj vagy feltöltés	Ásványi talaj	1 : 181	1 : 300–1 : 100
Szerves talaj		1 : 158	1 : 445–1 : 98



3.73. ábra. Példa a kétoldali melléépítés, az alátalazás (6. sz. épület) és az egyenlőtlen rétegződés hatására kialakuló mozgások különbözőségére (UNGÁR, 1963)

szinten végrehajtott alapozás (*M*) és a meglévő épület alátalazása (*A*) között a következő számszerű különbségek mutatkoztak:

	β		Repedés-állapot
	átlaga	szélső értékei	
M	1 : 403	1 : ∞ – 1 : 158	0–III.
A	1 : 197	1 : ∞ – 1 : 98	0–III.

A táblázat alátámasztja azt — a szervetlen talajokra is érvényes — megfigyelést, hogy még a leggondosabban végrehajtott alátalazás is többletsüllyedéssel jár.

Az alátalazás és az egyenlőtlen rétegződés együttes hatására mutat be példát a *3.73. ábra.* A 8. sz. lakóház mellé mindkét oldalról új épületet emeltek. A szóban forgó ház alapjai iszapon állnak, ennek szervesanyag-tartalma a 6. sz. épület irányába fokozatosan nő. A 10. sz. épületet kis talpfeszültséggel ($p = 120$ kN/m^2-rel), a régivel azonos szinten az iszapra, a 6. számút az ez alatt fekvő sovány agyagra állították, a meglévő épület csatlakozó szakaszát alátalazva. A relatív süllyedések vonalából a következőket állapíthatjuk meg:

— a régi épület alá nem falazott, kevésbé szerves talajra alapozott szakaszán a viszonylag kis többletfeszültség nem idézett elő süllyedést;

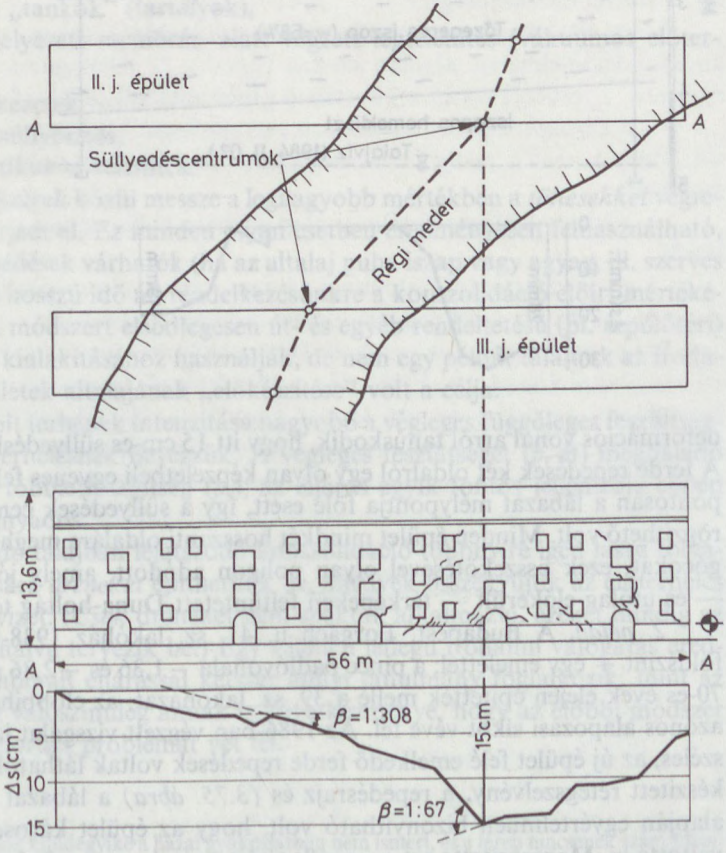
— a 6. sz. épület felőli oldalon a nagyobb talpfeszültség és az aláfalazás együttes hatására 4 cm süllyedéskülönbség keletkezett;

— a meglévő épület már a melléépítés előtt is egyenlőtlenül süllyedt (lásd az ábrán a szaggatott vonalat), ami az iszap változó szervesanyag-tartalmának a következménye.

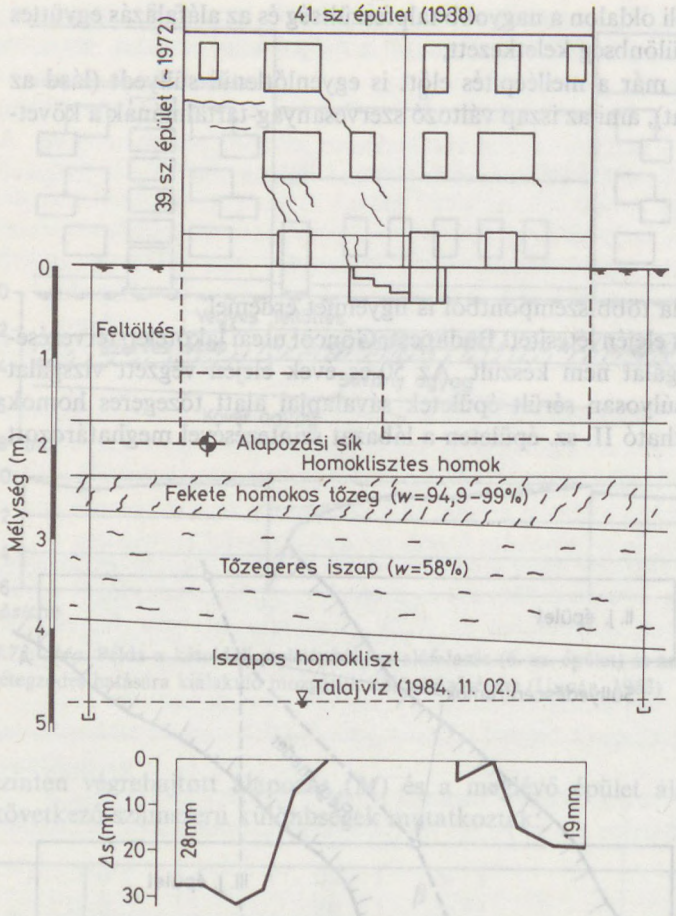
3.5.9. Példák

Az itt következő két példa több szempontból is figyelmet érdemel.

1. példa. A 40-es évek elején létesített Budapest, Göncöl utcai lakótelep tervezéséhez talajmechanikai vizsgálat nem készült. Az 50-es évek elején végzett vizsgálat megállapította, hogy a súlyosan sérült épületek sávalapjai alatt tőzegeres homok fekszik. A *3.74. ábrán* látható II. sz. épületen a lábazat szintezésével meghatározott



3.74. ábra. A Budapest, Göncöl utcai épületeken kialakult süllyedéscentrumok és a II. j. épület egyik lábazatán mért relatív süllyedések (Réthati, 1960 és 1977a)



3.75. ábra. A Budapest, Forgách u. 41. sz. épület udvari homlokzata a rétegszelvénnyel és a lábazaton mért relatív süllyedésekkel

deformációs vonal arról tanúskodik, hogy itt 15 cm-es süllyedéskülönbség alakult ki. A ferde repedések két oldalról egy olyan képzeletbeli egyenes felé emelkedtek, amely pontosan a lábazat mélypontja fölé esett, így a süllyedések centruma egyértelműen rögzíthető volt. Minden épület mindkét hosszanti oldalára meghatározva a süllyedési gócokat, ezek összekötésével olyan poligon adódott, amely jól megegyezik a régi — és utólag előkerült — térképeken feltüntetett Duna-holtág tengelyvonalával.

2. példa. A Budapest, Forgách u. 41. sz. lakóház 1938-ban épült, pince + földszint + egy emelettel; a pince padlóvonala −1,36 és −2,36 m között változik. A 70-es évek elején építették mellé a 39. sz. lakóházat, az előbbihez csatlakozó részén azonos alapozási síkot véve fel. Az 1986-ban végzett vizsgálat idején a régi épületen széles, az új épület felé emelkedő ferde repedések voltak láthatók. A fúrások alapján készített rétegszelvény, a repedésrajz és *(3.75. ábra)* a lábazat deformációs vonala alapján egyértelműen bizonyítható volt, hogy az épület károsodását a melléépítés váltotta ki. Megerősítette ezt a megállapítást az is, hogy a szögforgás (1 : 45) hétszerese a kritikusnak.

3.6. A fizikai tulajdonságok javítása előterheléssel és drénezéssel

3.6.1. A fizikai tulajdonságok javításának lehetőségei

A térfogatváltozó és roskadó talajok fizikai tulajdonságainak javítására szolgáló eljárások többsége szerves talajok esetén nem használható fel: az előzetes *árasztás* pl. azért nem, mert a szerves talajok többnyire a talajvízszint alatt fekszenek, az *égetés* után laza hamutömeg maradna vissza, a *vegyi szilárdítás* műszaki nehézségekkel és nagy költséggel járna.

A szerves talajok (és főleg a tőzegek) fizikai tulajdonságainak javítására egyetlen jó és gazdaságos módszert ismerünk, nevezetesen a hézagtényező és a víztartalom csökkenését eredményező előterhelést. Teherként a következők jöhetnek szóba (MITCHELL, 1981):

— mesterséges töltés,
— vízzel töltött „tankok" (tartályok),
— a felszínre helyezett membrán alatt végzett légtelenítés (vákuumos előterhelés),
— horgonyszerkezetek,
— talajvízszint-süllyesztés,
— elektroozmotikus víztelenítés.*

A felsorolt módszerek közül messze a legnagyobb mértékben a *töltésekkel* végrehajtott előterhelés terjedt el. Ez minden olyan esetben eredményesen felhasználható, amikor *a)* nagy süllyedések várhatók (ha az altalaj puha iszap vagy agyag, ill. szerves talaj), *b)* elegendően hosszú idő áll rendelkezésünkre a konszolidáció előírt mértékének kialakulásáig. A módszert elsődlegesen út- és egyéb rendeltetésű (pl. repülőtéri) töltések biztonságos kialakításához használják, de nem egy példát találunk az irodalomban, amikor épületek altalajának „előkészítése" volt a célja.

Ha a töltések holt terhének intenzitása nagyobb a végleges függőleges feszültségnél, a műveletet túlterhelésnek nevezzük. A végleges feszültséget (p_f-et) meghaladó teherintenzitás neve többletfeszültség (p_s); az eljárás egyik fontos jellemzője ebben az esetben a p_s/p_f hányados.

Mivel a javítandó talajban lejátszódó konszolidáció többnyire igen lassú folyamat, ennek gyorsítására *dréneket* építhetünk be, amelyek összegyűjtik az előterhelés során kinyomódott vizet. (*Csak* dréneket nem szoktak alkalmazni, ezeket mindig az előterheléssel kombinálva tervezik be.) Egy véletlen jellegű irodalmi válogatás eredménye szerint a kombinált eljárással kétszer annyi tanulmány foglalkozik, mint az előterheléssel, bár ez valószínűleg annak is következménye, hogy az előbbi módszer több elméleti és gyakorlati problémát vet fel.

* A felsorolt eljárások mindegyike a hazai gyakorlatban nem ismert, és e téren nincsenek számottevő hazai tapasztalatok sem. Részletesebb megismerésük végett az olvasónak a külföldi szakirodalomra kell támaszkodnia. (A szerk.)

Az első ilyen célból készült drénezést Kaliforniában valósították meg (PORTER, 1936); a drének anyaga homok volt, a 3 m-re kiosztott 500 mm átmérőjű drének összhossza alig haladta meg az 1000 m-t. A fejlődés következő állomása a műanyag drének megjelenése (KJELLMAN, 1948).

Arra is van példa, hogy kizárólag dréneket építettek be (a felszínt nem terhelték); az eredmény így is kielégítő volt, a víztartalom pl. 8 hónap alatt 350%-ról 110%-ra csökkent (GUSZEVA, 1966).

3.6.2. Irányelvek az előterhelés tervezéséhez

A tervezés során meg kell határoznunk

— azt a p_s túlterhet (többletfeszültséget), amely a rendelkezésre álló idő alatt a kívánt kompressziót (süllyedést) előidézi, valamint

— az ehhez tartozó konszolidációs időt, végül

— az alapok kivitelezése után várható süllyedéseket és egyéb mozgáselemeket (pl. a süllyedéskülönbséget).

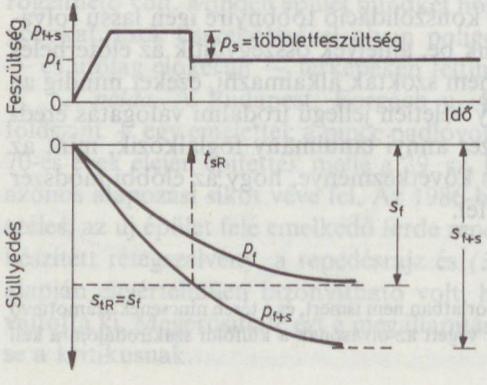
Mivel általában nagy felületekről van szó, a számításokat *Terzaghi* egydimenziós konszolidáció-elmélete alapján szokás végezni. A valóságban a helyzet nem ilyen egyszerű; a tervezés során a következő problémákkal találkozhatunk:

— a *Terzaghi*-elmélet korlátozott pontossággal írja le a konszolidációs folyamatot, tőzegek esetén pedig felhasználásának jogosultsága is kétséges (vö. a 3.4.2.1. fejezettel);

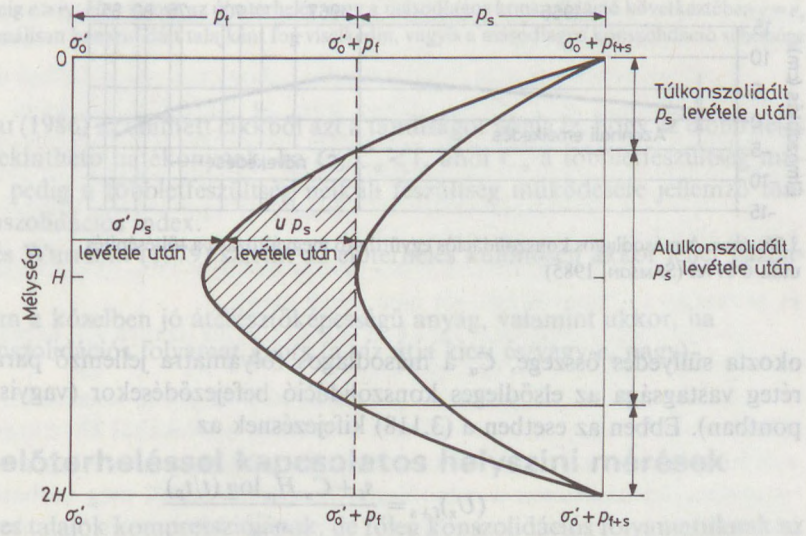
— a konszolidáció mértéke az alapterületen belül valamint rétegenként is különböző;

— a szervesanyag-tartalommal nő a másodlagos konszolidáció okozta süllyedés részaránya, másrészt a folyamat időben nagyon elhúzódik.

Ha nincs másodlagos konszolidáció, a süllyedések időbeli lefolyása a *3.76. ábra* szerint alakul (ALDRICH, 1965). Ha a többletfeszültséget t_{sR} ideig működtetjük, a réteg összenyomódása azonos lesz az egyedül a végleges feszültség (p_f) által kiváltott összenyomódással, azaz $s_{tR} = s_f$. Ebben az időpontban a rétegben kialakuló



3.76. ábra. Az elsődleges konszolidáció kiváltása (ALDRICH, 1965 és MITCHELL, 1981)



3.77. ábra. A pórusvíznyomás eloszlása a túlteher levétele után, t_{sR} időpontban (MITCHELL, 1981)

átlagos konszolidációs fok

$$\bar{U}_{sR} = \frac{s_f}{s_{f+s}}. \tag{3.118}$$

Ekkor a réteg *közepe* még távol van az általunk megkívánt állapottól *(3.77. ábra);* az építés után bekövetkező elsődleges konszolidáció minimumra csökkentése érdekében a réteg minden pontjában a végleges feszültségnek megfelelő hatékony feszültséget kell elérnünk (ALDRICH, 1965). Bár az áteresztő határoló réteg közelében lévő túlkonszolidált tartományokból nem adódik a részleges tehermentesítés után nagymértékű emelkedés (JOHNSON, 1970a), a még várható konszolidáció mértéke itt nagy lehet. Ezért a p_s többletfeszültséget addig kell működtetni, amíg az utolsóként konszolidálódó tömegben is (általában a töltés középvonala alatt) eléri a konszolidáció mértéke az

$$(U_z)_{f+s} = \frac{p_f}{p_f + p_s} \tag{3.119}$$

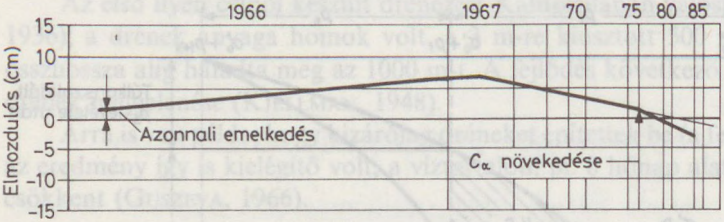
kifejezéssel meghatározott értéket.

Az $\bar{U}_{sR}$- és U_z-nek megfelelő t idő — ha *Terzaghi* elméletét használtuk fel — az ismert négyzetes összefüggésből, a (3.69.) képletből számítható.

A másodlagos konszolidáció figyelembevételére JOHNSON (1970) az

$$s_s = C_\alpha \cdot H_p \cdot \log(t/t_p) \cdot (t > t_p) \tag{3.120}$$

képletet javasolja felhasználni, ahol s_s az elsődleges és másodlagos konszolidáció



3.78. ábra. A másodlagos konszolidációs együttható megváltozása a töltésépítés után 6 évvel (SAMSON, 1985)

okozta süllyedés összege, C_α a másodlagos folyamatra jellemző paraméter, H_p a réteg vastagsága az elsődleges konszolidáció befejeződésekor (vagyis a $t=t_p$ időpontban). Ebben az esetben a (3.118) kifejezésnek az

$$(U_z)_{f+s}=\frac{s_f+C_\alpha H_p \log (t/t_p)}{s_{f+s}} \tag{3.121}$$

egyenlőség felel meg.

Számolnunk kell azzal is, hogy a többletfeszültség működtetése ellenére az alapok süllyedni fognak, mert

— a tehermentesítést követő emelkedést (vö. a 3.6.3. fejezettel) rekompresszió követi,

— a konszolidáció (főleg a másodlagos) az építést követően is folytatódhat.

Ezt a két kedvezőtlen körülményt számításokkal nehéz követni, így többnyire helyszíni megfigyelésekre és irodalmi adatokra vagyunk utalva. Káros hatásuk csökkenthető, ha *a) egyenletes* süllyedés kiváltására törekszünk, *b)* szükség esetén a tőzeg *részleges* cseréjével a még várható mozgások egy részét kiküszöböljük.

A tervezés során természetesen itt is felmerülnek gazdaságossági kérdések. Így pl. célszerű az alapok talpfeszültségét minél kisebbre felvenni, hogy ezzel a többletfeszültség szükséges mértékét csökkentsük (JOHNSON, 1970a). A másik lehetőség a (3.120) kifejezésben is szereplő C_α tényezővel függ össze. Tanulságos ebből a szempontból az a vita, amit SAMSON (1985) azon megfigyelése váltott ki, hogy az általa vizsgált esetben a töltés elkészítését követő hatodik évben az s, $\log t$ összefüggést ábrázoló egyenes hajlása — tehát C_α — megnőtt *(3.78. ábra)*. A tanulmányhoz két ismert szerző nyújtott be diszkussziót, a következőket állapítva meg.

a) LEFEVBRE (1986) szerint a tőzegre nem helytálló az — az egyébként reális — feltételezés, hogy E_s folyamatos növekedése miatt a másodlagos konszolidáció sebességének csökkennie kell, éspedig azért nem, mert a tőzeg nem „emlékszik" a feszültségekre, csak az alakváltozásra.

Az említett szerző a jelenséget részleteiben a következők szerint írja le. A tőzeget terhelve pórusai csökkennek, de tehermentesítve nem nyerik vissza eredeti nagyságukat. A talaj kevésbé összenyomható, egészen addig, amíg e olyan értéket nem vesz fel, amelyet addig nem ért el, tehát nem tekinthető normálisan konszolidáltnak. Így a prekonszolidációt e-vel és nem p-vel kell jellemeznünk. Ha a tőzeg hézagtényezője a kompresszió hatására e_p lesz, a tehermentesítést követően mindaddig kicsi lesz a másodlagos konszolidá-

ció sebessége, amíg $e > e_p$. Ha viszont az újraterhelés vagy a másodlagos konszolidáció következtében $e = e_p$ lesz, a tőzeg normálisan konszolidált talajként fog viselkedni, vagyis a másodlagos konszolidáció sebessége megnő.

b) Mesri (1986) az említett cikkből azt a tanulságot vonja le, hogy az előterhelés csak akkor tekinthető hatékonynak, ha $C'_\alpha / C_\alpha < 1$, ahol C'_α a többletfeszültség működésére, C_α pedig a többletfeszültség nélküli feszültség működésére jellemző másodlagos konszolidációs index.

Lambe és Whitman (1979) szerint az előterhelés különösen akkor lehet gazdaságos

— ha van a közelben jó áteresztőképességű anyag, valamint akkor, ha
— a konszolidációs folyamat gyors (a víz útja kicsi és/vagy c_v nagy).

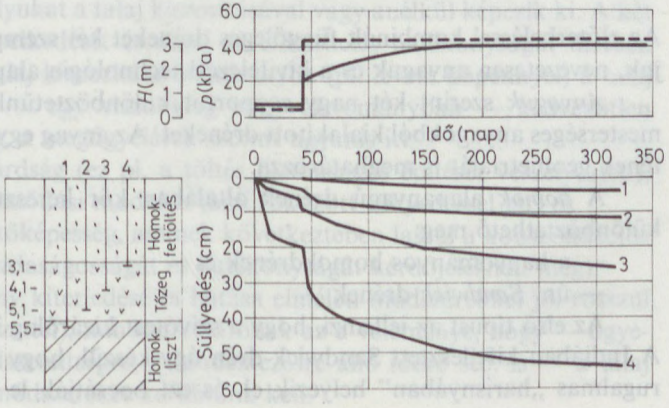
3.6.3. Az előterheléssel kapcsolatos helyszíni mérések

Mivel a szerves talajok kompressziójának, de főleg konszolidációs folyamatuknak az előrejelzése csak eléggé korlátozott mértékű pontossággal végezhető el, az előterhelést csak akkor várhatunk jó eredményt, ha a talajban lezajló folyamatokat helyszíni mérésekkel követjük.

Legfontosabb feladatunk a *süllyedések* idősorának a meghatározása; ennek segítségével a következőket állapíthatjuk meg:

— bekövetkezett-e (és mikor) a szerves talaj általunk előírt összenyomódása,
— milyen további mozgások várhatók az alapozást követően,
— milyen vízszintes és függőleges mozgást váltott ki az előterhelés az építési terület környezetében.

A süllyedéseket lehetőleg rétegenként kell mérnünk, 0,5–1,0 m-ként helyezve el a mérőbélyegeket. Egy ilyen mérés eredményét mutatja be a *3.79. ábra*. A süllyedések idősora itt többek között azt bizonyítja, hogy a tőzegen belül mind a kompresszibilitás, mind az áteresztőképesség vonatkozásában nagy különbségek vannak. (Ami a konszolidációt illeti: a tőzeg alsó tartományában a végleges süllyedés 80–90%-ának



3.79. ábra. Az előterhelés által különböző mélységekben kiváltott süllyedések (Konovalov et al., 1985)

kialakulásához 3–4 hónap volt szükséges, a felsőben egy hónap alatt gyakorlatilag a teljes konszolidáció lezajlott).

A süllyedésmérések arra is választ adnak, hogy mennyi ideig kell az előterhelést (vagy a túlterhet) működtetni, mikor lehet az alapozást elkezdeni. A szükséges időtartam a terhelés nagyságától, valamint a dréneződés lehetőségétől (az alsó és felső határoló felületek áteresztőképességétől) függ. Néhány példa az irodalomból:

— egy 3 m vastag tőzegréteg (w=871–1003%) alakváltozásának 80–90%-a 3 hónap alatt lezajlott (KOVALENKO, 1968);

— KAMINSZKAJA és MEDVEGYEVA (1988) szerint a 75%-os konszolidációhoz egy év szükséges (a rétegvastagságot nem adják meg);

— egy áruház építésekor az 1,8 m vastag szerves iszapra 200 napig működtették az előterhelést (LAMBE és WHITMAN, 1979).

A még várható süllyedésekre a konszolidációs görbe lefutásából és a túlteher (többletfeszültség) levétele során mért *emelkedés* mértékéből következtethetünk. Az utóbbi ismeretére azért van szükségünk, mert a hasznos teher okozta rekompresszió — amihez természetesen a másodlagos konszolidációból még várható süllyedés is hozzáadódik — hasonló nagyságú (az emelkedés 1,2–1,5-szöröse). Az emelkedés is lassú folyamat, SAMSON (1985) egyik esettanulmányában például az egy év alatt mért emelkedésnek (amely 4,3–7,9 cm volt) csak az egyharmada következett be azonnal.

A környezetben bekövetkező mozgás a süllyedések mérésével követhető, a vízszintes elmozdulás meghatározására inklinométereket célszerű használni.

A konszolidációs folyamat a *pórusvíznyomás* mérésével is ellenőrizhető. Ezzel párhuzamosan célszerű a talajvízszint helyzetét is folyamatosan megállapítani. Érdekes esetet írnak le ezzel kapcsolatban KONOVALOV és társai (1985). Az előterhelés céljából felhordott 3,6 m magas töltésben a talajvíz szintje még 300 nap múlva is −2,2 m-en volt. Mivel a víz eltávozása időben ennyire elhúzódott, a tőzegre jutó hatékony feszültség is igen lassan nőtt, ami az előterhelés szükséges időtartamát nagymértékben megnövelte. (A töltés helyi, kevésbé áteresztő talajból készült!)

3.6.4. A drének osztályozása

Az előterheléssel kombinált függőleges dréneket két szempont szerint osztályozhatjuk, nevezetesen anyaguk és a kivitelezési technológia alapján.

Anyaguk szerint két nagy csoportot különböztetünk meg: a homokból és a mesterséges anyagokból kialakított dréneket. Az anyag egyben a drén keresztmetszetének geometriáját is meghatározza.

A *homok* alapanyagú drének általában kör keresztmetszetűek. Két típusuk különböztethető meg:

— a hagyományos homokdrének és

— ún. *Sandwick*-drének.

Az első típust az jellemzi, hogy a szívótest kizárólag homokból van kialakítva. A Indiában kifejlesztett Sandwick-drén úgy készül, hogy a homokot egy áteresztő, rugalmas „harisnyában" helyezik el, és ezt bocsátják le az előfúrt lyukba vagy a

3.13. táblázat. Néhány elterjedten használt drénkötegtípus geometriai adatai, anyaga és áteresztőképessége (McGown és Hughes, 1981)

Típus	Közelítő méretek (mm)		Anyag		k (cm/s)	Névleges átmérő (mm)
	szélesség	vastagság	Mag	Szűrő		
Kjellman	100	3,0	Karton	Karton	$1 \cdot 10^{-5}$	66
Mebra papírszűrő	95	3,2	Polietilén	Kezelt papír	$6 \cdot 10^{-7}$	63
Mebra polipropilén poliészter	95	3,4	Polietilén	Polipropilén v. poliészter	$2 \cdot 10^{-2}$	63
Geodrain	95	4,0	Polietilén	Kezelt papír	$6 \cdot 10^{-7}$	63
Colbond	300	4,0	KF650 j. poliészter		$3 \cdot 10^{-2}$	194
Alidrain	100	7,0	Plasztik	Cellulóz	$3 \cdot 10^{-4}$	68
Castle Drain	94	2,6	Poliolefin	Mérnöki textília	$2 \cdot 10^{-2}$	62

lehajtandó köpenybe. Az eredeti indiai változatban a drén átmérője 65 mm, a kalapáccsal levert — és fokozatosan visszahúzott — köpeny átmérője 95 mm.

Homokdrén résekkel is kialakítható; egy szibériai építkezésen pl. 25 m hosszú, 1 · 4,6 m keresztmetszetű drénekkel javították a tőzeg állapotát. A réseket egykanalas exkavátorral célszerű kialakítani, mert a fal állékonysága így jobban biztosítható; Abelev (1973) szerint a rés 7 m-es mélység felett gazdaságosabb a hagyományos drénnél.

Mesterséges anyagokat a 40-es évek végén kezdtek felhasználni. A drén ebben az esetben két részből áll: a belső magból és a szűrőből. A magot négyszög vagy trapéz keresztmetszetű huzalok kötege alkotja, ezeket veszi körül a szűrő. Az első ilyen típusú drén anyaga — mind a magé, mind a szűrőé — karton volt (Kjellman, 1948), ma már inkább műanyagokat (geotextíliákat) használnak. Néhány elterjedten használt típus geometriai adatait, anyagukat és áteresztőképességüket a *3.13. táblázat* tünteti fel.

A *kivitelezési technológia* szerint két alaptípust különböztetünk meg aszerint, hogy a dréneket befogadó lyukat a talaj kiszorításával vagy anélkül képezik ki. A két módszer között a talaj viselkedését és ezzel az előterhelés hatékonyságát illetően döntő különbség van. A talaj kiszorítása oldalirányba (pl. levert köpennyel) a talaj mértékadó tulajdonságait — egy viszonylag nagy tartományban — kedvezőtlen értelemben változtatja meg, a megfigyelések szerint ugyanis itt

— kisebb a nyírószilárdság (ez pl. a töltés biztonságos építését veszélyezteti),
— kisebb az összenyomódási modulus (ami fokozott süllyedéssel jár) és
— csökken az áteresztőképesség, aminek következtében lassul a konszolidációs folyamat (ez a módszer gazdaságosságát és hatékonyságát kérdőjelezheti meg).

Bár a zavart tartomány kiterjedése és hatása elméleti módszerekkel jól-rosszul követhető (vö. a 3.6.5. fejezettel), minden kutatónak az a véleménye, hogy — figyelemmel természetesen a felszereltségre, a rendelkezésre álló időre stb. is — a talaj kiszorítását eredményező módszereket kerülnünk kell.

Az előzőekben írottak igazolására a 3.6.9. fejezetben találunk példákat.

A kivitelezési technológiára — mind a két említett típusra — számos megoldást ismerünk. Ezeket McGown és Hughes (1981) a következő három nagy csoportba sorolja (zárójelben ezek alcsoportjai):

— talajkiszorítással készült drének (verés, vibrálás, sajtolás, öblítés, esetleg ezek kombinációi);

— fúrással készült lyukak (gépi fúrás béléscsővel vagy anélkül, kézi fúrás, ütve működő fúrás béléscsővel vagy anélkül, fúrás homok befogadására alkalmas üreges fúrószárral);

— öblítéssel készült lyukak (gépi fúrás vízsugárral, ugyanez kettős falú köpennyel, vízöblítés felül nyitott béléscsőben).

Az első esetben köpenyt juttatnak le, bentmaradó vagy visszanyerhető alsó lappal (dugóval stb.).

A szakirodalom a dréntípusok vonatkozásában az előzőekben írottakon felül a következőket ajánlja:

— ha a töltés nagy süllyedést és/vagy oldalkitérést vált ki, vákuumos víztelenítés is szóba jöhet (Casagrande és Poulos, 1969);

— a talajkiszorítással járó módszereket akkor is kerülni kell, ha a nagy adhézió megnehezíti a köpeny lejuttatását és visszahúzását (Casagrande és Poulos, 1969);

— a statikus lehajtást előnyben kell részesíteni a dinamikussal szemben, mert utóbbi esetben a pórusvíz disszipációja lassabban megy végbe (Hansbo et al., 1981);

— tőzeg altalaj esetén jól bevált a vízsugáröblítéssel kombinált gépi fúrás (Stanton, 1948).

3.6.5. A drénezett előterhelés elméleti kérdései

Akárcsak a drénezetlen esetben, a drénezettben is az előterhelés konszolidációs folyamatának előrejelzése és megfigyelése a legfontosabb feladat.

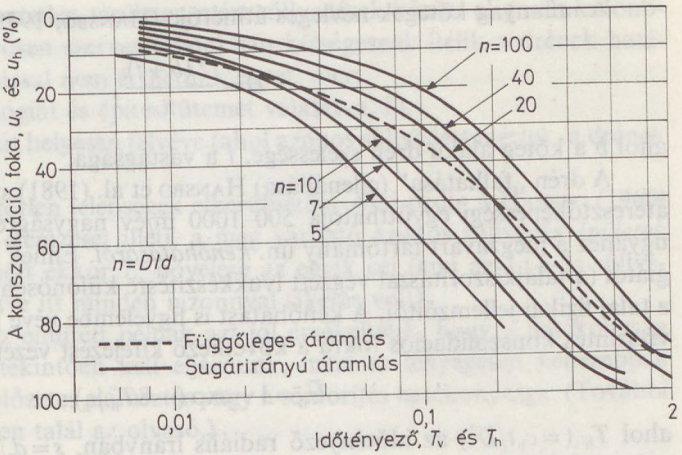
A függőleges drének konszolidációjának elmélete kombinált radiális és függőleges vízmozgást feltételez. Így a klasszikus *Terzaghi*-elméletet ennek megfelelően át kellett dolgozni (Rendulič, 1935; Carillo, 1942; Barron, 1948; Richart, 1957; Hansbo, 1960, 1979, 1981; Hansbo és Torstensson, 1977; Hansbo et al., 1981).

A kombinált áramlás a függőleges és radiális áramlás különválasztásával tárgyalható: a pórusvíz-túlnyomás átlagos értéke ($\bar{U}$) a két különböző irányú komponens szorzataként adódik

$$\bar{U} = 1 - \left(\frac{\bar{u}}{u_0}\right)_{v-h} = 1 - \left(\frac{\bar{u}}{u_0}\right)_v \left(\frac{\bar{u}}{u_0}\right)_h . \tag{3.122}$$

A konszolidáció ideje függőleges értelemben

$$t = \frac{T_v H^2}{c_v} = T_v H^2 \frac{a_{vv} \varrho_w}{k_v (1 - e_0)} , \tag{3.123}$$



3.80. ábra. A T_v, U_v és T_h, U_h összefüggések és ezek változása az $n=D/d$ hányadossal (BARRON, 1948)

vízszintes értelemben pedig

$$t=\frac{T_h H^2}{c_h}=T_h H^2 \frac{a_{vh}\varrho_w}{k_h(1-e_0)}, \tag{3.124}$$

ahol T_v és T_h az időtényező, c_v és c_h a konszolidációs együttható, a_{vv} és a_{vh} a tömörödési együttható, k_v és k_h az áteresztőképességi együttható (v a függőleges, h a vízszintes irányra utal), e_0 a kezdeti hézagtényező.

A T_v, U_v és T_h, U_h kapcsolatokat a *3.80. ábra* tünteti fel. Ezek a drének távolságát (L-t) is magukban foglalják, mert D a d átmérőjű drén hatótávolságának megfelelő henger átmérője; négyzethálózatban telepített drének esetén $D=1{,}13L$, háromszöghálózatban telepített drének esetén $D=1{,}05L$. Így a (3.122)–(3.124) egyenletek és a 3.80. ábra a tervezéshez szükséges minden adatot tartalmaz. Amint láthatjuk, a drének távolságának sokkal nagyobb hatása van a folyamatra, mint az átmérőnek.

Ha feltételezzük, hogy

— a drén áteresztőképessége a környező talajéhoz képest végtelen,

— a *Darcy*-törvény érvényes, és

— a függőleges áramlás a vízszinteshez képest elhanyagolható,

akkor a t konszolidációs idő a következő kifejezésből számítható:

$$t=\frac{D^2\mu}{8c_h}\ln\frac{1}{1-\bar{U}_h}, \tag{3.125}$$

ahol

$$\mu=\frac{n^2}{n^2-1}\left[\ln n-0{,}75+\frac{1}{n^2}\left(1-\frac{1}{4n^2}\right)\right]\cong\frac{n^2}{n^2-1}\left[\ln n-0{,}75-n^2\right], \tag{3.126}$$

és $n=D/d$.

A műanyag kötegek névleges átmérője (HANSBO, 1979):

$$D = \frac{2(b+t)}{\pi}, \tag{3.127}$$

ahol b a köteg alakú drén szélessége, t a vastagsága.

A drén „falhatása" (ellenállása) HANSBO et al. (1981) szerint elhanyagolható, ha áteresztőképességi együtthatója 500–1000 m/év nagyságrendű. Nem mondható el ugyanez a megzavart tartomány ún. *kenőhatásáról*. Ennek mértéke függ a technológiától (a talajkiszorítással végzett lyukkészítésre különösen nagy), a gép típusától és a talaj fizikai jellemzőitől. A kenőhatást is figyelembe véve HANSBO (1981) az átlagos vízszintes konszolidációs fokra a következő kifejezést vezette le:

$$\bar{U}_h = 1 - \exp(-8T_h/\mu_s), \tag{3.128}$$

ahol T_h $(= c_h t/D^2)$ az időtényező radiális irányban, $s = d_s/d$, d_s a megzavart tartomány átmérője és

$$\mu_s = \ln(n/s) + k_c/k_c' \ln s - 0{,}75 + \pi z(2l - z) k_c q_w. \tag{3.129}$$

(A képletben k_c és k_c' a környező talaj, ill. a megzavart tartomány áteresztőképességi együtthatója, z a vizsgált mélység, l a drén félhossza, q_w a drén vízhozam-kapacitása).

HANSBO (1960) arra az esetre is adott megoldást, amikor az áramlás kis sebessége miatt a *Darcy*-törvény nem érvényes (i kitevője nem 1).

3.6.6. A drénezett előterhelés hatékonysága

A drénezés *hatását* elsődlegesen az építményre mértékadó fizikai jellemzők kedvező irányú változásán keresztül lehet lemérni. Néhány példa az irodalomból:

— a tőzeg eredeti 1400%-os víztartalmát felszínközeli drénnel 1000%-ra, mély drénnel 700%-ra csökkentették (HANRAHAN, 1954);

— a tőzeg nyírószilárdsága az előterhelt területen 2,5–3-szorosára nőtt, az előterhelést réselt drénekkel kombinálva az 5-szörösére (AMARJAN et al., 1968);

— a tőzeg összenyomódási modulusa drénezett előterhelés hatására a 3,5-szeresére nőtt (KOVALENKO, 1969).

Sokkal nehezebb feladat a módszer *hatékonyságát* megítélni. CASAGRANDE és POULOS (1969) részletesen elemzi HANSBO (1960) egyik esettanulmányát. Az 5,5 m vastag tőzeg kompresszióját egymástól 1,5 m-re, háromszög alakban kiosztott Geodrain-típusú drénekkel és 1 m magas töltéssel váltották ki, de egy drénezetlen területet is kialakítottak. Bár utóbbin — a másik területhez viszonyítva — a süllyedésnek csak 1/5-e következett be, és a konszolidáció sebessége is kisebb volt, két év elteltével a pórusvíznyomás azonos volt. Ebből CASAGRANDE és POULOS (1969) azt a következtetést vonja le, hogy a még várható süllyedés a két területen azonos. A továbbiakban három másik, szintén szerves talajokra vonatkozó példát elemeznek; az első kettőnél a dréntípus (talajkiszorítás) és az oldalirányú elmozdulás okozott gondot, a harma-

diknál a drénezett és drénezetlen területen mért süllyedések között alig volt különbség. Mindezek alapján erősen szerves talajokban kétségesnek ítélik a drének hatékonyságát. Ezzel a felfogással nem érthetünk egyet, mert

— megfelelő technológiát és építési ütemet választva, ill.

— a drének távolságát helyesen felvéve (ahol azonos süllyedést mértek, a drének távolsága 4,6 m volt!)

az általuk említett kedvezőtlen jelenségek elkerülhetők. Ami pedig a HANSBO (1960) által leírt esettanulmány elemzését illeti, a még várható azonos süllyedés *épületek* esetében nem hátrány, mert ekkor E_s növelése az egyik cél (ami az 1 : 5-ös süllyedési arányból következtetve itt minden bizonnyal sikeres volt).

Mindezek ellenére az említett példák azt jól érzékeltetik, hogy a hatékonyság vizsgálatakor igen körültekintően kell eljárnunk, mert ez lényegesen nehezebben ítélhető meg, mint pl. az előzetes elárasztás vagy a tömörítés hatékonysága. (További példákat a 3.6.9. fejezetben talál az olvasó.)

3.6.7. A drénezett előterhelés tervezése

A tervezés során ugyanazon kérdésekre kell választ keresnünk, mint a drénezetlen előterhelés esetén (vö. a 3.6.2. fejezettel), csak a feladat most lényegesen összetettebb.

Első lépésként a *dréntípust* kell kiválasztanunk, figyelemmel a rendelkezésre álló anyagokra (van-e a közelben homok, milyen műanyag drének kaphatók), a kivitelező felkészültségére, a rendelkezésre álló időre. A típus kiválasztásakor szem előtt kell tartanunk, hogy a talajkiszorítással készülő drének jelentős mértékben ronthatják a módszer hatékonyságát (vö. a 3.6.4. és 3.6.9. fejezetekkel).

A drének d átmérőjét és L kiosztási távolságát a 3.6.5. fejezetben található elméletek és képletek segítségével kell meghatározni. A célt általában úgy szokás megfogalmazni, hogy a rendszernek t idő alatt biztosítania kell az általunk előírt konszolidációs fok bekövetkezését. A rendelkezésre álló időtől és a talaj fizikai tulajdonságaitól függően a 90%-os konszolidációhoz tartozó előírt idő lehet pl. 18 hét (CHALMERS és HARRIS, 1981), 3–4 hónap (EVGENEV, 1966), 6 hónap (KYLE, 1953). Van arra is példa, hogy az előterhelést 3–4 évig működtették (JONAS, 1964); a 12 m vastag tőzeg és szerves iszap előírt kompressziójának kiváltásához ebben az esetben 9 m magas töltésre volt szükség. TERZAGHI (1945) az L távolságot úgy javasolja felvenni, hogy a konszolidáció 80%-a az építés alatt lejátszódjék.

A homokdrének átmérője általában 200–500 mm (a Sandwick-dréné 65 mm); a kis átmérő azzal a veszéllyel járna, hogy *a)* a homok betöltése nehézségeket okoz, *b)* a homoktömeg átboltozódik, *c)* a drén nagy százaléka eliszapolódhat (JUMIKIS, 1962); az átboltozódást egyébként úgy akadályozzák meg, hogy a homokot 700 kPa körüli nyomással juttatják be a lyukba (JUMIKIS, 1962).

A drének távolságával a rendszer hatékonysága jelentősen változik. A drének középpontjainak távolsága általában 0,9–1,5 m, ritkábban 1,5–2,5 m (MCGOWN és HUGHES, 1981), de kivételesen 3–4,5 m is lehet, ha a drén átmérője nagy, pl. a JONAS (1964) által leírt esetben, ahol $d = 450$ mm volt.

A drének *hosszát* a kompresszíbilis réteg vastagságának megfelelően kell felvenni, de nagy rétegvastagság esetén az épület terhéből keletkező függőleges feszültségek határmélységéhez is igazodhatunk. Drének esetén a kis mélység (3–4 m) — a cölöpökkel ellentétben — nem hátrányos; felső határát a technológia adta lehetőségek szabják meg: kb. 20 m felett a költségek hirtelen megnőnek (McGown és Hughes, 1981).

A drén megfelelő *áteresztőképességének* biztosítása a hatékonyság egyik alapfeltétele. Általános felfogás szerint a k-tényezőnek minél nagyobbnak kell lennie; a q_w vízhozam-kapacitáshoz (vö. a 3.6.5. fejezettel) $k = 3 \cdot 10^{-8} - 1{,}5 \cdot 10^{-7}$ cm/s is elegendő (Hansbo, 1981). (A műanyag drének áteresztőképességi együtthatójáról a 3.13. táblázat ad tájékoztató értékeket.)

A tervezőnek elő kell írnia a töltésépítés sebességének felső határát is, lehetőleg drénezetlen triaxiális kísérletek eredményei alapján.

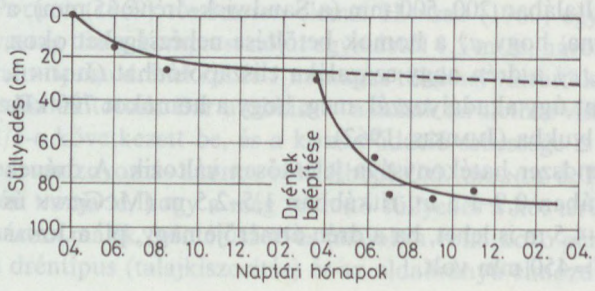
A gépek akadálytalan mozgásának biztosítása érdekében szükség lehet egy 40–60 cm magas töltés előzetes kiképzésére is.

3.6.8. Helyszíni mérések drénezett területen

A helyszíni mérések célja, kivitele és értékelése lényegében véve azonos a drénezetlen területeken végzett mérésekével, így az itt következők csak a 3.6.3. fejezetben írottakat kívánják kiegészíteni és példákkal illusztrálni.

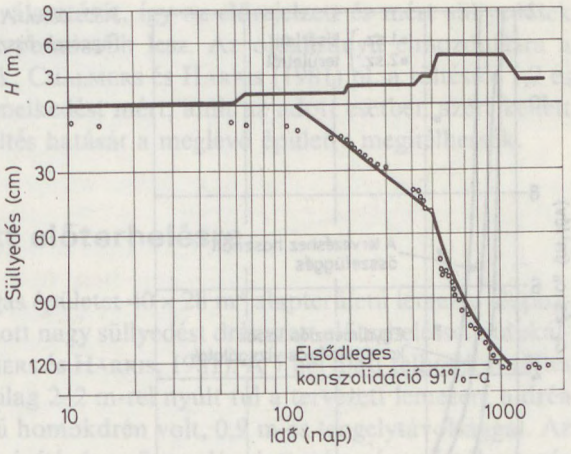
A *3.81. ábra* azt érzékelteti, hogyan változtatja meg a drének beépítése a süllyedések időgörbéjét. A számított és mért időgörbék összehasonlítására mutat be példát a *3.82. ábra;* az utóbbi esetben a mérésekből a C_α (p) összefüggést is sikerült meghatározni *(3.83. ábra)*.

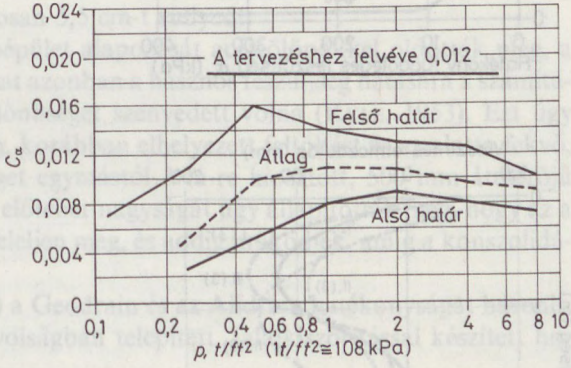
A pórusvíztúlnyomás változására (a töltés magasságának és az időnek a függvényében) a *3.84. ábra* mutat be példát. A szerzők ezekből az adatokból c_h-t is meghatározták, megállapítva, hogy ez a laboratóriumi c_v -érték 1,7–3,0-szorosának felel meg. Hansbo (1988) az általa vizsgált területen 2 : 1 arányt állapított meg. A piezométerekből számított helyszíni c_v (p), ill. c_h (p) értékeket tünteti fel egy másik esetre (Davies és Humpheson, 1981) a *3.85. ábra,* összehasonlítva a laboratóriumi értékekkel is. (Azt, hogy a helyszínen a vízszintes vagy a függőleges irányban értelmezett konszolidációs együtthatót mérjük-e, nehéz megállapítani, az bizonyos azonban, hogy mindenkor az előbbi érvényesül nagyobb mértékben.)



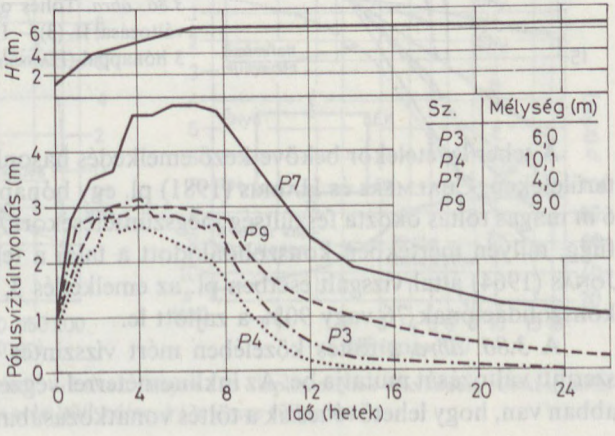
3.81. ábra. A drének beépítésének hatása a süllyedések időgörbéjére (Evgenev, 1966)

3.82. ábra. Az előterhelés hatására kialakuló süllyedések számított és mért értékei (JONAS, 1964)

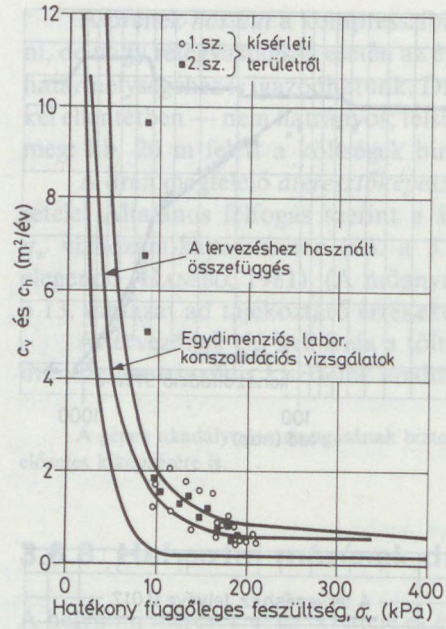




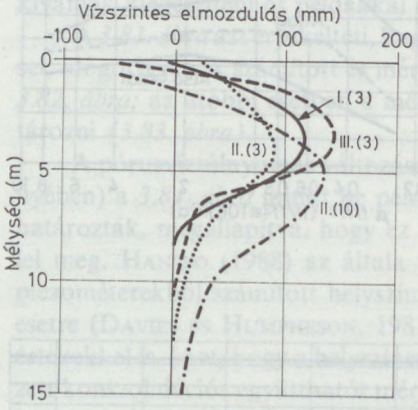
3.83. ábra. A helyszínen meghatározott süllyedési időgörbékből számított C_α (p) összefüggés (JONAS, 1964)



3.84. ábra. Példa a pórusvíztúlnyomás időbeli változására (CHALMERS és HARRIS, 1981)



3.85. ábra. A helyszíni és laboratóriumi $c_{v,h}$ (σ_v) összefüggések összehasonlítása (DAVIES és HUMPHESON, 1981)



3.86. ábra. Töltés okozta vízszintes elmozdulás mélységi változása; II. (3) — II. jelű terület, mérés a töltésépítés után 3 hónappal (HANSBO, 1988)

A teher levételekor bekövetkező emelkedés hasonló mértékű, mint a drénezetlen területeken, CHALMERS és HARRIS (1981) pl. egy hónap alatt 4 cm-t mértek egy közel 6 m magas töltés okozta feszültség megszüntetésekor. Az emelkedés nagysága attól is függ, milyen mértékben konszolidálódott a talaj a teher levételének időpontjáig: a JONAS (1964) által vizsgált esetben pl. az emelkedés 3, ill. 6 cm volt aszerint, hogy a konszolidációnak 76 vagy 90%-a zajlott le.

A *3.86. ábra* a töltés közelében mért vízszintes elmozdulások mélység és idő szerinti változását mutatja be. Az inklinométerrel végzett hasonló mérések jelentősége abban van, hogy lehetővé teszik a töltés vonatkozásában a kompresszió és az oldalirá-

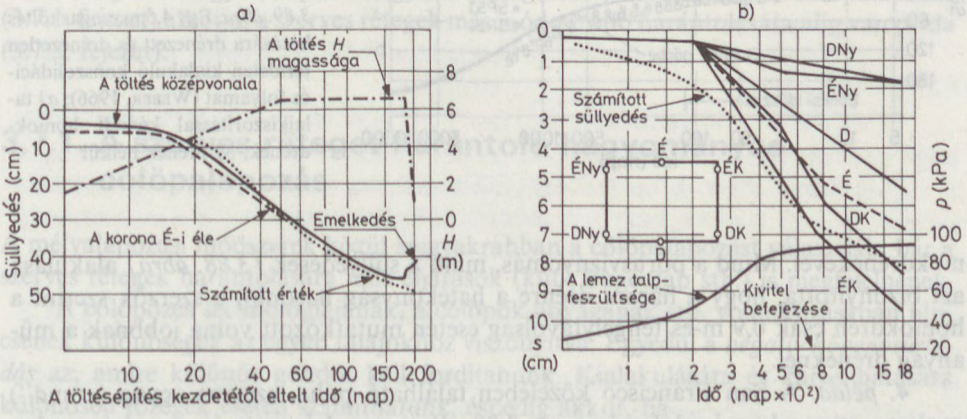
nyú elmozdulás hatásának különválasztását, így az előrejelzett és mért süllyedések összehasonlítása és az előrejelzés pontosabb lesz. Az oldalirányú elmozdulásra a süllyedésmérések is rámutathatnak; CHALMERS és HARRIS (1981) pl. a töltéstől 1,2 és 10 m-re 7,3, 11,3 és 0,5–1,3 cm emelkedést mért, amit az adott esetben azért kellett meghatározni, hogy egy másik töltés hatását a meglévő épületre megítélhessék.

3.6.9. Példák a drénezett előterhelésre

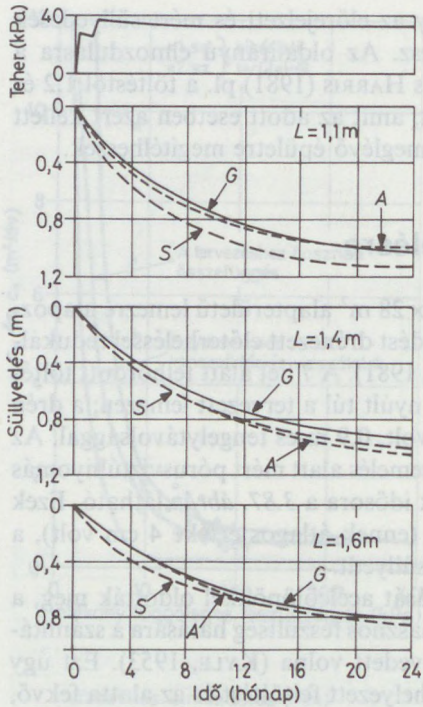
1. példa. Egy hatszintes, 26 m magas épületet 40 × 28 m² alapterületű lemezre alapoztak úgy, hogy az előzetesen számított nagy süllyedést drénezett előterheléssel redukálták a megengedett értékre (CHALMERS és HARRIS, 1981). A 7 hét alatt felhordott töltés magassága 6,5 m volt, és alaprajzilag 2–2 m-rel nyúlt túl a tervezett lemezen; a drén Sandwick-típusú, 65 mm átmérőjű homokdrén volt, 0,9 m-es tengelytávolsággal. Az előterhet 18 hétig működtették. Az építés és az üzemelés alatt mért pórusvíztúlnyomás változását a 3.84. ábra mutatja be, a süllyedések idősora a *3.87. ábrán* látható. Ezek szerint a teher levételét követő emelkedés után (ennek átlagos értéke 4 cm volt), a lemez — három év alatt — átlagosan 5,5 cm-t süllyedt.

2. példa. Két kikötői rakodóépület alapozását acélcölöpökkel oldották meg, a hajórakományokkal terhelt padozat azonban a hasznos feszültség hatására a számítások szerint 15 cm-es süllyedéskülönbséget szenvedett volna (KYLE, 1953). Ezt úgy küszöbölték ki, hogy a 8 m vastag, korábban elhelyezett feltöltést és az alatta fekvő, 10 m vastag szerves iszapos réteget egymástól 3 m-re kiosztott, 500 mm átmérőjű homokdrénekkel harántolták. Az előteher nagyságát úgy állapították meg, hogy az a hasznos feszültség kétszeresének feleljen meg, és addig működjék, amíg a konszolidáció 90%-a be nem következik.

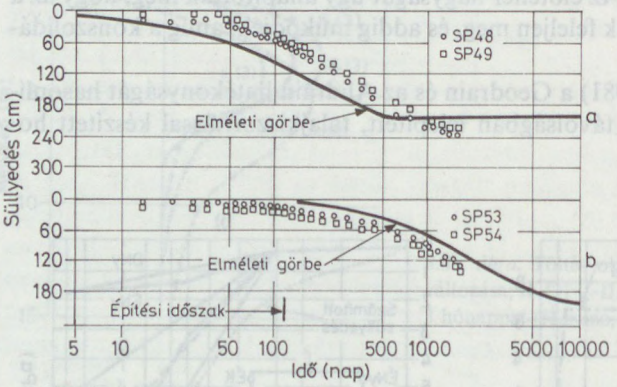
3. példa. HANSBO et al. (1981) a Geodrain és az Alidrain hatékonyságát hasonlították össze az 1,1–1,4–1,6 m távolságban telepített, talajkiszorítással készített ho-



3.87. ábra. Egy hatszintes épület előterhelt, drénezett talajon álló alaplemezének viselkedése (CHALMERS és HARRIS, 1981); *a)* a töltés számított és mért süllyedése, *b)* a lemez süllyedése



3.88. ábra. A talajfelszín süllyedése különböző típusú drének felett (HANSBO et al., 1981); *L* a drének távolsága, *G* Geodrain, *S* homokdrén, *A* Alidrain



3.89. ábra. Egy 4,5 m magas töltés hatására drénezett és drénezetlen területen kialakuló konszolidációs folyamat (WEBER, 1966); *a)* talajkiszorítással készült homokdrének, *b)* drének nélkül

mokdrénekével. Mind a pórusvíznyomás, mind a süllyedések *(3.88. ábra)* alakulása azt bizonyította, hogy a három drénre a hatékonyság hasonló; a szerzők szerint a homokdrén csak 0,9 m-es tengelytávolság esetén mutatkozott volna jobbnak a műanyag dréneknél.

4. példa. A San Francisco közelében található puha, szerves agyag („mud") gyakran szerepel az irodalomban. A *3.89. ábra* egy drénezett és egy drénezetlen területen a 4,5 m magas töltés hatására kialakult süllyedések idősorát mutatja be

(Weber, 1966). Amint arra Casagrande és Poulos (1969) rámutatnak, a drénezett területen megfigyelt süllyedési sebesség 2,5–3-szor kisebb volt a vártnál, ami annak a következménye, hogy a homokdrének talajkiszorítással készültek. Figyelemre méltó az is, hogy *a)* a konszolidáció nagyon elhúzódik, *b)* az s, log t rendszerben jelentkező egyenesek hajlása a két területre megegyezik.

5. példa. Egy Belfast környéki építési területen az altalajt alluviális puha agyag alkotta (−5,9 m-től tőzeglencsékkel), −9,7 és −10,3 m között tőzeget találtak. Két 8,5 m magas kísérleti töltést építettek, az egyik alatt talajkiszorítás nélkül készült 200 mm átmérőjű homokdréneket, a másik alatt kiszorítással készült Alidraint építettek be, 1,3 m, ill. 0,90 m-es tengelytávolsággal (Davies és Humpheson, 1981). A számítások szerint a disszignáció sebességének ilyen kiosztási arány mellett kell azonosnak lennie, a mérések szerint azonban a homokdrén kedvezőbben viselkedett, mint a talajszerkezet megzavarásával kivitelezett Alidrain.

3.7. Egyéb alapozási megoldások

Mivel a síkalapozás — főleg magasan fekvő tőzeg esetén — műszaki kockázattal jár, az előterhelés pedig idő- (és nemegyszer költség-) igényes, sokan a szerves rétegek mélyalapokkal való harántolását részesítik előnyben. Így pl. Makarov (1965) szerint a négy szintnél magasabb épületek, Abramszki és Szuligovszki (1988) pedig vastag tőzegréteg esetén cölöpalapozást javasol. Az első esetben a nagy terhek indokolják ezt, valamint az, hogy az alapozás *fajlagos* költsége drágább megoldás esetén nem lesz túlzottan nagy. Ugyanakkor azt is figyelembe kell vennünk, hogy a szintek számának növelésével nő az épület merevsége, így lehetséges, hogy a feladat síkalappal (pl. lemezalappal) is megoldható. Ha a szerves réteg jelentős vastagságú, a nagy abszolút süllyedéssel arányosan nagy lesz a „véletlen jellegű" süllyedéskülönbség is, ami indokolttá teheti ugyan a mélyalapozást, de ekkor is meg kell vizsgálnunk a síkalapozás (pl. a gerendarácson való alapozás) lehetőségét.

A fejezet tárgyát képező „egyéb" kategóriát gyakorlatilag a cölöpalapozás (3.7.1. fejezet) alkotja, a szerves rétegek más módon való harántolására alig van példa (3.7.2. fejezet).

3.7.1. A szerves réteget harántoló hagyományos cölöpalapozás

A mélyalapozási módszerek közül leggyakrabban a cölöpalapozást választják, bár a szerves rétegek harántolására más eljárások (kút-, dugóalap stb.) is megfelelnének.

A cölöpözés technológiájának, a cölöpök anyagának stb. vonatkozásában nincsenek különbségek az egyéb talajokhoz viszonyítva. Egyedül a *negatív köpenysúrlódás* az, amire különös gondot kell fordítanunk. Kialakulására és káros hatására különösen tőzegek esetén számíthatunk, éspedig akkor, ha

— a talajvízszint süllyed, vagy

— a tőzegre kompressziót előidéző függőleges feszültség jut.

Az első eset azért veszélyes, mert a vízszintsüllyedés zsugorodást idéz elő, és ebből súrlódás révén a cölöptestre jelentős többleterő adódik át. Az ebből származó veszély kiküszöbölése részletes hidrológiai vizsgálatot igényel, és ha ez pozitív eredménnyel zárul, megfelelő védőintézkedéseket kell tenni.

A második esettel akkor kell számolnunk, ha az épület kontúrjain belül vagy azon kívül olyan statikus teher működik, amely a tőzeg meg nem engedett mértékű kompresszióját idézi elő. Ilyen terhet adhat át pl. a padozat (ezért is volt helyes a 3.6.9. fejezetben, a 2. sz. példa kapcsán leírt esetben előterhelést tervezni) vagy az épület körül kialakított tereprendezés és térfeltöltés. Az ebből származó veszély szervetlen talajok esetén is fennáll (különösen akkor, ha a hatás lokális), szerves talajokra azonban — nagy kompresszibilitásuk miatt — fokozottan. (Ebben az esetben a többletfeszültség kritikus értéke kisebb.)

Szerves talajok jelenléte esetén súlyosabbak lehetnek a helytelen tervezés és kivitelezés következményei. Ezt érzékeltetik a NIKOFOROVA (1988) által említett következő példák:

— Gorkij város (SZU) egyik épületének süllyedése a megengedett érték ötszöröse volt, mert a cölöpök csúcsa megközelítette az „ismeretlen" tőzegréteget;

— egy budapesti kórházi pavilon súlyos károkat szenvedett, mert a vert cölöpök egy részének a csúcsa a tőzegbe került (SZÉCHY, 1963).

Régi épületek vizsgálatakor facölöpökkel is találkozhatunk, különösen ott, ahol valaha mocsár vagy magas talajvízállású terület volt. A vízszint későbbi lesüllyedése a facölöpök nagymértékű, gyors korhadását és az épület ezt követő súlyos károsodását idézi elő (RÉTHÁTI, 1977a).

3.7.2. Cölöpök kialakítása jet grouting módszerrel

Egy 5 m vastag tőzegréteg harántolására DE PAOLI et al. (1988) a *jet grouting* módszert, illetve az ezzel készített oszlopokat (cölöpöket) választották. Az előzetes helyszíni kísérletek során a következő variánsokat valósították meg:

— cement besajtolása 40 MPa nyomással;

— a talajtörés elősegítésére levegő besajtolása 1 MPa nyomással, majd a cementé 40 MPa nyomással;

— a talajtörés elősegítésére levegő ($p = 1$ MPa) és víz ($p = 50$ MPa) besajtolása, majd a cementé 8–12 MPa nyomással.

A kialakult átmérőket (2,0–2,4 m) feltárással megállapítva, energetikai számítások alapján úgy találták, hogy a 3. módszer a leghatékonyabb.

3.8. A károsodott épületek helyreállítása

A károsodott épületek további állagromlásának megakadályozásához és a helyreállításhoz először részletesen elemeznünk kell a károsodás körülményeit. Ehhez sajátos metodikai rendszer áll rendelkezésünkre (RÉTHÁTI, 1977a), aminek részét képezik az 1.6.1.–1.6.4. fejezetekben ismertetett, itt is felhasználható munkarészek.

Az épületkárvizsgálat ad választ arra a kérdésre is, hogy mi idézte elő a károsodást; ennek ismerete a helyreállítás alapvető előfeltétele. A szerves talajon álló épületek károsodását kiváltó ok az esetek többségében a talaj statikus teher okozta alakváltozása, így a diagnózist determinisztikus módszerrel, számszerűsített adatokkal tudjuk alátámasztani.

A helyreállítás szükségességének és módjának megállapítása csak a mozgáselemek jelenlegi és a jövőben várható értékeinek ismeretében lehetséges. Ha az épület süllyedését előzetesen nem mérték, ezen adatoknak csak úgy juthatunk birtokába, hogy — a tervezés első lépéseként — folyamatosan mérjük a süllyedéseket (ha a rendelkezésre álló idő kevés, esetleg hidrosztatikus szintezővel). A mérések alapján ki tudjuk számítani a még várható süllyedéseket (3.8.1. fejezet), majd ezek ismeretében — az általános irányelvekhez (3.8.2. fejezet) igazodva — döntünk a helyreállítás szükségességéről, ill. módozatáról (3.8.3.–3.8.5. fejezetek).

3.8.1. A konszolidációs görbe extrapolálása

A jövőben várható süllyedéseket megkísérelhetjük a laboratóriumi vizsgálatok alapján számítani, de az előrejelzés pontossága — még akkor is, ha a mozgásokat a kivitelezés kezdetétől mérték — eléggé korlátozott. Így általában arra vagyunk utalva, hogy az utólagos mérésekből határozzuk meg a még várható süllyedéseket (vagy egyéb mozgáselemeket).

Az erre a célra kidolgozott három módszernek (Rétháti, 1985) itt nem mindegyike használható fel, tekintettel arra, hogy a vizsgálat időpontjáig az *elsődleges* konszolidáció már minden bizonnyal lezajlott. Így a valóságot akkor közelítjük meg legjobban, ha a mérési pontokra az

$$s = s_\infty (1 - e^{-At}) \tag{3.130}$$

alakú függvényt illesztjük. Az A állandót úgy határozhatjuk meg — mivel a kifejezés nem linearizálható —, hogy s_∞-re különböző becslést teszünk, majd az

$$A = -\frac{\ln\left(1 - \frac{s}{s_\infty}\right)}{t} \tag{3.131}$$

képletből számítjuk a t_i, s_i pontokhoz tartozó A_i-értékeket. Meghatározva a különböző s_∞-ekhez tartozó variációs tényezőket, azt az s_∞ süllyedést fogadjuk el, amelyre $C_v = \min$.

3.8.2. A helyreállítás általános szempontjai

Első lépésként meg kell állapítanunk, hogy *szükséges-e* egyáltalán az alapozási rendszer és/vagy a felszerkezet megerősítése. Ha mozgás már nem észlelhető (vagy a még várható mozgás nem jelent veszélyt), elegendő lehet a károsodás nyomainak eltüntetése (pl. a repedések bevakolása) és az üzemelés feltételeinek újbóli biztosítása

(a nyílászáró szerkezetek kijavítása, egyes szerkezeti elemek megemelése stb.). Ettől a „triviális" elvtől gyakran eltérnek, főleg olyankor, amikor a tulajdonos kártalanítási igénnyel lép fel. Szerves talajok esetén többnyire más a helyzet, hiszen a károsodást kiváltó ok nem szűnt meg, és gyakori, hogy a mozgás jelei évtizedekig észlelhetők.

A helyreállításra vonatkozó általános irányelvek itt is érvényesek, azzal, hogy

— a nagymértékű károsodás miatt gyakrabban látszik gazdaságosabbnak a szanálás;

— a helyreállítás előtt indított és a munkálatok befejezése után is folytatott mozgásméréseknek nagyobb a jelentősége.

3.8.3. Szerves talajon álló épületek aláfalazása

Aláfalazást csak akkor célszerű előirányozni, ha a talajvíz pillanatnyi szintje az új alapozási sík alatt van. Ellenkező esetben nemcsak a költségek nőnek, hanem többletsüllyedéssel is számolnunk kell, részben a víztelenített talajtömeg önsúlyfeszültségének megnövekedése, részben — ha a munkálatok elhúzódnak — a szerves talaj zsugorodása miatt. Magasan fekvő tőzeg esetén igen gyakori, hogy a talajvíz a felszín közelében van, ezért aláfalazásra ritkábban kerül sor, mint egyéb talajok esetén.

A tervezés során számolnunk kell azzal, hogy a munkálatok többletsüllyedést váltanak ki; Feld (1965) statisztikája szerint ennek átlagos mértéke — gondos kivitelezést feltételezve is — 2 cm. A süllyedést előidéző okok:

— az eredeti alapozási sík alatt fekvő rétegekre az eddiginél nagyobb függőleges feszültségek jutnak;

— az egyes szakaszok kibontása során a szomszédos szakaszokra többletteher, ill. -feszültség jut;

— a régi és új alap kapcsolata nem mindig tökéletes;

— az esetleges talajvízszint-süllyesztés az előzőekben említett hatásokkal járhat.

Az *alapszélesítéssel* (vagy az ezzel kombinált aláfalazással) szemben a tervezők többsége bizonyos ellenérzéssel viseltetik, mondván, hogy a nagyobb szélesség következtében a mélyebb rétegekre többletfeszültség jut. Ez az aggály alaptalan, mert a régi és az új feszültségi ábra (a talpfeszültséget az elhanyagolhatóan kis tömegtöbblet miatt azonosnak véve) viszonylag nagy mélységben metszi egymást (Rétháti, 1971b): sávalap esetében — a karakterisztikus pont alatti feszültségeket vizsgálva — $z = 6{,}85B$ mélységben, ha 20%-kal, és $z = 6{,}65B$ mélységben, ha 100%-kal növeltük az alap B szélességét.

Az aláfalazás hagyományos anyaga a tégla, ma azonban egyre gyakrabban használnak erre a célra betont; az eredeti alap és az új alap közötti üreg ebben az esetben injektálással szüntethető meg (Bányai, 1991).

3.8.4. Vasbeton lemez utólagos beépítése

Erre a megoldásra Széchy (1963) mutat be példát. Egy budapesti kórház pavilonját annak idején — előzetes feltárás nélkül — homokra alapozták. A súlyosan károsodott épület későbbi vizsgálata során kiderült, hogy az alapozási sík közvetlen közelében

egy 1,8–2,4 m vastagságú, szerves iszapból és kettős tőzegrétegből álló szerves összlet helyezkedik el. A helyreállítást Széchy (1963) a következőképpen írja le.

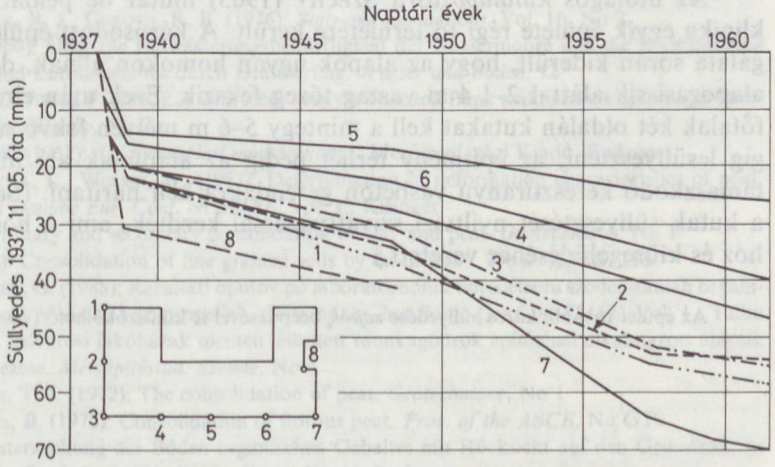
A további süllyedéseket végigmenő, a szélső határfalakon túlnyúló vasbeton alaplemeznek a padozat alá való behúzásával gátolták meg. A főfalakban a lemez helyén először csak egyes sávokat törtek át, majd elkészítették a lemez teljes vasszerelését. Ezt követően a kibontott falsávokat bebetonozták, és csak ennek megszilárdulása után bontották ki az előzőleg épen hagyott közbenső faltömböket; az átmenő vasbetéteket ezeken a helyeken átkötötték, és egyben betonozták be az egész lemezt. Igaz ugyan, hogy a lemez a feszültségek tartományát mélységi értelemben még jobban kiterjesztette, de a nagy felületnövelés következtében a talpfeszültség a sávalapokhoz képest 60–80%-kal csökkent, ami a süllyedés szempontjából kritikus felső szerves rétegek jelentős tehermentesítését eredményezte.

3.8.5. Helyreállítás a szerves réteget harántoló mélyalappal

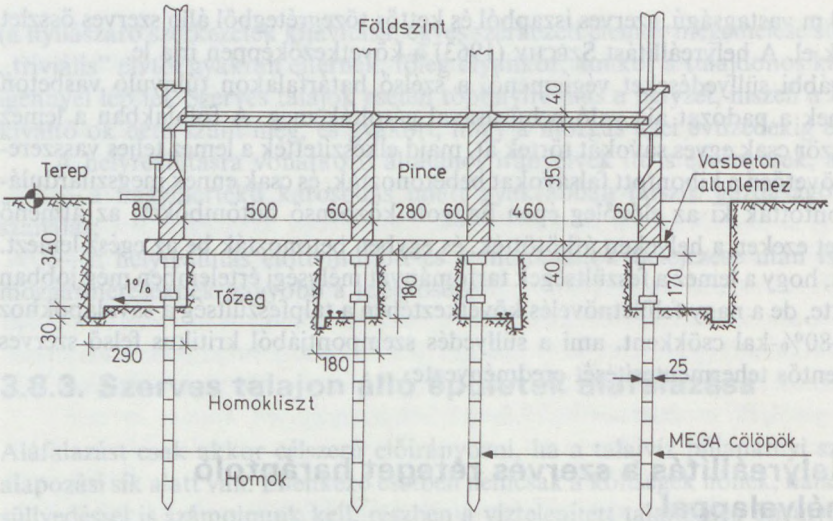
A szerves rétegek kiiktatására a cölöpök a legalkalmasabbak, de szóba jöhetnek egyéb mélyalapok, pl. kutak is.

Mivel a munkálatok az épületben folynak, csak fúrt és sajtolt cölöpök jöhetnek szóba. Az előbbi esetben a sávalap két oldalán cölöppárokat kell kialakítani (vasbeton gerendával kötve ezeket össze), az utóbbi esetben a cölöp az alaptest alá kerül. A sajtolt cölöpre álljon itt Balázsy et al. (1963) egyik példája.

A 3.71. ábra kapcsán bemutatott épület (a Magyar Nemzeti Bank debreceni fiókja) elkészülte (1933) után 29 évvel is folyamatosan mozgott *(3.90. ábra)*. A helyreállítást olyan módszerrel kellett megoldani, amelynek kivitelezése az épület rendelte-



3.90. ábra. A 3.71. ábrán látható, 1933-ban kivitelezett épület egyes pontjain 1937. 11. 05. és 1961. 06. 02. között mért süllyedések (Balázsy et al., 1963)



3.91. ábra. A 3.71. ábrán látható épület alapmegerősítése a vasbeton lemez alatt létesített tárókból lehajtott MEGA-cölöpökkel (BALÁZSY et al., 1963)

tésszerű használatát nem zavarja. Így esett a választás a MEGA-rendszerű sajtolt cölöpökre. A legkézenfekvőbb megoldás az lett volna, hogy a cölöpöket a pincetérből sajtolják le, ez azonban a lemez meggyengítésével és az ott üzemelő kazánház, irattár stb. ideiglenes megszüntetésével járt volna. Erre való tekintettel a tervezők úgy döntöttek, hogy a sajtolást a lemez alatt kialakított, 3–4 m-es szakaszokban kibontott tárókból végeztetik el *(3.91. ábra)*. A kivitelezés alatt az 1–7. sz. csapokon 0–11 mm (átlagosan 5,4 mm) süllyedés következett be. A kivitelezést követő, egy éven át folytatott mérések azt bizonyították, hogy az épület mozgása teljes mértékben megszűnt.

Az utólagos *kútalapozásra* SZÉCHY (1963) mutat be példát. Egy budapesti klinika egyik épülete régi tó területére került. A károsodott épület utólagos vizsgálata során kiderült, hogy az alapok ugyan homokon állnak, de közvetlenül az alapozási sík alatt 1,2–1,4 m vastag tőzeg fekszik. Ezek után elrendelték, hogy a főfalak két oldalán kutakat kell a mintegy 5–6 m mélyen fekvő tömör kavicsrétegig lesüllyeszteni, az építmény terhét pedig az alapfalak alá húzott, a kutakra támaszkodó keresztirányú vasbeton gerendákra kell hárítani. (Sajnálatos módon a kutak süllyesztését nyíltvízi szivattyúzással kezdték, ami a homok fellazulásához és kiüregelődéséhez vezetett.)

Az épület további káros süllyedése *sajtók* beépítésével is kiküszöbölhető (vö. a 2.8.2. fejezettel).

Irodalom a 3. fejezethez

ABELEV, M. JU. (1973): *Szlabüe vodonaszüsennüe glilinisztie grunti kak osznovania szooruzsenij.* Sztroizdat, Moszkva

ABRAMSZKI, K., SZUGOVSZKI, Z. (1988): Torf i nanoszi kak sztroitelnoe osznovanie. *Proc. of the 2nd Baltic Conf. on SMFE,* Vol. 1., Tallin

ADAMS, J. Z. (1963): A comparison of field and laboratory measurement in peat. *Proc. of the 9th Musheg Research Conf. and Ontario Hydro Research Q.* **15,** 1–7.

ADAMS, J. I. (1965): The engineering behaviour of a Canadian Musheg. *Proc. of the 6th ICSMFE,* Vol. I., Montreal

AKROYD, T. N. W. (1957): *Laboratory testing in soil engineering.* Soil Mechanics Lim., London

ALDRICH, H. P. (1965): Precompression for support of shallow foundations. *Proc. of the ASCE,* No SM2

AL-KHAFAJI, A-A. W. N., ANDERSLAND, O. B. (1981): Ignition test for soil organic-content measurement. *Proc. of the ASCE,* Vol. GT4

ALTEN, F., WANDROWSKY, B., KNIPPENBERG, E. (1935): Beitrag zur Humusbestimmung. *Erg. Agric. Chem.,* Band IV.

AMARJAN, L. Sz. (1988): Korrelacionnie szvjazi mezsdu osznovnimi pokazateljami fiziko-mehanicseszkih szvojsztv i osztava szlabih gruntov. *Proc. of the 2nd Baltic Conf. on SMFE,* Vol. 1., Tallin

AMARJAN, L. Sz., SAGOSNIKOV, M. A., SZOKOLOV, V. D., ISZAEV, A. V., SZTREKALKIN, E. A. (1968): Ob effektivnoszti primenenia scselevün peszcsanüh dren v torfjanüh osznovanioh. *Osznovania, fundamenti i mehanika gruntov,* No. 2.

AMARYAN, L. S., SOROKINA, G. V., OSTROUMOVA, L. V. (1973): Consolidation laws and mechanical-structural properties of peaty soils. *Proc. of the 8th ICSMFE,* Vol. 2.2., Moszkva

ANDERSLAND, O. B., AL-KHAFAJI, A-A. W. N. (1980): Organic material and soil compressibility. *Proc. of the ASCE,* Vol. GT7

ANDREJKO, M. J., FIENE, F., COHEN, A. D. (1983): Comparison of ashing techniques for determination of the inorganic content of peats. In Jarrct, P. M. *„Testing of peats and organic soils."* ASTM Special Techn. Publ. 820

ARMAN, A. (1923): A definition of organic soils — an engineering definition. *Eng. Research Bull.* 101. Louisiana State Univ., Baton Rouge

ARMAN, A. (1970): Engineering classification of organic soils. *Highway Research Record,* No 310, Washington

ASTM Standards (1982) — Annual Book, Port 19

ATKINSON, M. S., ELDRED, P. J. L. (1981): Consolidation of soil using vertical drains. *Géotechnique,* No 1

AZZOUZ, A. S., KRIZEK, R. J., COROTIS, R. B. (1976): *Soils and foundations.* Vol. 16, No 2.

BADEN, SEGEBERG (1960): Über die Entwässerungsbedürftigkeit der Niedermoore und die Beeinflussung ihres Wasser- und Lufthaushaltes durch Drainierung. *Wasser und Boden,* **12**

BALÁZSY B., REGELE Z., TÖRÖK F. (1963): A debreceni Magyar Nemzeti Bank székházának alapmegerősítése. *Mélyépítéstud. Szemle,* No 7

BALLENEGGER R. szerk. (1952): *Talajvizsgálati módszerkönyv.* Mezőgazdasági Kiadó, Budapest

BARANSKI, T., SOCHACKA, L., WOLSKI, W. (1983): Determination of deformation characteristics of peat. *Proc. of the 7th Danube Eur. Conf. on SMFE,* Vol. I., Kisinger

BARDEN, L. (1968): Primary and secondary consolidation of clay and peat. *Géotechnique.* No 1

BARRON, R. A. (1948): Consolidation of fine grained soils by drain wells. *Trans. ASCE,* **113**

BATEREAU, CH., WASSER, G. (1988): Rezultati opütov po laboratornomu opredeleniu szoderzsaniah organicseszkih vescseszstv v torfah i szapropeljah. *Proc. of the 2nd Baltic Conf. on SMFE,* Vol. 1., Tallin

BÁNYAI M. (1991): A belvárosi lakóházak mentén létesített munkagödrök építésénél alkalmazott alapsík mélyebbre helyezése. *Mélyépítéstud. Szemle,* No 6

BERRY, P. L., POSKITT, T. J. (1972): The consolidation of peat. *Géotechnique,* No 1

BERRY, P. L., VICKERS, B. (1975): Consolidation of fibrous peat. *Proc. of the ASCE,* No GT8

BICZÓK, I. (1955): Untersuchung der Böden organischen Gehaltes mit Rücksicht auf den Grundbau. In *„Gedenkbuch für Prof. dr. J. Jáky".* Akadémiai Kiadó, Budapest

BORYS, M., MIODUSEWSZKI, W. (1988): Shear strength of peat in relation to the methods of testing. *Proc. of the 2nd Baltic Conf. on SMFE,* Vol. 1., Tallin

Bowles, J. E. (1977): *Foundation analysis and design.* McGraw–Hill, New York
Brawner, C. O. (1958): The musheg problem in B. C. highway construction. *Proc. of the 4th Musheg Research Conf.,* Tech. Memo, Ottawa
Candler, C. J., Charters, F. R. D. (1988): Settlement measurement and analysis of three trial embankments on soft peaty ground. *Proc. of the 2nd Baltic Conf. on SMFE,* Vol. 1., Tallin
Carillo, N. (1942): Simple two- and three-dimensional cases in the theory of consolidation of soils. *J. Math. Phys. Mech.* **21,** 1–5
Carlsten, P. (1988): The use of preloading when building roads on peat. *Proc. of the 2nd Baltic Conf. on SMFE,* Vol. 1., Tallin
Casagrande, L., Poulos, S. (1969): On the effectiveness of sand drains. *Can. Geot. J.,* No 3
Chalmers, A., Harris, A. B. (1981): Six-storey building on soils improved by sand drains. *Proc. of the 10th ICSMFE,* Vol. III., Stockholm
Ciplenkov, V. P. (1963): Büsztrij kolorimetricseszkij metod opredele dlja humusza v pocsvah i pocsvennüh rasztvorah. *Pocsvovedenie,* No. 10
Cohen, A. D. (1983): Obtaining more precise descriptions of peats by use of oriented microtome sections. In Jarrett, P. M.: *„Testing of peats and organic soils".* ASTM Special Techn. Publ. 820
CSSC — *The system of soil classification for Canada* (1970). Canada Soil Survey Committee, Pub. 1646, Can. Dep. of Agriculture, Ottawa
Cuperus, J. L. A. (1948): Permeability of peat by water. *Proc. of the 2nd ICSMFE,* Vol. I., Rotterdam
Dachnowski-Stokes, A. P. (1929): The botanical composition and morphological features of highmoor peat profiles in Maine. *Soil Sci.,* **27**
Davies, J. A., Humpheson, C. (1981): A comparison between the performance of two types of vertical drain beneath a trial embankment in Belfast. *Géotechnique,* No 1.
De Jong, G. D. J. (1966): *On the secondary consolidation of soils.* Lecture at King's College, Univ. of London
De Jong, G. D. J. (1968): Consolidation models consisting of an assembly of viscous elements on a cavity channel network. *Géotechnique,* No 2
De Paoli, B., Maggioni, F., Tornaghi, R., Laudiero, C. (1988): Stabilization by jet grouting of a peaty layer for the construction of a railway embankment. *Proc. of the 2nd Baltic Conf. on SMFE,* Vol. 1., Tallin
Dhowian, A. W., Edil, T. B. (1980): Consolidation behavior of peats. *Geot. Testing J.,* No. 3
Evgenev, I. E. (1964): Primenima li k torfjanim gruntam teoria filtracionnoj konszolidacii. *Osznovania, fundamenti i mehanika gruntov,* No 6
Evgenev, I. E. (1966): Ob effektivnoszti vertikalnüh dren v torfjanüh gruntah. *Osznovania, fundamenti i mehanika gruntov,* No 5.
Evgenev, I. E., Jaromko, V. N., Szeszkov, V. E. (1975): Sztroitelnüe szvojsztva organo-mineralnüh bolotnüh gruntov. *Osznovania, fundamenti i mehanika gruntov,* No 6
Evgenev, I. E., Kazarnovszkij, V. D. (1976): Zemljanoe polotno avtomobilnüh dorog na szlabüh gruntah. *Transzport*
Evgenev, I. E., Szeszkov, V. E. (1976): Opredelenie szzsimaemoszti bolotnüh gruntov metodom szejszmoproszvecsivania. *Osznovania, fundamenti i mehanika gruntov,* No 5
Farkas, J., Kovács, M. (1988): Volume change of peats. *Proc. of the 2nd Baltic Conf. on SMFE,* Vol. 1., Tallin
Farkas J., Kabai I., Mészáros L. (1985): Tőzegek szilárdságának vizsgálata. *Vízügyi Közlemények,* No 2
Farnham, R. S. (1957): *The peat soil of Minnesota.* Minnesota Farm and Home Science, XIV., No 2
Feld, J. (1965): Tolerance of structures to settlement. *Proc. of the ASCE,* Vol. 91
Feustel, I. C., Byers, H. G. (1930): The physical and chemical characteristics of certain American peat profiles. *Tech. Bull. V. S. Dep. Agric.,* 214
Foott, R., Ladd, Ch. C. (1981): Undrained settlement of plastic and organic clays. *Proc. of the ASCE,* No GT8
Forrest, J. B., MacFarlane, I. C. (1969): Field studies of response of peat to plate loading. *Proc. of the ASCE,* No SM4
Gabos Gy. (1962): *Budapesti szemcsés és tőzeges talajok egyes alapozási problémáinak talajmechanikai vonatkozásai.* Doktori értekezés. Kézirat, Budapest

Gibson, G. L., Hussev, M. J. L. (1967): The theory of one-dimensional consolidation of saturated clays. *Géotechnique,* No 3

Glasstone, S., Laidler, K., Evring, H. (1941): *The theory of rate processes.* McGraw–Hill, New York

Golebiewska, A. (1983): Vane testing in peat. *Proc. of the 7th Danube Eur. Conf. on SMFE, Vol. I.* Kisineyer

Graham, E. R. (1948): Determination of soil organic matter by means of a photoelectric colorimeter. *Soil Science,* Vol. 65

Grim, R. E. (1948): Some fundamental factors influencing the properties of soil materials. *Proc. of the 2nd ICSMFE,* Vol. III., Rotterdam

Guszeva, V. I. (1966): Ob iszpolzovanii torfjanisztüh gruntov zapadnoj Szibiri v kacsesztve eszesztvennüh osznovanij. *Osznovania, fundamenti i mehanika gruntov,* No 4

Hanrahan, E. T. (1954): An investigation of some physical properties of peat. *Géotechnique,* No 3

Hanrahan, E. T., Dunna, J. M., Sodha, V. G. (1967): in *Proceedings of Geotechnical Conf. Oslo,* Vol. 1

Hanraham, E. T., Walsh, J. A. (1965): Investigation of the behaviour of peat under varying conditions of stress and strain. *Proc. of the 6th ICSMFE,* Vol. I., Montreal

Hansbo, S. (1960): Consolidation of clay, with special reference to the influence of vertical sand drains. *Swedish Geotechnical Institute Proc.* No 18

Hansbo, S. (1981): Consolidation of fine-grained soils by prefabricated drains. *Proc. of the 10th ICSMFE,* Stockholm

Hansbo, S. (1988): Experience of the use of vertical drains for speeding up consolidation of peat. *Proc. of the 2nd Baltic Conf. on SMFE,* Vol. 1., Tallin

Hansbo, S., Torstensson, B. A. (1977): Geodrain and other vertical drain behaviour. *Proc. of the 9th ICSMFE,* Vol. 1., Tokyo

Hansbo, S., Jamiolkowski, M., Kok, L. (1981): Consolidation by vertical drains. *Géotechnique,* No 1

Helenelund, K. V. (1967): Vane tests and tension tests on fibrous peat. *Proc. Geot. Conf.,* Oslo, **1**

Helenelund, K. V. (1968): Compression, tension and beam tests on fibrous peat. *Proc. of the 3rd Int. Peat Congress.* Can. Nat. Research Council

Helenelund, K. V. (1969): Organiska jordarters geoteknisko egenskaper (Geotechnical Properties of organic soils). NGF lecture, *Norwegian Geot. Inst.,* Oslo

Hobbs, N. B. (1987): A note on the classification of peat. *Géotechnique,* No 3

Hollingshead, G. W., Raymond, G. P. (1972): Field loading tests on muskeg. *Con. Geot. J.,* No 3

Iovcsuk, A. T. (1960): Oszadki i deformacii krupnopanelnüh zdanij, vozvedennüh na gruntah, vkljucsojuscsih rasztitelnüe osztatki. *Osznovania, fundamenti i mehanika gruntov,* No 1.

IPS (1981) — Glossary of peat and peatland: peatland terminology. *Int. Peat Soc.*

Jaromko, V. N. (1983): O tipizacii szlabüh osznovanij po karaktern konszolidacii. *Osznovania, fundamenti i mehanika gruntov,* No 4

Jaromko, V. N., Szeszkov, V. E. (1979): Uprugie i disszipativnie szvojsztva torfov i organicseszkih ilov. *Osznovania, fundamenti i mehanika gruntov,* No 1

Johnson, S. J. (1970a): Precompression for improving foundation soils. *Proc. of the ASCE,* No SM1

Johnson, S. J. (1970b): Foundation precompression with vertical sand drains. *Proc. of the ASCE,* No SM1

Jonas, E. (1964): Subsurface stabilization of organic silty clay by precompression. *Proc. of the ASCE,* No SM5

Jumikis, A. R. (1962): *Soil Mechanics.* D. Van Nostrand Co., Inc.

Kabai, I., Farkas, J. (1988): Strength and deformation tests of Hungarian peats. *Proc. of the 2nd Baltic Conf. on SMFE,* Vol. 1., Tallin

Kabai I., Farkas J., Mészáros L., Damokos A. (1985): Alakváltozási folyamatok vizsgálata szerves, tőzeges talajokban. *Vízügyi Közlemények,* No 2.

Kado, H., Reuter, F. (1963): Beziehungen zwischen Wassergehalt und Rohdichte bei organogenen Lickergesteinen. *Z. für angewandte Geologie,* No 8

Kaminszkaja, V. I., Medvegyeva, T. A. (1988): Izmenenie geotehnicseszkih szvojsztv torfa pod negruzkoj namütüh gruntov. *Proc. of the 2nd Baltic Conf. on SMFE,* Vol. 1., Tallin

Kazarnovszkij, V. D. (1988): Oszobennoszti mehanicseszkih szvojsztv torfjanüh gruntov i ih ucsot pri opredelenii procsnosztih i deformacionnüh karakterisztik. *Proc. of the 2nd Baltic Conf. on SMFE,* Vol. 1., Tallin

KEYS, D. (1983): Effect of peat type and decomposition on the calorific value of some New Brunswick peats. In Jarrett, P. M.: *„Testing of peats and organic soils"*. ASTM Special Techn. Publ. 820, Philadelphia

KEYS, D., HENDERSON, R. E. (1983): Field and data compilation methods used in the inventory of the peatlands of New Brunswick, Canada. In Jarett, P. M.: *„Testing of peats and organic soils"*. ASTM Special Techn. Publ. 820, Philadelphia

KÉZDI, Á., RÉTHÁTI, L. (1988): *Handbook of Soil Mechanics*, Vol. 3. Elsevier Sc. P. Co és Akadémiai Kiadó, Budapest

KÉZDI Á., RÉTHÁTI L. (1990): *Handbook of Soil Mechanics*, Vol. 4. Elsevier Sc. P. Co és Akadémiai Kiadó, Budapest

KIVINEN, E. (1948): *Snotiede (peatland science)*. W. Söderström Osakeyhtio, Porvoo and Helsinki

KJELLMAN, W. (1948): Accelerating consolidation of fine-grained soils by means of cardboard wicks. *Proc. of the 2nd ICSMFE*, Vol. 1., Rotterdam

KLEMETTI, V., KEYS, D. (1983): Relationships between dry density, moisture content, and decomposition of some New Brunswick peats. In Jorett P. M.: *„Testing of peats and organic soils"*. ASTM Special Techn. Publ. 820, Philadelphia

KOGURE, K., OHIRA, Y. (1977): Statistical forecasting of compressibility of peaty ground. *Can. Geot. J.*, No 4

KONOVALOV, P. A., IVANOV, JU. K., KULCSICKIJ, G. B. (1973): Normativnüe harakterisztiki glinisztüh gruntov sz primeszju rasztitalnüh osztatkov dlja Szrednevo Priobja. *Osznovania, fundamenti i mehanika gruntov*, No 2

KONOVALOV, P. A., ROMAN, L. T. (1973): O teplofizicseszkih szvojtszvah torfjanüh gruntov. *Osznovania, fundamenti i mehanika gruntov*, No 3

KONOVALOV, P. A., KULEBJAKIN, I. N., KUSNIR, SZ. JA. (1985): Uplotnenie torfjanüh tolscs prigruzkoj iz szlabofiltrujuscsih gruntov. *Osznovania, fundamenti i mehanika gruntov*, No 6

KORPIJAAKKO, E., WOOLNOUGH, D. F. (1977): Peatland survey and inventory. In *Muskeg and the northern environment in Canada*. Univ. of Toronto Press, Toronto

KOVALENKO, N. P. (1968): O podgotovke k zasztrojke zatorfovannüh territorij metodom prigruzki. *Osznovania, fundamenti i mehanika gruntov*, No 2

KOVALENKO, N. P. (1969): Metodi tehnicseszkoj melioracii torfjanüh gruntov. *Osznovania, fundamenti i mehanika gruntov*, No 2

KOVALENKO, N. P. (1973): Ob isszledovanii konszolidacii torfjanovo osznovanija. *Osznovania, fundamenti i mehanika gruntov*, No 5

KOVALENKO, N. P., ANISZIMOV, N. N. (1977): Isszledovanie szoprotivlenia torfov szdvigu. *Osznovania, fundamenti i mehanika gruntov*, No 1

KOVÁCS M., FARKAS J., BALOGH A. (1989): Tőzegek térfogatváltozása. *Mélyépítéstud. Szemle*, No 11.

KOWALSKI, J., ORZESZYNA, H. (1988): Einfluss organischer Stoffe auf den Quelldruck bindiger Böden in Erddämmen. *Proc. of the 2nd Baltic Conf. on. SMFE*, Vol. 1., Tallin

KYLE, J. M. (1953): The use of sand drains under buildings at Port Newark. *Proc. of the 3rd* ICSMFE, Vol. I., Zürich

LAMBE, T. W., WHITMAN, R. V. (1979): *Soil Mechanics (SI Version)*. J. Wiley, New York

LANDVA, A. Q., PHEENEY, P. E. (1980): Peat fabric and structure. *Can. Geot. 7.*, No 3

LANDVA, A. Q., PHEENEY, P. E., MERSEREAU, D. E. (1983a): Undisturbed sampling of peat. In Jarett, P. M.: *„Testing of peats and organic soils"*. ASTM Special Techn. Publ. 820., Philadelphia

LANDVA, A. O., KORPIJAAKKO, E. O., PHEENEY, P. E. (1983b): Geotechnical classification of peats and organic soils. In JARETT, P. M.: *„Testing of peats and organic soils"*. ASTM Special Techn. Publ. 820., Philadelphia

LANDVA, A. O., LA ROCHELLE, P. (1983): Compressibility and shear characteristics of Radforth peats. In JARRETT, P. M.: *„Testing of peats and organic soils"*. ASTM Special Techn. Publ. 820., Philadelphia

LAVROV, V. P., SVEC, V. B., GAJDUK, JU. A., LUSNIKOV, V. V., TARASZOV, B. L. (1976): Opüt usztroisztva osznovanij na szlabüh gruntah Urala. *Osznovania, fundamenti i mehanika gruntov*, No 2

LEFEBVRE, G. (1986): Discussion to paper by L. Samson. *Can. Geot. J.*, No 3

LEFEBVRE, G., LANGLOIS, P., LUPIEN, C., LAVALLÉ, J.-G. (1984): Laboratory testing and in situ behaviour of peat as embankment foundation. *Can. Geot. J.*, No 2

LEGGET, R. F. (1962): *Geology and Engineering*, 2nd ed. McGraw–Hill, New York

LEMASTERS, G. S., PARTELLI, L. J., SMITH, M. R. (1983): Characterization of organic soils as energy sources. In JARRETT, P. M.: *„Testing of peats and organic soils"*. ASTM Special Techn. Publ. 820, Philadelphia
LEUSSINK, H. (1955): Über die Gleichmässigkeit von Bauwerksetzungen. *Vorträge der Baugrundtagung*, Hamburg
LUMB, P. (1975): Statistical Estimation in Soil Engineering. General report Session 4. *Proc. of the 2nd Int. Conf. on Application of Statistics and Probability in Soil and Structural Engineering*. Vol. III., Aachen
LYNCH, D. L., COTNOIR, L. J. JR. (1956): in *Proc. of the Soil Science Soc. of America*, Vol. 20, No 1
MACFARLANE, I. C. (1959): A review of the engineering characteristics of peat. *Proc. of the ASCE*, No SM1
MACFARLANE, I. C., RUTKA, A. (1961): in *Proc. of the 6th Muskeg Research Conf.* Tech. Memo 67. National Research Council of Canada, Ottawa
MAEGUCHI, S., SAKAI, K., OYAMADA, H. (1965): On soil investigations of the foundation of Kushiro Power Station. *Soil and Foundation*, No 8
MAKAROV, E. V. (1965): Sztroitelsztvo dvuhetazsnüh kamennüh zdanij na torfjanom bolote. *Osznovania, fundamenti i mehanika gruntov*, No 4
MAKAROV, E. V. (1968): Sztroitelsztvo vodoprovodnovo kalodca na torfjanom osznovanii. *Osznovania, fundamenti i mehanika gruntov*, No 2
MAKAROV, E. V. (1974): Iz opüta sztroitelsztva proizvodsztvennüh zdanij i szooruzsenij na torfjanüh osznovanijah, prikrütüh mineralnimi naszüpjami. *Osznovania, fundamenti i mehanika gruntov*, No 4
MAKAROV, E. V., SZVETLANOV, N. D. (1962): Primenenie armirovannüh pojaszov v fundamentah i sztenah kamennüh zdanij, posztroennüh na tortjanom bolote. *Osznovania, fundamenti i mehanika gruntov*, No 4
MARACHI, N. D., DAYTON, D. J., DARE, C. T. (1983): Geotechnical properties of peat in San Joachin Delta. In JARRETT, P. M.: *„Testing of peats and organic soils"*. ASTM Special Techn. Publ. 820, Philadelphia
MASZLOV, N. N. (1968): *Osznovi mehaniki gruntov i inzsenernoj geologii*. Izd. Vüzsaja Skola, Moszkva
MCGOWN, A., HUGHES, F. H. (1981): Practical aspects of the design and installation of deep vertical drains. *Géotechnique*, No 1
MEHRA, S. R., NATARAJAN, T. K. (1965): Foundation treatment of Ore-Handling Yard by preloading and vertical sand drains. *Proc. the 6th ICSMFE*, Vol. II., Montreal
MESRI, G. (1986): Discussion to paper by L. Samson. *Can. Geot. J.*, No 3
MÉSZÁROS L., FARKAS J., KABAI I., KOVÁCS G. (1985): Tőzeges altalajok geotechnikai paramétereinek vizsgálata. *Vízügyi Közlemények*, No 2
MITCHELL, J. K. (1981): Soil improvement: state of the art report. *Proc. of the 10th ICSMFE*, Vol. 4., Stockholm
MIYAKAWA, I. (1960): *Some aspects of road construction over peaty or marshy areas in Hokkaido, with particular reference to filling methods*. Civil Eng. Research Inst., Sapporo
MLYNAREK, Z., NIEDZIELSKI, A., TSCHUSCHKE, W. (1983): Variability of shear strength and physical parameters of peat. *Proc. of the 7th Danube Eur. Conf. on SMFE*, Vol. I., Kisinyev
MOOS, A. V. (1961): Rutschung eines Strassendammes in einem Torfgebiet bei Sargaus, Kanton St. Gallen. *Z. Strasse und Verkehr*, No 10
MSZ 14043/9–82. Szervesanyag-tartalom meghatározása
NATIONAL RESEARCH COUNCIL OF CANADA (1969): *Muskeg engineering handbook*. Univ. of Toronto Press, Toronto
NG, S. Y., EISCHENS, G. R. (1983): Repeated short-term consolidation of peats. In Joarett, P. M.: *„Testing of peats and organic soils"*. ASTM Special Techn. Publ. 820, Philadelphia
NICHOLSON, D. P., JARDINE, R. J. (1981): Performance of vertical drains at Queenborough bypass. *Géotechnique*, No 1
NIIOSZP szerk. (1975): Rekomendacii po ucsotu organicseszkih bescseszty v glinisztüh gruntah pri projektirovanii osznovanij. NIIOSZP, Moszkva
NIKIFOROVA, N. Sz. (1988): Opüt sztroitelsztva zdanij na osznovancjah szo szlojami torfa. *Proc. of the 2nd Baltic Conf. on SMFE*, Vol. 1., Tallin
NORTHWOOD, R. P., SANGREY, D. A. (1971): The vane test im organic soils. *Can. Geot. J.*, No 1
ODEMARK, N. (1949): Investigations as to the elastic properties of soils and design of pavements according to the theory of elasticity. *Statens* Väginstitut, No 77., Stockholm

Pavilonszkij, V. M., Sabarova, L. I. (1988): Izmenenie szvojsztv torfor pod vlijaniem antropogennüh faktorov. *Proc. of the 2nd Baltic Conf. on SMFE,* Vol. 1., Tallin

Pietsch, M., Schneider, A. (1982): Zur Frage der Bestimmung organischer Bestandteile in Böden. *Geotechnik,* No 2

Porter, O. J. (1936): Studies of fill construction over mud flats including a description of experimental construction using vertical sand drains to hasten stabilization. *Proc. of the 1st ICSMFE,* Vol. I., Cambridge

Poskitt, T. J. (1971): Consolidation of clay and peat with variable properties. *Proc. of the ASCE,* Vol. SM6

Pusch, R. (1973): Influence of organic matter on the geotechnical properties of clays. *Statens Institut för Byggnadsforskning,* D11, Stockholm

Pzsisztanszki, E. I., Borovcsak, P., Szobkovjak, E. I. (1983): Nelinejnoe opiszanie szvjazej mezsdu szosztojaniem naprjazsenija i deformacii b torfah isszledovannüh v trioszevom apparate. *Proc. of the 7th Danube Eur. Conf. on SMFE,* Vol. I., Kisinyev

Radforth, N. W. (1952): Suggested classification of muskeg for the engineer. *The Engineering J.,* No 11

Radforth, N. W. (1955): Range of structural variation in organic terrain. *Trans. Roy. Soc. Canada,* **49** Ser. III., Sec. 5.

Radforth, N. W., MacFarlane, I. C. (1957): Correlation of muskeg. *Proc. of the 4th ICSMFE,* Vol. I., London

Rendulič, L. (1935): Der hydrodynamische Spannungsangleich in zentral entwässerten Tonzylindern. *Wasserwirt. Techn.,* **2**

Rétháti L. (1960): Épületkárvizsgálatok. In: *Az ÉM Földmérő és Talajvizsgáló Vállalat jubileumi évkönyve.* Budapest

Rétháti L. (1966): Összefüggés a talaj szervesanyag-tartalma, izzítási vesztesége és konzisztencia-határai között. *Építés- és Közlekedéstudományi Közlemények,* No 2

Rétháti L. (1968): Korszerű süllyedéskritériumok. *Mélyépítéstud. Szemle,* No 8–9

Rétháti, L. (1971): Setzungsberechnung der auf Austauschboden stehenden Fundamente. *Proc. of the Conf. Foundation problems in special soil conditions.* Budapest

Rétháti L. (1974): *Talajvíz a mélyépítésben.* Akadémiai Kiadó, Budapest

Rétháti L. (1977a): *Altalaj eredetű épületkárok.* Akadémiai Kiadó, Budapest

Rétháti L. (1977b): Síkalapok tervezése. In: *Az alapozás kézikönyve.* (Dr. Rózsa L. szerkesztésében.)

Rétháti L. (1985): *Valószínűségelméleti megoldások a geotechnikában.* Akadémiai Kiadó, Budapest

Richart, F. E. (1957): A review of the theories for sand drains. *Trans. Am. Soc. Civ. Engrs.* **124**

Rudnickij, N. Ja., Gelman, M. Z. (1975): Oszadki i deformacii promüslennovo szooruzsenija, vozvedennovo na szlabüh gruntah. *Osznovania, fundamenti i mehanika gruntov,* No 1

Samson, L. (1985): Postconstruction settlement of an expressway built on peat by precompression. *Can. Geot. J.,* No 3

Samson, L., La Rochelle, P. (1972): Design and performance of an expressway constructed over peat by preloading. *Can. Geot. J.,* No 4

Sandroni, S. S., Russo Neto, L., de Carvalho, J. (1981): Instrumented settlement fill on a peaty deposit. *Proc. of the 10th ICSFME,* Vol. I., Stockholm

Schelkoph, G. M., Massett, D. J., Weber, B. J. (1983): A comparative study of preparation and analytical methods for peat. In: Jarrett, P. M.: *„Testing of peats and organic soils."* ASTM Special Techn. Publ. 820, Philadelphia

Schollenberger, C. J. (1927): A rapid approximate method of determining soil organic matter. *Soil Sci.* **24**

Shea, P. (1955): Unusual foundation conditions in the Everglodes. *Trans. ASCE,* Vol. 120

Skempton, A. W., MacDonald, D. H. (1956): The allowable settlement of buildings. *Proc. of the Inst. Civil Eng.,* Vol. 5., London

Skempton, A. W., Bjerrum, L. (1957): A contribution to the settlement analysis of foundations on clay. *Géotechnique,* No 4

Skempton, A. W., Petley, D. J. (1970): Ignition loss and other properties of peats and clays from Avonmuth, King's Lynn and Ganberry Moss. *Géotechnique,* No 4

Slunga, E., Helander, R. (1985): On the influence of organic content on the undrained shear strength of cohesive soils. *Proc. of the 11th ICSMFE,* Vol. IV., San Francisco

SMITH, M. R., LEMASTERS, G. S., BARTELLI, L. (1983): A multistage sampling technique for peat deposits utilizing survey maps. In JARRETT, P. M.: *„Testing of peats and organic soils"*. ASTM Special Techn. Publ. 820, Philadelphia

SMOLTCZYK, U. szerk. (1980): *Grundbautaschenbuch*, Teil 1., 3. Auflage. W. Ernst u. Sohn, Berlin

SOIL TAXONOMY (1975) — A basic system of soil classification for making and interpreting soil surveys. *Agricultural Handbook 436. US Government Printing Office, Washington*

SOWERS, G. F. (1975): Analysis and design of lightly-loaded foundations. In: *Proc. of the Conf. Analysis and design in geotechnical engineering*, Vol. II. Am. Soc. of Civil Engs. New York

STANTON, T. E. (1948): Vertical sand drains as a means of foundation consolidation and accelerating settlement of embankments over marsh land. *Proc. of the 2nd ICSFME*, Vol. V., Rotterdam

STEFANOVITS P. (1981): *Talajtan*. Mezőgazdasági Kiadó, Budapest

SWANTKO, T. D., BERRY, S. W. (1988): Creation of a lake over peat by precompression. *Proc. of the 2nd Baltic Conf. on SMFE*, Vol. 1., Tallin

SZALAY M. (1967): *Biológia a mérnöki gyakorlatban*. Műszaki Könyvkiadó, Budapest

SZANDTNER G., BOLGÁR P., GARAI J. (1982): A talajok vízáteresztőképességének vizsgálata pressziométerrel. *Mélyépítéstud. Szemle*, No 10

SZÉCHY K. (1963): *Alapozási hibák*. Műszaki Könyvkiadó, Budapest

SZILVÁGYI I. (1963): Tőzegréteg felett alapozott épületek viselkedése. *Műszaki Tervezés*, No 7

SZILVÁGYI I. (1965): Szerves üledékek fizikai tulajdonságai. *Földtani Kutatás*, No 2

SZILVÁGYI I. (1977): Alapozás szerves talajokon. In: *Az alapozás kézikönyve*. (Dr. RÓZSA L. szerkesztésében.) Műszaki Könyvkiadó, Budapest

SZIMAKOV, V. N. (1957): Primenenie fenilantranilovoj kiszloti pri opredelenii humusza po metodu Tjurina. *Pocsvovedenie*, No 8

SZYMANSKI, A. (1982): *Charakterystyki procesu odszktalcenia pod obciazeniern wybranych rodzojów torfów*. Dr. Thesis, Warsaw Agric. Univ., Varsó

SZYMANSKI, A., FÜRSTENBERG, A., LECHOWICZ, Z., WOLSKI, W. (1983): Consolidation of organic soils. *Proc. of the 2nd Baltic Conf. on SMFE*, Vol. I., Tallin

TERZAGHI, K. (1945): Drainage of clay strata by filter wells. *Civil Engineer*, No 10

TOKAR, P. A., SZOLOMONOV, Sz. M. (1972): Szzsimaemoszt torfa. *Osznovania, fundamenti i mehanika gruntov*, No 2

TOLONEN, K., TIURI, M., TOIKKA, M., SAARILAHTI, M. (1982): Radiowave probe in assessing the field of peat and energy in peat deposits in Finland. *Proc. of the Symposium on peat*. Int. Peat Soc., Minsk

TVH — Tie-ja vesirakennushallitus (1970): *Maarakennusalan tutkimus-ja suunnittelushjeita, osa II., laboratoriotutkimukset*. Valtion painatuskeskus, TVH 2660, Helsinki

UNGÁR T. (1963): Színváltozó szerves talajok. *Mélyépítéstud. Szemle*, No 11

UNGÁR T. (1966): Melléépítés okozta hatások megfigyelése. *Műszaki Tervezés*, No 7

VINOKUROV, E. F., ASZTAPOV, A. L., CSARNO, JA. P., VINOKUROVA, N. E. (1988): Optimalnoe proektirovanie zatorfovannüh osznovanij i fundamentov melkovo zalozsenie. *Proc. of the 2nd Baltic Conf. on SMFE*, Vol. I.. Tallin

VON POST, L. (1922): Sveriges geologiska undersøknings torvinventering och mogra ow dess hittils. *Svenska Mosskulturfreningens Tidsskrift*, Vol. 36

WALKELEY, B. (1934): An examination of the degtjarreff method for determining soil organic matter and a proposed modification of the chromatic acid titration method. *Soil Science*, **37**

WAIMSLEY, M. E. (1977): Physical and chemical properties of peat. In: *Muskeg and the northern environment in Canada*. Univ. of Toronto Press, Toronto

WALTHELM, U. (1988): Bauschadenanalyse eines auf Schluff, Torf und Mudde gegründeten Flachbaues. *Bautechnik*, No 3

WARDWELL, R. E., CHARLIE, W. A., DOXTADER, K. A. (1983): Test method for determining the potential for decomposition in organic soils. In: JARRETT, P. M. *„Testing of peats and organic soils"*. ASTM Special Techn. Publ. 820, Philadelphia

WATANABE, S., IMOTO, M. (1962): A method of determining the consolidation settlement from the initial void ratio. *Soil and Foundation*, No 9

WEBER, W. G. Jr. (1966): Experimental sand drain fill at Nopa River. *Highway Res. Board, Highway Res. Record 133*, Washington

Wilson, N. E., Radforth, N. W., MacFarlane, I. C., Lo, M. B. (1965): The rates of consolidation for peat. *Proc. of the 6th ICSMFE,* Vol. I., Montreal

Wozsfold, R. D., Surendra, K., Parashar, K., Perrott, T. (1986): Depth profiling of peat deposits with impulse radar. *Can. Geot. J.,* No 2

Zareckij, Ju. K. (1967): *Teoria konszolidacii gruntov.* Nauka

Zareckij, Ju. K. (1970): Konszolidacia torfjanovo osznovanija. *Osznovania, fundamenti i mehanika gruntov,* No 6

Zseznicsak, E. (1983): Voznozsnoszti upravlenia konszolidaciej torfa himicseszkimi vozdaisztviami. *Proc. of the 7th Danube Eur. Conf. on SMFE,* Vol. I., Kisinyev

Yamaguchi, H., Ohira, Y., Kogure, K., Mori, S. (1985): Deformation and strength properties of peat. *Proc. of the 11th ICSMFE,* Vol. IV., San Francisco

4. Alapozás feltöltésen

A feltöltés abban különbözik a könyv első három fejezetében tárgyalt és a kevésbé kedvezőtlen talajoktól, hogy nem természetes képződmény (gyakran az anyaga sem), hanem az *ember* tudatos tevékenységének a terméke. Ebből igen sok hátrány származik: a kedvezőtlen réteget nehezebb lehatárolni a vizsgálni (mert heterogén, másrészt sok esetben nemcsak a fizikai jellemzőit kell ismernünk), veszélyt jelenthet a környezetére (gázképződés, radioaktív sugárzás, a talaj és a talajvíz szennyezése). Ugyanakkor arra is lehetőségünk van, hogy megfelelő technológiával kedvező, a mérnöki létesítmény igényeit minden szempontból kielégítő réteget alakítsunk ki, akár kedvezőbbet is, mint amilyen az erre felhasznált anyag eredeti helyén volt.

A feltöltésen való alapozás tervezéséhez felhasználhatók a könyv első három fejezetében található irányelvek, hiszen anyaga lehet térfogatváltozó, roskadó és szerves is. Mindemellett ezeket a tulajdonságokat, ill. jelenségeket újra kell tárgyalnunk, mert a termett talaj és a feltöltés között ebben a vonatkozásban jelentős különbségek lehetnek: a legveszélyesebb, roskadásra hajlamos lösz pl. kiemelve és tömörítve szokványos talajjá „szelídül", de nem azonosak a térfogat-változási jelenségek sem (vö. a 4.3. fejezettel).

Másik jellegzetessége ennek a problémakörnek, hogy a feltöltés anyaga nemcsak talaj, hanem egyéb anyag (salak, pernye, ipari hulladék, szemét, építési törmelék) is lehet. Ezek az anyagok is igénylik a szokványos és a könyv első három fejezetében tárgyalt talajokra vonatkozó vizsgálati és tervezési metodika felhasználását (a statikus teher által okozott kompresszió általában nagy, egyes salakok duzzadnak stb.), de új szempontok és nehézségek is felmerülhetnek, pl. a cölöpök elakadása vagy a veszélyes gázképződés.

A feltöltés rendeltetése igen sokféle lehet (vö. a 4.1. fejezettel), ezért viszonylag gyakran kell a jelenlétével számolnunk, főleg a városokban. Van azonban olyan típusa is, amely minden más talajénál gyakoribbá teszi az előfordulását, ez pedig a belső feltöltés. Helyes kialakításával nemcsak azért kell kiemelten foglalkoznunk, mert gyakorlatilag minden alápincézetlen épületben megjelenik, hanem azért is, mert ellenkező esetben súlyos károkkal kell számolnunk (vö. 4.2. és 4.5. fejezetekkel).

A közvetlenül a feltöltésre helyezett épületek igen nagy egyenletes és egyenlőtlen süllyedést szenvedhetnek. Magyarországon pl. egy hatszintes lakóépületben $\Delta s = 25$ cm-es süllyedéskülönbség alakult ki (Széchy, 1963), Szamarkandban (SZU) az épületeken 8–10 cm széles repedések jelentek meg, és nem egyet le is kellett bontani

(HENDEL, 1975). Ezek és az ehhez hasonló példák tették (és teszik ma is) óvatossá a tervezőket. Ugyanakkor arra is számtalan példa van, hogy megfelelő metodikát alkalmazva a károsodás veszélyét a minimumra csökkentsük (lásd a 4.5. fejezetet). Ebből kiindulva — és a kérdés nagy gazdasági jelentőségére tekintettel — írt ki 1958-ban a magyar Építésügyi Minisztérium egy pályázatot, és jelentetett meg — ennek eredményeit is felhasználva — egy tervezési segédletet (KOPÁCSY et al., 1962). A helyzet azóta még kedvezőbb, hiszen egyre jobb és hatékonyabb módszerek terjedtek el (vibroflotáció, az igen nagy ütési energiát átadó nehéz döngölés, környezetet kímélő injektálási eljárások stb.).

Jelentős és rendszeresen megtartott konferenciákat a „feltöltés" témakörben — ellentétben a térfogatváltozó, roskadó és szerves („gyenge") talajokkal — nem tartanak, valószínűleg azért, mert igen komplex feladatról van szó. Ez nem jelenti azt, hogy a szakirodalom, a nemzetközi (pl. az SMFE-) konferenciák vagy — újabban — a környezetvédelmi rendezvények (pl. *Köln,* 1991.) nem foglalkoznak a feltöltésen való alapozással. Különösen igaz ez a bányászati, ipari és szemétdepóniákkal kapcsolatos kérdésekre: az NSZK-ban pl. a JESSBERGER vezette munkacsoport és a nürnbergi Landesgewerbeanstalt rendszeresen jelentet meg kiadványokat.

Az előzőekből is következik, hogy az adott esetben kiemelt jelentősége van az esettanulmányoknak és a károsodott épületek adataiból készített statisztikának (lásd a 4.2. és 4.5.1. fejezetet).

4.1. A feltöltés eredete és osztályozása

Mivel a feltöltés nem természetes képződmény, az eredete és a — feltöltés mint művelet — *célja* azonos fogalmak. Ennek alapján a következő négy csoportot különböztethetjük meg.

a) *Mérnöki létesítményhez kapcsolódó feltöltések.* Ide sorolhatók

— a közlekedéssel (út, vasút, repülőtér) kapcsolatos töltések,

— a vegyes szelvényben létesített építmények völgy felőli szakaszán kialakított feltöltések,

— az épületek lábazati falai között kiképzett, ún. belső feltöltések,

— az emberi településeken évtizedek, évszázadok alatt kialakuló ún. kultúrfeltöltések,

— a tereprendezés során létesített feltöltések.

A közlekedési létesítmények szigorú irányelvek alapján készített töltései csak ritkán vetnek fel alapozási kérdéseket. A tereprendezés és a vegyes szelvények kialakítása során készült feltöltés már nem mindig felel meg a követelményeknek; tömege igen jelentős lehet, pl. egy szovjet melegház-kombinát kialakításához 500 e m^3 földet kellett elteríteni és tömöríteni, nem egy helyen 3 m vastagságban (LEVENSZTAM és ZEKUN, 1974). Hasonló veszélyt jelentenek a belső feltöltések és a kultúrfeltöltések, főleg az utóbbiak, mert nem tömörítik.

b) *A víz elleni védekezést szolgáló feltöltések.* Ezzel a típussal a magas talajvízállású, belvizes vagy a folyók árterületét képező helyeken találkozunk. Mivel céljuk a víz elleni védekezés, a területet a talajvíz magas helyzete, a beépített talajt pedig a laza

állapot jellemzi. Gyakori, hogy a feltöltés alatti talaj tulajdonságai is kedvezőtlenek, részben azért, mert a folyó ártéri üledékei lazák és/vagy szervesek, részben pedig azért, mert az eredeti felső réteget nem távolítják el. (Szegeden pl. az 1879. évi árvizet követően 1,5 millió m^3 földet terítettek a heterogén, többé-kevésbé szerves fedőrétegre.)

A víz elleni védekezésre — mint célra — néha különös körülmények között derül fény. Salgótarján egyik városnegyedében a talajvízszint 2 év alatt 4 m-t emelkedett, ugyanakkor a város más részében csak kismértékű szezonális ingadozást tapasztaltak. A vizsgálat kiderítette, hogy a terület korábban belvizes volt, a talajvíz szintjét — átmenetileg — a több évtizede folyó bányászkodás süllyesztette le. Ekkor került ki, miért fedi a területet viszonylag vastag feltöltés.

c) *Mesterséges gödröket kitöltő feltöltések.* Ebben a kategóriában az agyag- és kavicsbányáknak a kitermelés után létesített feltöltése a leggyakoribb. Anyagát többnyire a közelben végzett emberi tevékenység határozza meg, így lehet pl. a szénbányák hulladéka, beton- és vasbeton elemek halmaza, de városi szemét vagy éppen talaj is. A talajvíz a kitermelés módjától és a kinyert anyagtól függően mély és magas helyzetű egyaránt lehet. Az Athén közelében lévő agyagbányákat pl. akkor hagyták fel, amikor a talajvizet elérték; a 8–10 m vastag feltöltés anyaga kő, fa, vasbeton elemek és szemét (utóbbi kettő a város közelségére utal), a ráhelyezett épületek súlyos károkat szenvedtek (Counoulos és Koryalos, 1981). Arra is van példa, hogy az agyagrézsű az idők folyamán kolmatálódott, aminek következtében a feltöltésben 2 m-rel magasabban van a talajvíz, mint a környező területen. A kavics kitermelése talajvíz alatt ugyanakkor nem jelent különösebb műszaki nehézséget és az anyag minőségét sem rontja. Lakó- és iparterületeken (vagy azok közelében) az is előfordul, hogy a talajvíz a kitermelést, ill. a feltöltést követően emelkedik meg.

A mesterséges „gödör" lehet *pince* is. Budapesten egy iskola földszinti padozata aláüregelődött és egyes helyeken beszakadt, a válaszfalak egyenlőtlen süllyedés következtében megrepedtek. A vizsgálat kiderítette, hogy az épület alatt korábban pince volt, amelyet elégtelen mértékben tömörített ($e = 1{,}00–1{,}06$) iszappal és homokos iszappal töltöttek fel (Réthási, 1977).*

d) *Deponálást szolgáló feltöltések.* Ide sorolható a bányák (szén-, bauxit-, agyag-, kavicsbányák stb.) hulladék- és meddőanyagai, valamint a sík (vagy enyhén hullámos) terepen a környező felszín fölé emelkedő szemétdepóniák, erőművi salak lerakások stb. A második világháború után több 10 millió m^3 épülettörmeléket kellett deponálni, kedvezőtlen adottságú feltöltéseket alakítva ki ezzel.

Érdekes példát hoz fel a városi szemét elhelyezésére Scholz (1984). San Francisco centrumának közelében egy 0,5 km^2 alapterületű félszigetet *(Sierra Point)* alakítottak ki szemétből. Mivel az altalaj puha iszap, a 30 év alatt bekövetkező süllyedést 2 m-ben prognosztizálták.

E pontban megemlíthetők még a folyékony kommunális hulladék és a szennyvíziszapok elhelyezésének kérdései is.

* Az Egerben, Pécsett, Szekszárdon stb. 1973–1991 között végzett pince-megerősítési, ill. tömedékelési munkák (jellegük és komplexitásuk miatt) nem illeszthetők szervesen e fejezet kérdéskörébe, de az olvasó megtalálhatja ezek anyagát az FTV Geotechnikai Adatbankjában. (A szerk.)

A feltöltések alapozási szempontból való *osztályozási rendszerét* az elmúlt évtizedekben megjelent tanulmányok, a tervezési gyakorlat és a károsodásra vonatkozó statisztikai adatok (l. a 4.2. fejezetben) alapján célszerű felépítenünk. Az első szempont a feltöltés kialakításának *célja,* hiszen ez — az előzőekben írottak szerint — értékes információkat szolgáltathat. Ezen felül hat további, a következőkben részletezett adottság alapján ítélhetjük meg a feltöltést.

1. *A feltöltés anyaga.* A következő alcsoportok különböztethetők meg:

— talaj, éspedig *a)* szemcsés vagy kötött, *b)* szerves vagy szervetlen, *c)* vízre érzékeny (térfogatváltozás, roskadás, konzisztenciaromlás) vagy nem érzékeny talaj;

— talaj és egyéb anyag (pl. salak) vegyesen;

— törmelék (építési és ipari törmelék, bányák hulladék- és meddőanyagai);

— égési termék (salak, hamu, pernye);

— háztartási szemét (esetleg építési törmelékkel vagy egyéb anyaggal vegyesen);

— az emberre és/vagy a környezetre veszélyes anyag (radioaktív, gázképződésre hajlamos anyag, a talajvizet szennyező ipari vagy kultúrhulladék).

2. *Az anyag szerkezete.* A feltöltés anyaga lehet makroporózus (rögös anyagból, palából stb. készített feltöltés), üreges (nagy, pl. a betonelemek között kialakult üregek) vagy szerkezet nélküli.

3. *A feltöltés kora.* Ez elsődlegesen azért lényeges, mert ebből következtethetünk a még várható ülepedés és a szerves bomlás okozta függőleges alakváltozás mértékére.

4. *Rétegződés.* A réteghatárok lehetnek vízszintesek vagy ferdék (pl. az eredeti tereppel párhuzamosak), így az egyes rétegek ennek (is) megfelelően lehetnek azonos vagy változó vastagságúak, esetleg lencsés (gödörszerű) beékelődések. Különleges kategóriát képeznek a nagymértékben heterogén, határozott rétegződéssel nem jellemezhető feltöltések.

5. *Feküviszonyok.* A fekü fizikai jellemzői határozzák meg a feltöltés teljes tömegének süllyedését, ennek konszolidációs folyamatát, a negatív köpenysúrlódás mértékét, valamint a mélyalapozásra való alkalmasságát. Ugyanezen okokból nem közömbös az sem, hogy a feküt vízszintes vagy ferde sík, esetleg szabálytalanul változó, hullámos felület határolja.

6. *Talajvízviszonyok.* A talajvíz helyzetének ismerete a következő feladatok megoldásához szükséges: az építési vízszint meghatározása, felszín alatti létesítmények (garázsok, pincék stb.) vízmentesítésének tervezése, a vízre érzékeny talajok alakváltozásának előrejelzése, az alapozási technológia és az építőanyagra agresszív alkotók elleni védekezés megtervezése. Ezen feladatok eredményes megoldása elsősorban a talajvízszint két szélső helyzetének az ismeretét, valamint annak vizsgálatát teszi szükségessé, hogy ezek a szélső értékek a jövőben (az építmény élettartama alatt) változhatnak-e, és ha igen, milyen mértékben.

Az osztályozási rendszer kialakítása természetesen ebben az esetben sem öncélú. Amint láttuk, a hat (illetve a „céllal" együtt hét) szempont mindegyike rendkívül lényeges adalékokkal szolgál — nem egy esetben a feltárás és a vizsgálatok előtt vagy éppen ehhez nyújtva segítséget — a feltöltés megítéléséhez. Arra is alkalmas, hogy az egyes szempontokból — a mérnöki feladathoz adaptált súlyozással — olyan számszerű minősítő indexet számoljunk, amely rámutat a feltöltés jelenléte okozta műszaki és gazdasági következményekre.

4.2. A károsodásra vonatkozó statisztikai adatok

A statisztikai feldolgozástól reális eredményt csak akkor várhatunk, ha a következő feltételek teljesülnek:

— az adatok száma elegendően nagy,
— az adathalmaz minden tekintetben homogén,
— az elemi eredmények (adatok) véletlen jellegűek.

Magyarországon az épületkár-statisztika elkészítésének vonatkozásában az adottságok igen kedvezőek. Az épületkár-vizsgálatok túlnyomó részét egyetlen intézmény, a Földmérő és Talajvizsgáló Vállalat (FTV) végezte 1953 és 1992 között, így az előzőekben említett három feltétel szinte egyidejűleg kielégíthető. A vizsgálati anyagok az FTV kezelésében lévő „Építési geotechnikai adattárban" találhatók meg.

Az adatok feldolgozása éppen a feltöltésen álló épületek viselkedésének értékelésével kezdődött (Réthási, 1958; 1961); ennek felhasználásával készült a 4. fejezet bevezetőjében említett tervezési segédlet (Kopácsy et al., 1962). A feldolgozás később kiterjedt a termett talajon álló épületekre is; így született a 3.5.1. fejezetben említett, 426 kárvizsgálatot (738 épületet) érintő statisztikai feldolgozás (Réthási, 1977). Ennek a feltöltésre vonatkozó megállapításai a következők szerint foglalhatók össze.

Az első kérdés, amit vizsgálnunk kell; hogyan oszlanak meg a káresetek a *települések nagysága* szerint. Valóban értékes információkat az adatokból csak akkor kaphatnánk, ha ismernénk az egyes települési kategóriák (Budapest–vidéki városok-községek) területére eső épületek számát. Mivel erre vonatkozóan adatok nem állnak rendelkezésünkre,* a lakosság számát kell viszonyítási alapnak választanunk. Az így nyert számadatok *(4.1. táblázat)* jól érzékeltetik, hogy a települések nagyságának csökkenésével a károsodás valószínűsége rohamosan csökken: Budapest és a községek viszonylatában pl. a keresett arány $2{,}27 : 0{,}40 = 5{,}7$. Ez a körülmény nemcsak azzal magyarázható, hogy a városokban jelentősebb épületek állnak (állagvédelmükhöz nagyobb érdekek fűződnek), hanem azzal is, hogy a tereprendezéssel szemben támasztott nagyobb igények és egyéb adottságok (folyók közelsége, középkori védelmi rendszer stb.) miatt a városokban lényegesen nagyobb a feltöltött területek aránya. Ennek megfelelően a feltöltésen álló károsodott épületek hányada a három

4.1. táblázat. A káresetek számának megoszlása a települések nagysága szerint (Réthási, 1977)

Kategória	A káresetek		A lakosság		$\frac{A}{B}$
	száma	%-osan	száma	%-osan	
		(*A*)	(ezer)	(*B*)	
Budapest	166	44,4	2039	19,6	2,27
Vidéki városok	130	34,8	2967	28,5	1,22
Községek	78	20,8	5389	51,9	0,40

* A 60-as, 70-es években készült épületstatisztika ma már nem tekinthető minden részletében „naprakésznek". (A szerk.)

kategóriában a következőképpen alakul: Budapesten 53%, a vidéki városokban 58%, a községekben 21%. E tekintetben még Buda és Pest között is lényeges különbség van: az előbbi városrészben a szóban forgó hányad 45%, az utóbbiban 60% (itt tehát hasonló a városok átlagához).*

Mindehhez hozzájárul az is, hogy lényeges különbség van a városok és a községek között a vízellátás, ill. a csatornázás vonatkozásában, ami pedig — főleg feltöltések esetén (l. később) — a károsodás egyik gyakori forrása. Erre utalnak azok a számadatok, amelyek a közművekkel kapcsolatos károsodások arányszámára vonatkoznak *(4.2. táblázat)*.

A statisztika szerint a károsodott szerkezeti elemek 60%-a állt termett talajon, 40%-a feltöltésen. Mivel becslés szerint a hazai épületek teherhordó elemeinek mindössze 4–5%-a áll feltöltésen, a 40%-os hányad azt jelenti, hogy a feltöltésen való alapozás a károsodás valószínűségét 8–10-szeresére növeli a termett talajhoz viszonyítva. Kis merevségüknél fogva a „nem-szerkezeti elemek" még érzékenyebbek a feltöltés fokozott mértékű alakváltozására: a szerkezeti elemekre kapott 40% a válaszfalak esetében 57%-ra, padozatok esetében pedig 70%-ra módosul. (Ebben természetesen az is tükröződik, hogy a válaszfalak és padozatok gyakrabban kerülnek feltöltésre, mint a főfalak, igaz ugyanakkor, hogy az utóbbiak vizsgálatára ritkábban kerül sor, ha a főfalak épek.)

A *4.3. táblázat* aszerint tesz különbséget, hogy a feltöltés minden alap — illetve a károsodott alap teljes felülete — alatt megvolt-e vagy nem, és hogy nincs-e szerepe a feküt képező termett talajnak is. Amint látjuk, a káresetek 65%-a az első csoportba esik, a „vegyes" alapozás 26%-kal van képviselve, a feltöltés alatti termett talaj pedig az esetek 9%-ában fokozta jelentősebb mértékben az épület káros mozgását. A 4.3. táblázat 2. és 3. sora arról tájékoztat, milyen gyakorisággal fordult elő, hogy csak a nem szerkezeti elemek (válaszfal vagy válaszfal + padozat), illetve csak a padozat károsodott. Az erre kapott

$$\frac{30+19}{319}100=15{,}4\%\text{-os}$$

4.2. táblázat. A közművek okozta károsodások arányszáma települések szerint (Réthati, 1977)

Kategória	Nyomócső	Csatorna	Együttesen (%)
	meghibásodásából eredő károk arányszáma (%)		
Budapest	12,3	24,5	36,8
Vidéki városok	5,1	21,1	26,2
Községek	9,1	14,6	23,7

* A 4.1. tábl. adatainak reális értékelése során azt is figyelembe kell venni, hogy városban sok az emeletes, bonyolultabb szerkezetű épület, míg falun sokkal kevesebb. Ugyanakkor az épületkár-vizsgálatok elsősorban a városi épületekre terjedtek ki, a hatóságok zömmel ezeket vizsgáltatták, míg falun, a túlnyomórészt magántulajdonú házakat nem vizsgálták. (A szerk.)

4.3. táblázat. A káresetek megoszlása az egyes szerkezeti kategóriákban az altalaj neme szerint (RÉTHÁTI, 1977)

Károsodott elem	Termett talajon	Feltöltés				
		minden alap alatt	alapok egy része alatt	rossz altalaj felett	összesen	Σ
Szerkezeti (is)	163	69	28	10	107	270
Csak nem szerkezeti	3	27	0	0	27	30
Csak padozat	3	15	0	1	16	19
Összesen	169	111	28	11	150	319

4.4. táblázat. A kártípusok relatív gyakorisága az altalaj neme szerint, szerkezeti elemenként %-ban (RÉTHÁTI, 1977); *c* — csatornahibásodás, *t* — tetővíz, *n* — nyomócsőtörés, *f* — felszíni víz, *ü* — üzemi víz, *i* — talajvízszint-ingadozás, *s* — szivattyúzás, *F* — fagy, *T* — térfogatváltozás, *h* — hőhatás, *d* — dinamikus hatás, *e* — egyenlőtlen statikus kompresszió, *tt* — túlterhelés, *E* — egyéb; *sz* — szerkezeti elem, *v* — válaszfal, *p* — padozat

Kártípus	Termett talaj				Feltöltés			
	sz	*v*	*p*	átlag	*sz*	*v*	*p*	átlag
c	19,8	27,0	20,9	21,4	25,9	44,8	34,9	33,1
t	14,3	25,4	20,9	17,5	20,3	17,1	16,3	18,4
n	12,4	11,1	11,6	12,0	10,5	10,5	10,5	10,5
f	10,4	6,4	9,3	9,4	9,8	7,9	11,6	9,8
ü	1,5	1,6	2,3	1,6	2,1	1,3	5,8	3,0
i	2,0	3,2	0,0	1,9	4,2	3,9	4,7	4,3
s	4,5	1,6	4,6	3,9	0,7	0,0	0,0	0,3
F	0,5	0,0	4,6	1,0	0,7	0,0	0,0	0,3
T	15,3	8,0	11,6	13,3	0,0	0,0	0,0	0,0
h	0,0	0,0	0,0	0,0	0,7	0,0	2,3	1,0
d	1,0	0,0	4,6	1,3	0,0	0,0	1,2	0,3
e	12,4	9,5	7,0	11,0	21,7	11,9	9,3	15,7
tt	1,0	1,6	0,0	1,0	2,8	1,3	0,0	1,6
E	5,0	4,8	2,3	4,4	0,7	1,3	3,5	1,7

értéket jelentősnek kell minősítenünk, ha figyelembe vesszük, hogy *a)* ez a hányad nem foglalja magában azokat az eseteket, amikor a szerkezeti elemek is károsodtak, *b)* a válaszfalak és padozatok károsodását az üzemeltető gyakran nem ítéli olyan jelentőségűnek, hogy vizsgálatra megbízást adjon.

A 4.3. táblázatból azt is megállapíthatjuk, hogy a 2. és 3. sorban feltüntetett 49 káreset az altalajviszonyokat illetően igen szélsőségesen oszlott meg. Egyik következtetés, amit ebből levonhatunk: ha a főfalak sértetlenül állnak, csak 12% a valószínűsége annak, hogy a károsodott nem-szerkezeti elemeket termett talajra helyezték.

A *4.4. táblázat* az egyes *kártípusok* gyakoriságát tünteti fel, aszerint, hogy az épület (a károsodott szerkezeti elem) termett talajon vagy feltöltésen állt, és mindkét talajtípuson belül aszerint is, hogy melyik szerkezeti elem károsodott. A táblázatból a következőket állapíthatjuk meg:

— a két talajnem között az átlagokat tekintve a csatornameghibásodás, térfogatváltozás és az egyenlőtlen statikus süllyedés okozta károsodás arányszámában van csak jelentős eltérés;

— a gyakorisági értékek sorrendje termett talajon *c—t—T—n—e*, feltöltésen *c—t—e—n—f*;

— a vízhozzájutás okozta károk gyakorisága termett talajon 61,9–71,5–65,0%, feltöltésen 74,8–81,6–79,1%, ami a válaszfalak és padozatok fokozottabb érzékenységére utal.

Figyelmet érdemelnek a statisztikának a *pincézettségi* viszonyokra vonatkozó adatai is. A károsodott épületek 17%-a teljes alapterületen alápincézett, 48%-a pince nélkül épült, 35%-a részben alápincézett. Bár a hazai épületekről erre vonatkozó adatok nem állnak rendelkezésünkre, bizonyosra vehető, hogy az első kategória arányszáma nagyobb 17%-nál, és az is valószínű, hogy a pince nélküli épületeké nem közelíti meg az 50%-ot. Az eltérés okát a geotechnikai adottságok különbözőségében kell keresnünk. A pince létesítésével az alapozási sík szükségszerűen mélyebbre kerül, ugyanakkor az alaptest külső oldalán nagyobb lesz a földtakaró vastagsága. Ez a két körülmény az építmény biztonsága szempontjából kedvező, mert

— csökken az altalajt érő meteorológiai hatások intenzitása (a fagykárt okozó hidegmennyiség, a térfogatváltozást kiváltó csapadék- és hőmennyiség);

— csökken a mesterséges külső hatások (vízbeszivárgás, felszíni vízelöntés stb.) érvényesülésének lehetősége;

— a talaj állapota a mélységgel általában javul (a felszínt humusz vagy feltöltés boríthatja stb.).

Ezeknek a hatásoknak a jelentőségét a következők is bizonyítják. A vizsgálati anyagban 30 olyan szakvélemény van, amelyből egyértelműen megállapítható, hogy az épületnek *csak* az alápincézetlen vagy *csak* az alápincézett szakasza károsodott; az első csoportba 26, a másodikba mindössze négy épület sorolható. Ezen adatokat a binomiális eloszlás segítségével vizsgálhatjuk. Ha feltesszük, hogy a pincézettségnek nincs szerepe (így $p=0{,}5$ és $q=0{,}5$), akkor mindössze

$$\binom{30}{4} 0{,}5^4 \cdot 0{,}5^{26} = 2{,}55 \cdot 10^{-5}$$

annak a valószínűsége, hogy a második kategóriába négy épület essék. Így igen nagy valószínűséggel állíthatjuk, hogy a jelenség nem véletlen.

Különleges kategóriát képeznek a *részben alápincézett* épületek. Ez a szerkezeti kialakítás nem a legkedvezőbb az épületek biztonsága szempontjából, mert

— az alá nem pincézett szakaszok jobban ki vannak téve az előzőekben említett kedvezőtlen hatásoknak, emellett

— az épületen belül eltérő geotechnikai adottságok alakulnak ki, ami jelentős egyenlőtlen süllyedés kialakulásához vezethet.

Az alá nem pincézett és a részben alápincézett épületek veszélyeztetettségének mértéke különösen nagy, ha az épületen belül (belső feltöltés az alá nem pincézett szakaszon) vagy az egyes szerkezeti elemek alatt *feltöltés* van. Erre vonatkozó tervezési irányelveket és példákat a 4.5. fejezetben találunk.

Értékes információkat kaphatunk a statisztikából a *statikus kompresszió* mint károsító tényező vonatkozásában is. Amint azt a 3.5.1. fejezetben is olvashatjuk, az ezen kategóriába sorolható 58 épület 27 esetben állt (részben vagy egészében) feltöltésen, hat pedig szerves talajra helyezett feltöltésen, tehát az épületek 57%-a. A károsodás a részben vagy teljes egészében feltöltésre alapozott épületek esetében a következő megoszlásban fordult elő:

— egyenlőtlen rétegződés (39%),
— felfekvés idegen anyagon (14%),
— közel egyenletes rétegződés (23%),*
— egyenlőtlen terhelés (12%),
— melléépítés (12%).

Az első és az utolsó két kategória értelemszerűen összevonható, így az egyenlőtlen és egyenletes rétegződés 53, ill. 23%-kal, az egyenlőtlen terhelés 24%-kal van képviselve.

4.3. A feltöltések fizikai és egyéb tulajdonságai

A feltöltések viselkedését meghatározó fizikai és egyéb tulajdonságok meghatározásakor különbséget kell tennünk aszerint, hogy anyaga talaj vagy egyéb anyag, az utóbbi kategóriában kiemelten kezelve az égési termékeket (4.3.7. fejezet) és a városi szemetet (4.3.8. fejezet). A vizsgálatokat a feltöltések esetében is az alakváltozási jellemzőkre kell koncentrálnunk. Ezek két nagy csoportba sorolhatók: a statikus kompresszió jellemzőire, beleértve a sík- és cölöpalap tervezéséhez egyaránt szükséges ülepedési jellemzőket is (4.3.2. fejezet), valamint a hő- és vízháztartáshoz kapcsolódó jellemzőket (4.3.4.–4.3.6. fejezetek). Elsősorban az utóbbiakhoz — de kisebb mértékben a kompresszióhoz és a konszolidációhoz is — fűződő jelenségek megértéséhez és előrejelzéséhez tanulmányoznunk kell a tömörített talajok szerkezetét is (4.3.3. fejezet). Az eddig említetteken kívül a termett talajokhoz (és a könyv első három fejezetében tárgyalt talajokhoz) viszonyítva új szempontok merülnek fel a feltárás és adatgyűjtés (4.3.1. fejezet), valamint a vizsgálatok, ezek értékelése és az anyag minősítése vonatkozásában (4.3.9. fejezet).

4.3.1. Helyszíni vizsgálatok és adatgyűjtés

Ezeknek a műveleteknek az a céljuk, hogy a 4.1. fejezet irányelvei szerint meg tudjuk határozni a feltöltés eredetét, el tudjuk végezni az osztályba sorolását, adatokat és mintákat szolgáltassunk a laboratóriumi vizsgálatokhoz és az anyag minősítéséhez, teljes mértékű információhalmazt szolgáltatva mindezekkel az alapozás tervezéséhez.

* A közel egyenletes rétegződés önmagában — általában — nem okoz károsodást; a 23%-ban előfordult káresetekben nyilvánvalóan más hatások játszottak szerepet, amelyek a közel egyenletes rétegződés ellenére is túlsúlyban voltak. (A szerk.)

4.3.1.1. Adatgyűjtés

Mivel a feltöltés nem természetes képződmény, a korára, térbeli kiterjedésére stb. vonatkozó adatok beszerzésének lényegesen nagyobb jelentősége van, mint a termett talajokból felépült területeken. Különbség mutatkozik abban is, hogy a *feltárási terv* elkészítéséhez itt nagyobb szükség van a feltöltés vastagságára, anyagára stb. vonatkozó információkra. Ebből az is következik, hogy az adatgyűjtést a feltárási munkálatok előtt — de legkésőbb azokkal párhuzamosan — kell elvégeznünk.

Az adatgyűjtésnek nemcsak magára a feltöltésre, hanem a hidrológiai viszonyokra is ki kell terjednie, és nemcsak a vizsgált területre, hanem annak környezetére is.

A *feltöltés* jelenlétének és fontosabb jellemzőinek előzetes meghatározása céljából át kell tanulmányoznunk a régi térképeket és a területre vonatkozó szakirodalmat. Ezekből megtudhatjuk, volt-e a területen korábban tó, mocsár, patakmeder, időszakos belvízi elöntés, nem jelez-e a térkép anyaggödröt (agyag-, homok-, kavicsvagy kőbányát), természetes (pl. a budai Ördögárok) vagy mesterséges (pl. vár-) árkot. A feltöltés térbeli kiterjedésére és vastagságára vonatkozóan értékes információt nyújt a régi és új színvonalak összehasonlítása, továbbá a korabeli sajtó, jegyzőkönyvek, városfejlesztési döntések tanulmányozása.

A helyszíni adatgyűjtés során a környező üzemek dolgozói és a lakosság meghallgatása útján tájékozódnunk kell arról, hogy a feltöltés

— mikor és milyen céllal,
— milyen vízszintes és magassági kiterjedésben,
— milyen anyagból és
— milyen terítési módszerrel

készült.

Az adatgyűjtés elmulasztásának súlyos következményeire mutat rá a következő két példa. Zalaegerszegen talajmechanikai vizsgálat és előzetes adatgyűjtés nélkül terveztek egy földszintes épületet. Az átadás után hét hónappal a Ny-i falon már 15,8 cm volt a süllyedéskülönbség és $\beta = 1 : 94$ a szögforgás; a szóban forgó szárny elvált a homokra alapozott főépülettől: alul zérus, felül 2,5 cm nagyságrendű megnyílás volt észlelhető. Az utólagos feltárás kiderítette, hogy az alapok alatt — közép felé növekvő vastagságban — laza, téglatörmelékes és sok szerves anyagot tartalmazó feltöltés van, a területen ugyanis korábban homokbánya volt. A másik esetben (Budapest, a Kőbányai Gyógyszerárugyár II. sz. csarnoka) készült ugyan talajvizsgálat, de a fúrások 1–1,5 m vastag feltöltés alatt kedvező állapotú agyagot tártak fel. A tervezett síkalapozás kivitelezésekor derült ki, hogy a feltöltés vastagsága 7–8 m, így kútalapozásra tértek át. (Az öt fúrás közül négy egy volt agyagbánya szélére, az ötödik — a középső — a lejáró rámpára került.) Az utólagos vizsgálat során kiderült, hogy a környező házak lakói mind tudtak a korábbi bányáról, de őket a talajvizsgálat idején nem kérdezték meg. Még egy szomorú tanulsága van az ügynek: a kutak süllyesztése közben feltört *ciángáz* kioltotta egy munkás életét. (A veszélyes gázképződésre is számítani lehetett volna, ha korábban derül ki, hogy ide helyezték el a gyár kémiai hulladékát.)

A *hidrológiai* adatgyűjtésnek a talajvízviszonyokra, az ár- és belvízi elöntésekre kell kiterjednie. A pillanatnyi talajvízszintet a fúrások és feltárások segítségével határozzuk meg, de a várható szélső értékekről csak a megfigyelő kutak, a helyszínen található ásott kutak és pincék alapján tájékozódhatunk. Az adatgyűjtésnek arra is ki kell terjednie, nem várható-e a jövőben a vízszint *tartós* emelkedése vagy süllyedése. A termett talajokhoz viszonyítva az előbbi nemcsak a fizikai jellemzők (pl. a komp-

resszibilitás) kedvezőtlen előjelű változása vagy a felszín alatti terek elöntése következtében jelent veszélyt, hanem nagymértékű roskadást is előidézhet. A vízszint tartós süllyedése megnöveli a feltöltés önsúlyfeszültségét, ami — a feltöltés viszonylag nagy kompresszibilitása miatt — a síkalapok süllyedését, cölöpalapok esetén pedig káros negatív köpenysúrlódás kifejlődését idézi elő. Nem közömbös a talajvízszint ingadozása vagy tartós megváltozása a sok szerves anyagot tartalmazó feltöltés (pl. a városi szemét) bomlási folyamatának jellege és intenzitása szempontjából sem.

Az ár- és belvízi elöntés ritkábban fordul elő, de nemcsak az alapok altalaját, hanem a belső feltöltést is veszélyeztetheti.

A *környezettanulmány* során részletesen meg kell vizsgálni a kijelölt területen és annak közelében álló, feltöltésre alapozott épületeket, éspedig a következő szempontok szerint:

— alapozási mód (síkalap, ezen belül sáv-, tömb-, szalag- és lemezalap, ugyanez cseretalajon stb.);
— alapozási mélység;
— az alaptestek mérete és talpfeszültsége;
— az épület szerkezetére vonatkozó adatok.

Ezen túlmenően a környező épületeket a leggondosabban arra vonatkozóan kell megvizsgálni, hogy nem szenvedtek-e károkat. Amennyiben az a gyanú merül fel, hogy a falak mozgása egyenlőtlen süllyedés következménye, meg kell állapítani a süllyedés okát. A vizsgálat során össze kell hasonlítani a szóban forgó és a tervezett létesítmény mindazon adatait (alapozási mód, a szerkezet merevsége stb.), amelyek a felszerkezet mozgását döntő módon befolyásolják. Különös jelentőséget kell tulajdonítanunk a károsodás előidézésében szerepet játszó azon tényezőknek, amelyek az új létesítményeknél is felléphetnek.

Bár *tömeges károkkal* elsősorban a térfogatváltozó és roskadó tulajdonságú altalajjal jellemzett, valamint az alábányászott területeken találkozunk, előfordul az is, hogy ez a jelenség a feltöltés jelenlétének a következménye. Ez a helyzet pl. Dunaföldvár belső területén, ahol 12 *korábbi talajvizsgálat* szerint a feltöltés 2,5 m-nél vastagabb, és egy adott károsodott épület részletes vizsgálata alapján valószínűsíthető volt, hogy minden épület károsodásában a feltöltés játszott szerepet.

A könyezettanulmány során meg kell vizsgálni a *vízhozzájutás* lehetőségeit, így a felszíni vízelvezetési viszonyokat és a szomszédos épületek vizes közműveinek állapotát, az esetleges üzemi vizek elvezetésének körülményeit.

4.3.1.2. Feltárás és mintavétel

Mivel a feltöltés térbeli kiterjedése előzetesen ritkán ismert, és anyaga általában heterogénebb, mint a termett talaj, a feltárásnak alapvető jelentősége van. Ez alól kivételt csak azok a feltöltések (földművek) képeznek, amelyeket — a 4.4. fejezetben olvasható irányelvek szerint — alapozásra alkalmas módon képeztek ki (különösen azok, amelyek készítésekor a létesítmények helye és főbb műszaki adatai ismertek voltak).

Tervfeladathoz, helykijelölő művelethez — általában területismertető szakvélemény készítéséhez — *együtemű*, egyéb esetekben általában *kétütemű* talajfelderítést kell végezni, különösen akkor, ha

— a talajfeltárás nem pusztán fúrásokra (és kutató aknákra) szorítkozik (pl. interpoláló szondázást kívánunk végezni a kritikus helyeken);

— lehetőség van arra, hogy a kutatás adott fázisában — az addigi eredmények alapján — a tervező megváltoztassa az eredeti telepítési vagy egyéb diszpozíciós adatokat;

— a terület olyan nagy, hogy a részletes feltárás csak az első néhány fúrás adatainak (és/vagy a laboratóriumi vizsgálati eredmények) birtokában készíthető gazdaságosan.

A talajfeltárás mértékére általános érvényű szabályozó anyagok és gyakorlati irányelvek állnak rendelkezésünkre, feltöltések esetében azonban ezekhez néhány kiegészítést szükséges tennünk.

A *fúrások telepítését* illetően előnyben kell részesítenünk a hálózatos feltárás elvét (különösen akkor, ha a fúrások területismertető szakvéleményhez készülnek). Ettől néhány esetben el kell térnünk, pl.

— a feltöltés kontúrjai mentén a fúrások távolságát csökkenteni kell,

— fúrásokat célszerű telepítenünk a feltöltésre alapozott, meglévő építmények közvetlen közelébe is, függetlenül attól, hogy azok károsodtak-e vagy nem.

A fúrások *távolságát* tájékoztató célt szolgáló feltárásnál és a kétütemű feltárás első ütemében max. 100 m-re, a részletes talajvizsgálatokhoz készített feltárás esetén max. 20 m-re célszerű felvennünk.

A fúrások *mélységét* úgy kell megállapítanunk, hogy a kétütemű feltárás első ütemében minden fúrás, egyébként a fúrásoknak legalább 50%-a érje el az alapozásra alkalmas talajt. Ha a feltöltés vastagsága rendkívül nagy, és a helyszíni vizsgálatok időpontjában már eldöntött kérdés a feltöltésen való alapozás, a fúrásokat elegendő a tervezett alapozási síkjától számított $3 \div 4$ B-ig lehajtani. (A fekü mélységének és fizikai jellemzőinek ismeretére természetesen ebben az esetben is szükségünk van.)

A fúrások *átmérője* a lehetőségek szerint ne legyen kisebb 100 mm-nél; ettől csak akkor térhetünk el, ha

— a fúrásokat megfelelő számú kutatóakna egészíti ki;

— a feltöltés jellemzői megnyugtató módon ismertek, és a fúrások célja csak a rétegződésnek, a feltöltés vastagságának vagy a talajvízviszonyoknak pontosabb meghatározása.

A *kutatóaknáknak* — mint ismeretes — számos előnyük van a fúrásokkal szemben: az aknákból megbízhatóbb mintákat lehet venni, alsó síkjukon próbaterhelést (vagy egyéb helyszíni vizsgálatot) lehet végezni, a rétegződés, a talaj szerkezete, a szivárgó vizek mélysége és eredete jobban megfigyelhető, a régi falmaradványok jobban körülhatárolhatók. A következő esetekben az ismert előnyöktől függetlenül is kutatóaknát *kell* mélyítenünk, ha

— a feltöltésben régi vezetékek húzódnak, és meg kell figyelnünk, nem szállítanak-e vizet;

— van olyan kultúrfeltöltés, amelyben megóvandó régészeti elemek lehetnek,

— olyan anyagokat tartalmaz, amelyek igen nehezen fúrhatók át.

Egy minszki (SZU) építési területen a feltöltésben betemetett kövesutat találtak (Szitnikov, 1973), Sopronban pedig 80–100 cm vastag, a római időkből származó úttestet.

Feltöltésben mélyített kutatóaknák esetén a következőkre is figyelemmel kell lennünk:

— a fokozott omlásveszélyre,
— gázveszélyre,
— az öngyulladásra,
— csővezetékre (elektromos, gáz-, nyomócsővezetékekre, csatornákra, kábelekre),
— fel nem robbant lövedékekre.

A fúrásokból és kutatóaknákból vett *minták* átmérője a lehetőségek szerint 100 mm-nél nagyobb legyen (Charles és Driscoll, 1981 stb.). Ha a vizsgálat célja a feltöltés tömörségének a meghatározása, az erre vonatkozó irányelveket (l. a 4.3.1.4. fejezetben) kell figyelembe vennünk.

4.3.1.3. Próbaterhelés

A feltöltés alakváltozási jellemzőinek meghatározására — hasonlóan más talajokhoz — a helyszíni próbaterhelés a legmegbízhatóbb módszer. Mivel a feltöltés általában heterogénebb, mint a termett talajok, a vizsgálatok szükséges száma is nagyobb, ezért olyan megoldásokra kell törekednünk, amelyek kevésbé költségigényesek (l. később).

A próbaterhelésnek két fő típusát különböztethetjük meg, aszerint, hogy csak a statikus kompresszió okozta alakváltozásokat kívánjuk meghatározni, vagy a víz okozta roskadást (ritkábban a duzzadást) is.

A vizsgálat eredményes, egyben gazdaságos elvégzéséhez ismernünk kell a rétegződést, a feltöltés fizikai jellemzőit (legalább közelítően) és az épület terveit. Ezek alapján határozható meg a próbaterhelő lemez szükséges mélysége (vagy éppen a többszintes próbaterhelés megfelelő szintjei), az alapok várható terhe és a feszültségi határmélység, valamint a próbaterhelések száma és időtartama.

A próbaterhelést az ismert irányelvek szerint kell végrehajtani. Feltöltések esetében fokozott jelentősége van a közelben mélyített „azonosító" fúrásnak és az ebből vett — minél nagyobb számú — minta vizsgálatának. Jó lehetőséget nyújt az akna zavartalan, a szokásosnál nagyobb méretű minták vételére is.

A próbaterhelést a feltöltés tulajdonságainak megjavítása után — ugyanazon aknában — újra elvégezhetjük. Egy lakótelep talajvizsgálata során pl. Krutov és Teplickij (1961) 3,5 · 9 m^2-es aknákban két-két próbaterhelést végzett: a feltöltést természetes állapotban és a nehéz döngölést követően is vizsgálták, éspedig 0,5 m^2-es terhelőlapokkal. (A döngölés nagy területigényének megfelelően mélyített akna a természetes állapotú feltöltés többszöri vizsgálatát is lehetővé teszi, így a heterogenitás mértékéről is képet kaphatunk.) Mivel a dinamikus és statikus igénybevétel aránya igen nagy, nincs jelentősége annak, hogy a döngölés előtt az aknában statikus próbaterhelést hajtottak végre.

Érdekes megoldással csökkentette a vizsgálat költségeit Charles és Driscoll (1981). Feladatuk kétszintes, 85 m^2 alapterületű lakóházak alapozásának megtervezé-

se volt. A mértékadó falteher (50 kN/m) alatt keletkező feszültségek −1 m körül közel azonosak a $B = 0{,}5$, 1 és 1,5 m széles sávalapok alatt. Mivel abban a tartományban, ahol $\sigma_z < 0{,}5\,\sigma_g$, a várható alakváltozás viszonylag kicsi, a felső 1,5 m vastag rétegben kialakuló feszültségek a mértékadók. A szerzők így 1,80 · 1,85 m² nagyságú felületű „terhelőlappal" dolgoztak, amely nem volt más, mint — Cox (1978) ötlete alapján — egy szeméttartály fenéklemeze. A tartályt homokkal töltötték meg, felszínét polietilén lemezzel és egy erre helyezett, 7,5 cm vastag betonréteggel fedve le; a talajra átadott feszültség 30 kN/m² volt. Tekintettel arra, hogy a talpfeszültség és a σ_z ábra a végleges alapok alatt is hasonló, nincs szükség „lépcsős" próbaterhelésre, a rendelkezésre álló időt a konszolidáció nagymértékű kiváltására lehet fordítani, ami növeli a süllyedések extrapolálásának megbízhatóságát.

Egy londoni építési területen az előzőekben leírt módszerrel 1-1 hónapig végezték a próbaterhelést. E szerint

— ez alatt az idő alatt 14–17,5 mm süllyedés következett be, és
— ennek 80%-a a betonréteg elkészítéséig lezajlott;
— a 45 évre extrapolált süllyedés 17–20 mm.

Egy Athén közelében végzett próbaterhelés során 7 · 8,55 m²-es felületet terheltek, éspedig úgy, hogy erre kézzel (!) köveket hordtak fel (Peynircioğlu, 1965). A középpontban elhelyezett betonblokkal összekötött mérőrúdon közel 4 hónap alatt 110 mm süllyedést mértek, az ebből visszaszámított összenyomódási modulus $E = 84$ kN/m² volt. (A feltöltés talajt, városi hulladékot és téglatörmeléket egyaránt tartalmazott.)

Ha a végleges alapokkal azonos méretű modellalapokat terhelünk, a heterogenitás hatását és a modelltörvény okozta hibát teljes mértékben ki tudjuk szűrni. Ezt a megoldást választották Houghton és társai (1981), „szerkezeti" (tehát alapozás céljára elterített és tömörített) feltöltést terhelve. A terhet 4450 kN kapacitású hidraulikus sajtóval adták át, kezdetben 200 kPa-os ciklikus terhet működtetve az egyenetlenségek hatásának kiküszöbölésére. A mélységi bélyegek segítségével többek között azt is megállapították, hogy a $z > 2B$ mélységekben az alakváltozás elhanyagolhatóan kicsi.

Mivel a feltöltések jelentős része roskadásra hajlamos, a próbaterhelést célszerű *árasztással* kombinálni. Az eljárás hasonló ahhoz, amit löszök vizsgálata során szoktunk végezni. Itt is törekednünk kell pl. az átnedvesedett tömeg kontúrjának sűrűn vett víztartalmi minták segítségével való meghatározására. Az árasztást célszerű az alapok talpfeszültségének megfelelő feszültség mellett végezni.

Az árasztásos próbaterhelés hasznos információkat nyújthat a károsodott épületek vizsgálatakor is. A budapesti, Bakáts téri általános iskola tornatermének nyaktagján mért süllyedéskülönbséget ($\Delta s = 2{,}4$ cm) a feltételezések szerint a szomszédos épület közműveiből átszivárgó víz idézte elő (Réthati, 1977). Ezt próbaterheléssel is sikerült igazolni: a mintegy 50 éves, épülettörmelékes, salakos laza feltöltés 100 kN/m² nagyságú statikus teher hatására 5,3% összenyomódást, az ezt követő árasztás hatására pedig 3,7% roskadást szenvedett.

4.3.1.4. Egyéb helyszíni vizsgálatok

A próbaterhelés csak a terhelő lemez alatt fekvő talajtömbről, és annak is csak az alakváltozási tulajdonságairól nyújt információkat. Mindemellett az igénybe vett talajtömeg geometriai méretei általában kisebbek, mint az alapok feszültségi tartományának méretei, így még viszonylag homogén feltöltés esetén is számolnunk kell a modelltörvényben rejlő hibákkal.

A feltöltés heterogenitása miatt a szokásosnál több ponton kell feltárást végeznünk, így az erre a célra használt módszerek idő- és költségigénye nem közömbös. Ez az oka, hogy a feltöltött területek átfogó vizsgálatára elterjedten használják a szondákat. Bár a statikus (pl. a CPT-szonda, pressziométer) és a nyírószonda felhasználása sem ritka, elsődlegesen a dinamikus szonda felel meg erre a célra, különösen a szemcsés (durvaszemcsés) feltöltések esetében.

A dinamikus szondával meghatározható a tömörség (és jó közelítéssel a nyírószilárdság, valamint az alakváltozási jellemzők) mélységi változása. Ha a feltöltés és a fekü (a termett talaj) anyaga lényeges mértékben különbözik, a szondázás elfogadható pontossággal adja meg a réteghatár helyzetét, tehát a feltöltés vastagságát is. Ilyen esetekben a geofizikai (szeizmikus, geoelektromos) vizsgálat is szóba jöhet, de ebben az esetben fokozottabb mértékben van kalibráló fúrásokra szükség.

A tömörség hagyományos módszerekkel is vizsgálható, pl. homokszórás vagy gumimembrán segítségével. Előnyös lehet az izotópos mélységi és lapszonda, mert ezek nagyobb talajtömeg tömörségét adják meg, ami heterogén feltöltések esetén nagy előny.

A feltöltésnek vízzel szembeni viselkedése *nyeletési kísérletek* segítségével prognosztizálható. Az erre a célra készített aknát vízzel elárasztva mérhető az elnyelt víz mennyisége, a beszivárgási sebesség és a felszín süllyedése. Mindebből a feltöltés roskadására, áteresztőképességére, a szerkezet stabilizálásának és a finom szemcsék bemosódásának mértékére vagy üregek jelenlétére következtethetünk. Jó szolgálatot tehetnek — pl. a konszolidációs folyamat előrejelzése vagy az injektálási lehetőségek vonatkozásában — a helyszíni áteresztőképességi vizsgálatok is, különösen akkor, ha ezeket több ponton és mélységben végezzük el.

4.3.2. Statikus kompresszió és konszolidáció

Ebben a fejezetben olyan alakváltozásokról lesz szó, amelyek a talaj változatlan hő- és vízgazdálkodása mellett következnek be.

A feltöltések *összenyomódási modulusa* igen tág határok között változik, részben az anyagok különbözősége, részben a tömörség (tömörítés) eltérő volta miatt. A feltöltés statikus kompressziója nemcsak abban különbözik a termett talajokétól, hogy E_s — értékük általában kisebb, hanem abban is, hogy

— szerkezetük esetenként *labilis* (így az alapokról átadódó feszültségek nagymértékű szemcseelmozdulásokat, esetleg üregek beomlását idézhetik elő);

— a friss feltöltések (a szervetlen anyagúak is) elkészültük után néhány hónapig vagy évig önsúlyuk hatására tömörödnek, tehát *ülepednek*.

4.5. táblázat. A feltöltés várható ülepedése DALRYMPLE szerint (KOPÁCSY et al., 1962)

A feltöltés anyaga	Várható ülepedés
Hulladék és szemét	max. 15%
Lazán deponált anyag	20 év alatt 10%
T_{re} = 95%-ra tömörített agyag	5 évig nem ülepedik, utána plasztikus alakváltozást szenved
Plasztikus állapotú iszap	20 év alatt 10%
Száraz iszap	évtizedek múlva is laza
w_{opt} mellett tömörített iszap	0%
Tömörítetlen homok	max. 3%
Kavics és kőtörmelék	1–2%

Az összenyomódási modulus számszerű értékeire az irodalomban viszonylag kevés adatot találunk. KÉZDI (1955) egy szemétlerakóhely anyagát ödométerben vizsgálva E_s-re 160 kN/m^2-t kapott. Károsodott épületek utólag mért süllyedéseiből visszaszámítva egy épülettörmelékes, salakos (szemetet is tartalmazó) feltöltésre 23–30, egy salakos, téglatörmelékes feltöltésre 52 kN/m^2 adódott (RÉTHÁTI, 1977). Ezekből az adatokból és néhány esettanulmányból azt a következtetést vonhatjuk le, hogy

— a nem talaj anyagú feltöltések összenyomódási modulusai a termett és a szerves talajok modulusai közé esnek,

— salakos, téglatörmelékes feltöltésre $E_s = 25–50$, kN/m^2,

— szemétfeltöltésre 15–25 kN/m^2

vehető fel előzetesen.

Az önsúly okozta *ülepedés* mind a sík-, mind a mélyalapon álló épületet veszélyezteti. Az előbbi esetben a veszély kisebb, mert vízszintes értelemben, egy-egy épületen belül a gradiens ritkán nagy, cölöpalap esetén azonban az ülepedés veszélyes mértékű negatív köpenysúrlódást válthat ki. Az ülepedés pillanatnyi sebessége és a még várható mértéke felszíni alappontok szintezésével határozható meg; tájékoztató értékeket a *4.5. táblázat* tartalmaz. Pontosabb becsléséhez ismernünk kell a feltöltés készítésének idejét és módját, E_s-t és a K-tényezőt, a talajvízviszonyokat, valamint a feltöltés szervesanyag-tartalmát.

Az utóbbi évtizedek megfigyelései azt bizonyítják, hogy mind az önsúly, mind az időjárás tömörítő hatása — a régi felfogással szemben — rendkívül kicsi. Sopronban találtunk pl. 1500 évnél idősebb iszapfeltöltést $e > 1{,}0$-es hézagtényezővel (RÉTHÁTI, 1977). Közúti vagy vasúti forgalom esetén már jelentősebb tömörödés következik be; egy német példa szerint a forgalom alatti szakaszon $T_{re} = 60–70\%$, a töltés más helyén csak 10–20% volt mérhető (KÉZDI, 1955).

Mielőtt a konszolidációra rátérnénk, foglalkoznunk kell a feltöltések *áteresztőképességével*, pontosabban a kötött talajok k-tényezőjével, mert — az esetleges üregektől, szeszélyes rétegződéstől eltekintve — csak itt van jelentős eltérés a termett talajokhoz viszonyítva.

A kötött talajok áteresztőképessége a talaj összetételétől, a folyadék jellemzőitől, a hézagtényezőtől, a telítettségi foktól és — nem utolsósorban — a szerkezettől függ.

Az utóbbi jellemző vonatkozásában érdekes megállapításokat tett LAMBE (1958a). Agyaggal végzett kísérletek során azt találta, hogy a Proctor-görbe „száraz oldalán" a k-tényező lényegesen nagyobb, mint a nedves oldalon. Ezt azzal magyarázza, hogy a $w < w_{opt}$ tartományban a szemcsék orientációja véletlen jellegű, a $w > w_{opt}$ tartományban viszont a szemcsék közel párhuzamosan helyezkednek el (vö. a 4.3.3. fejezettel), emellett a száraz oldalon több a nagy pórus. A továbbiakban azt is bebizonyítja, hogy

$$k = \frac{1}{k_0 S^2} \frac{e^3}{1+e} \tag{4.1}$$

alakban felírt *Koženy—Carman*-képletben szereplő $k_0 S^2$ szorzat az áteresztőképesség vonatkozásában jól jellemzi a szerkezetet.

Hasonló következtetésre jutottak MITCHELL és társai (1965) is. Ugyanezen szerzők az „öregedés" hatását is vizsgálták, felhíva ennek alapján a laboratóriumi értékekből való extrapolálás veszélyeire a figyelmet.

A feltöltés *konszolidációjának* jellege (pl. az elsődleges és másodlagos konszolidációhoz tartozó alakváltozások aránya) és sebessége az anyagukban lehetséges nagy eltérések miatt igen tág határok között változik. A folyamat előrejelzésének megbízhatósága sok esetben eléggé korlátozott, főleg olyan feltöltések esetében, amelyeket szendvicsszerű rétegződés jellemez.

A termett talaj és a feltöltés konszolidációs folyamata közötti különbséget több kutató elemezte, ezek között BARDEN (1965) kötött talajokra vonatkozó vizsgálatai érdemelnek különösebb figyelmet. A szerző abból indul ki, hogy a víz egy része kötött, más része szabad víz. A levegő a nagy hézagokban fordul elő (a kis hézagokba víz szívódik be), egy része szabadon mozog, más része a vázhoz kötődik. Hivatkozik GILBERT (1959) megfigyeléseire, amelyek szerint ha $w = w_{opt} - 4$, a levegő összefüggő hálózatot alkot, ha $w = w_{opt} + 3$, a levegő nagy része a pórusokba van zárva. A következőkben feltételezi, hogy

— a bezárt levegő együtt mozog a pórusvízzel (esetleg a szemcsék elfoghatnak egy-egy „szabad" buborékot);

— a *Darcy*-törvény érvényes (tehát $v = k\, \partial p/\partial z$);

— a gravitációt elhanyagoljuk, így $u = p - p_0$ (ahol p_0 az atmoszferikus nyomás), tehát pl. $p_w = p_0 + u_w$ és $\partial p_w/\partial z = \partial u_w/\partial z$;

— az elnyelt levegőre *Henry* törvénye érvényes;

— a víz összenyomhatatlan és sűrűsége (ϱ_w) konstans;

— a levegő ideális gázként viselkedik.

Telítetlen agyagokra a vízáteresztő képességi (k_w) és a légáteresztő képességi együttható (k_a) egyaránt n, S_r és λ függvénye, ahol λ a szerkezetre utaló jellemző.

Az előzőek alapján a következő két differenciálegyenlet írható fel:

$$\frac{\partial}{\partial z}\left[c\,(p_0+u_a)\,k_a \frac{\partial u_a}{\partial z} + h\,(p_0+u_a)\,k_w \frac{\partial u_w}{\partial z}\right] =$$

$$= \frac{\partial}{\partial t}\left[h\,(p_0+u_a)\,S_r\,n + c\,(p_0+u_a)\,(1-S_r)\,n\right] \tag{4.2}$$

és

$$\frac{\partial}{\partial z}\left[k_w \frac{\partial u_w}{\partial z}\right] = \frac{\partial}{\partial t}[n S_r], \tag{4.3}$$

ahol h a *Henry*-féle konstans, u_w és u_a a vízben, ill. a levegőben keletkező semleges feszültség, c az ideális gázokra a

$$\varrho_a = c p_a = c (p_o + u_a) \tag{4.4}$$

alakban felírható egyenlet állandója.

A differenciálegyenletek megoldásához a négy független változóra (u_a, u_w, S_r és n) további két egyenletet kell felírni, az elsőt a kapilláris különbségre:

$$(u_a - u_w) = f_c (n, \lambda, S_r), \tag{4.5}$$

a másodikat — Bishop (1960) ismert elmélete alapján:

$$\sigma' = \sigma - u_q + \chi (u_a - u_w), \tag{4.6}$$

ahol σ' a hatékony feszültség.

Mivel a (4.6) egyenletben χ ismét n, λ és S_r függvénye, az $n = f_n (\sigma')$ összefüggés alapján felírható, hogy

$$n = f_n [\sigma - u_a + f(n, \lambda, S_r)]. \tag{4.7}$$

Mivel az f_i függvények tömörített agyagok esetén csak kísérletek segítségével határozhatók meg, ezért közelítéshez kell folyamodnunk. A telítettségi fokot illetően a konszolidáció mechanizmusában öt alapeset különböztethető meg:

1. ha $S_r < 0{,}5$, a konszolidáció során csak levegő nyomódik ki (Yoshimi és Osterberg, 1963), így $\sigma' = \sigma - u_a$;
2. ha $0{,}5 < S_r < 0{,}9$, nincs jelentős vízkifolyás, mert a kapilláriskülönbség $(u_a - u_w)$ nagy, így u_w csak ritkán nagyobb zérusnál;
3. ha $w = w_{opt}$, már víz is távozik ($u_w > 0$), k_a kisebb, k_w nagyobb lesz;
4. ha $S_r > 0{,}9$, a levegő nem tud önálló elemként mozogni, $\sigma' = \sigma - u_w$;
5. ha $S_r > 0{,}95$, a levegő a vízhez kötődik.

Ez az öt alapeset a következők szerint elemezhető.

1. alapeset. Ekkor a víz a szemcsékhez kötődik, a levegő szabadon mozog, $\sigma' = \sigma - u_a$. Ha feltételezzük, hogy k_a lineárisan változik u_a-val, n és σ' között pedig szintén lineáris kapcsolat van, felírható (a levezetést mellőzve), hogy

$$(\beta + \delta + 2\delta\beta u)\frac{\partial^2 u}{\partial z^2} + 2(1 - \delta\beta u^2)\frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = 2\left(1 + \frac{\delta}{\alpha} + 2\delta u\right)\frac{\partial u}{\partial T}, \tag{4.8}$$

ahol az α, β és δ állandók az

$$\frac{n_o}{n_f} = (1 + \alpha), \frac{k_0}{k_f} = (1 + \beta) \qquad \text{és} \qquad \frac{\varrho_0}{\varrho_f}(1 + \delta)$$

kifejezések szerint értelmezendők (az o index a kezdeti, az f index a végső állapotra utal).

Ebben az esetben a T időtényező

$$T = \frac{k_f u_0 t}{n_f H^2} = \frac{k_f t}{m_v H^2}, \tag{4.9}$$

ahol H a szivárgó víz úthossza.

2. alapeset. Közelítőleg érvényes a (4.8) egyenlet, bár elvileg itt a (4.6) egyenletet is figyelembe kellene vennünk.

3. alapeset. A (4.2) és (4.6) egyenletek itt bizonyos fokig egyszerűsíthetők: a *Henry*-hatás elhanyagolható és — mivel $\chi \to 1 - \sigma' = \sigma - u_w$ lesz. A folyamat a következő két differenciálegyenlettel közelíthető:

$$\frac{\partial}{\partial z}\left[(1+du_a)\, k_{af}\,(1+b_a u_a)\,\frac{\partial u_a}{\partial z}\right] = \frac{\partial}{\partial t}\left[(1+du_a)\,(1-S_r)\, n_f\,(1+au_w)\right] \tag{4.10}$$

és

$$\frac{\partial}{\partial z}\left[k_{wf}\,(1+b_w u_w)\,\frac{\partial u_w}{\partial z}\right] = \frac{\partial}{\partial t}\left[n_f\,(1+au_w)\, S_r\right], \tag{4.11}$$

ahol a b_a és b_w konstansok a

$$k_a = k_{af}\,(1+b_a u_a) \tag{4.12}$$

és

$$k_w = k_{wf}\,(1+b_w u_w) \tag{4.13}$$

egyenletek alapján értelmezhetők. A differenciálegyenletek megoldásakor feltételezhetjük, hogy $u_a = u_w$.

4. alapeset. A szabad buborékok ekkor csak a víz összenyomhatóságára vannak hatással, a szemcsékhez kötöttek pedig csak k_w-re vannak hatással. Mivel kevés bezárt levegő van, a *Henry*-hatás elhanyagolható. Így a szabadon mozgó folyadékokra érvényes

$$\frac{\partial}{\partial z}(\varrho_e v_e) = \frac{\partial}{\partial t}(\varrho_e n_e) \tag{4.14}$$

differenciálegyenletből kell kiindulnunk, ahol

$$v_e = k_e \frac{\partial u_w}{\partial z}, \tag{4.20}$$

és (jó közelítéssel)

$$\begin{aligned} n_e &= n_{ef}\,(1+au_w), \\ \varrho_e &= \varrho_0\,(1+du_w), \\ k_e &= k_{ef}\,(1+bu_w). \end{aligned} \tag{4.21}$$

Amint látjuk, az első négy alapeset csak a konstansokban különbözik egymástól. A differenciálegyenletek a véges differenciák módszerével oldhatók meg.

5. alapeset. Ez csak abban különbözik a teljes telítettség esetétől, hogy — a levegő kis mennyisége ellenére — az áteresztőképesség jelentős mértékben változik a konszolidáció során. Mivel a (4.21) képletcsoportban szereplő d konstans kicsi, k-t a

$$k = k_f (1 + b u_w^n) \tag{4.22}$$

alakban célszerű felírnunk, ahol n pozitív, 1-nél kisebb vagy nagyobb szám. A megfelelő differenciálegyenlet magyarázata:

$$\frac{\partial}{\partial z}\left[k_f (1 + b u_w^n) \frac{\partial u_w}{\partial z}\right] = \frac{\partial}{\partial t}[n_f (1 + a u_w)], \tag{4.23}$$

vagy más alakban

$$(1 + \varepsilon u^n) \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} n \varepsilon u^{n-1} \left(\frac{\partial u}{\partial z}\right)^2 = \frac{\partial u}{\partial T}, \tag{4.24}$$

ahol $\varepsilon = b (u_o)^n$.

A 4. alapesetnek a $\delta < 0{,}1$ érték felel meg; BARDEN (1965) szerint a *Terzaghi*-görbe jó közelítés, jóllehet a levezetett k-tényező kb. a fele a valóságosnak. Az 1. és 2. alapesetnek $\delta =$ felel meg; az áramló anyag nagy kompresszibilitása ellenére a konszolidáció gyorsan lezajlik, mert k_a jelentős érték.

Végső konklúzióként BARDEN (1965) megállapítja, hogy az 1. és 2. alapesetben a konszolidáció rendkívül gyorsan zajlik le. (Ez mondható el a megfigyelések alapján a durva szemcséjű, pl. salakból vagy épülettörmelékből készített feltöltésekre is.) Ez a jelenség rendkívül kedvező a feltöltésekre helyezett síkalapok szempontjából, mert azt jelenti, hogy a süllyedések jelentős része már az építés során lezajlik.

4.3.3. A tömörített talajok szerkezete*

Amint azt az 1.2.2.6. és 1.2.4.2. fejezetekben olvashatjuk, a *természetes* talajok keletkezésekor — többek között az oldott só mennyiségétől, a diszperzitás mértékétől függően — egymástól lényegesen eltérő szerkezetek alakulnak ki. Van olyan talaj, amelyet „orientált" szerkezet jellemez (párhuzamos szemcseelrendeződéssel), és van olyan talaj is, amelynek szemcséi szabálytalan elrendeződést mutatnak. Az említett fejezetek rámutattak arra, hogy az eltérő szerkezet az anizotrópia mértékében, valamint a fizikai jellemzőkben (tömörség, térfogatváltozási jellemzők stb.) is visszatükröződik.

A talaj eredeti szerkezete már pusztán az átgyúrás hatására is megváltozik; egy kanadai kövér agyag eredetileg közel párhuzamos szemcseelrendeződése az átgyúrás hatására lényeges mértékben megváltozott. A 4.3.2. fejezetben írottak szerint a tömörített agyag áteresztőképessége a tömörítés módjától és mértékétől, valamint a tömörítési víztartalomtól függ.

* E szakaszban a feltöltés szó nem fordul elő. Bár a talaj szerkezetének a tömörítés hatására bekövetkező változása általános érvényű, a szerző talán a feltöltések viselkedésére is utalt, amikor e gondolatokat megismételte. (A szerk.)

A jelenséget magyarázva LAMBE (1958b) a vízhiánynak („water deficiency") tulajdonít nagy szerepet. Minden talajnak az adott feszültségi állapotban egy bizonyos mennyiségű vízre van szüksége ahhoz, hogy teljes mértékben kialakuljon a kettős rétege. Ennek és a tényleges víztartalomnak a különbsége a vízhiány. Utóbbi minden tömörített talajra jellemző. Ha valamely „*A*" pontban w_A kicsi, így az elektrolitkoncentráció nagy, ami „lenyomja" a kettős réteget. Ez a körülmény csökkenti a taszítóerőket, a talaj így flokkulált, a szemcseelrendeződés pedig véletlen jellegű lesz. A víztartalmat w_B-re növelve a kettős réteg nagyobb, a koncentráció kisebb lesz, a flokkuláltság mértéke csökken, ami valamivel szabályosabb szemcseelrendeződést és nagyobb tömörséget tesz lehetővé. Áttérve w_C-re: nő a kettős réteg, csökkennek a vonzóerők; bár a szemcsék rendezettebbek, a tömörség mégis kisebb, mint w_B-nél, mert a víztöbblet felhígítja a koncentrációt. A végső szerkezet természetesen függ a kiindulási szerkezettől és a talajt később ért hatásoktól (pl. a kompressziótól) is.

A szerkezet jellege (ill. változása) gyakorlatilag minden, számunkra mértékadó fizikai jellemzőre kihat, így a tömörségre, az áteresztőképességre, így a konszolidációs folyamatra is (4.3.2. fejezet), a zsugorodásra (4.3.4. fejezet) és a duzzadásra (4.3.5. fejezet). A *kompressziós folyamat* során bekövetkező változásokra LAMBE (1958a) a következő megjegyzéseket fűzi. A szárazon tömörített (és a természetes) talaj véletlen szemcseelrendeződés felé tart, a nedvesen tömörített egy parallel orientáció felé. A szárazon tömörített talaj orientációja egy kicsit szabályosabb lesz, a nedvesnél a párhuzamosan orientált szemcsék közelebb kerülnek egymáshoz. A nagy intenzitású nyomás hatására a szárazon tömörített talaj szemcséi is közel párhuzamosan orientáltak lesznek, a szemcsék távolsága csökken. Az expanzió során a két talaj hasonlóan viselkedik, az orientáció pedig alig változik.

Az orientáció mértéke mikroszkóp segítségével állapítható meg (MITCHELL, 1956; PACEY, 1956), de a fizikai jellemzőkből pl. az áteresztőképességből (4.3.2. fejezet) és a zsugorodásból (4.3.4. fejezet) is következtethetünk erre.

4.3.4. A tömörített talajok zsugorodása

YOUNG és WARKENTIN (1975) vizsgálataiból arra következtethetünk, hogy a természetes talajok zsugorodási határa a szemcsék orientáltságának mértékétől függ: ennek növekedésével w_s csökken (l. az 1.2.4.2. fejezetben közölt táblázatot). Az orientáció mértékének szerepére utal az 1.3.2.8. fejezetben olvasható hivatkozás WARKENTIN és BOZOZUK (1961) azon megfigyelése, hogy az általuk vizsgált talaj zsugorodási határa 27%-ról 20%-ra csökkent az átgyúrás hatására.

A kutatók egyértelműen megállapították, hogy a zsugorodás mértéke a tömörítési víztartalommal fokozatosan nő. Az első ilyen megfigyelések egyike PACEY (1956) nevéhez fűződik, de hasonló eredményre jutott TILES (1956) is. SEED és CHAN (1959) a különböző víztartalmakhoz tartozó lineáris zsugorodáson kívül az orientáció mértékét is meghatározta, és a három jellemzőt hozta kapcsolatba. Ezzel ismételten bebizonyították PACEY (1958) azon megfigyelését, hogy a szemcseelrendeződés orientáltságának mértéke és a zsugorodás között határozott összefüggés van, így utóbbi az orientáció mértékének becslésére is alkalmas.

PRUŠKA (1971) kísérletei a következőkre mutatnak rá:

— a száraz térfogatsúly a tömörítési víztartalommal fokozatosan nő, és vagy egy konstans értékhez közelít, vagy a w-nél valamelyest visszaesik;

— a zsugorodás mértékének w-vel való növekedése a $w < w_{opt}$ tartományban kisebb mértékben nő, mint a Proctor-görbe nedves oldalán, így

— w_{opt} és $\varrho_{d\,max}$ a zsugorodás szempontjából is kitüntetett pontpárt alkot.

Seed és Chan (1959) azt is bebizonyították, hogy azonos tömörítési víztartalom esetén a zsugorodás mértéke attól is függ, hogy a talajt milyen módszerrel tömörítették. Ez arra utal, hogy az egyes tömörítési módszerek az orientáltság mértékét különbözőképpen változtatják meg — különösen a nedves oldalon —, éspedig legnagyobb mértékben a gyúrás, majd a vibrálás, és legkisebb mértékben a statikus tömörítés.

A feltöltések vizsgálata és értékelése szempontjából rendkívül fontos az 1.2.4.2. fejezetben az 1.15. ábra kapcsán tett azon megállapítás, hogy a *rögös* (másodlagos) szerkezetű talajok nem követik a zsugorodási folyamat általános törvényszerűségeit. Az egyik — talán leglényegesebb — eltérés az, hogy w csökkenésével a zsugorodás kezdetben igen kicsi.

A természetes talajokhoz hasonlóan (vö. az 1.4.4.2. fejezettel) a *mesterséges hőhatás* a feltöltésekben is jelentős zsugorodást idézhet elő. Budapest egyik üzemi csarnokában pl. a vasbeton lemezre helyezett, 20 cm vastag keramitburkolat 20–30 cm nagyságrendű süllyedést szenvedett a 3,6 m vastag agyagfeltöltés zsugorodásának hatására (Rétháti, 1977). A padozat közelében két kemence van; a feltárások szerint a füstcsatorna megrepedt, a lemez alatt üreg képződött (itt jelentős mértékű huzat volt észlelhető), a feltöltés pedig érezhetően meleg volt.

4.3.5. A tömörített talajok duzzadása

A kötött talajból készített feltöltés duzzadási jellemzői elsődlegesen ugyanazon tényezőktől függenek, mint a természetes talaj esetén, tehát az 1. fejezetben írottak szerint az agyagásványok fajtájától és részarányától, a szervesanyag-tartalomtól, a nedvesítő folyadék jellemzőitől, ugyanazon talaj esetében pedig ϱ_d-, w- és p-től. Az első csoportban említett tényezők tömörített talajok esetében megnyilvánuló hatását a nyilvánvalóan fennálló hasonlóság ellenére több kutató is vizsgálta; a következőkben erre látunk két példát. Ladd és Lambe (1961) ε_d-nek I_p-től való függőségét mutatja be, a paraméter a talaj víztartalma. Kowalski és Orzeszina (1988) az iszap + tőzeg keverékek segítségével a szervesanyag-tartalom szerepét vizsgálták, és megállapították, hogy

— I_{om}-nek 3-ról 20%-ra való növelése a duzzadási nyomást 40–200%-kal növeli, kivéve

— a kis telítettségű ($S_r = 0{,}40$) mintákat, amelyekre a p_d (I_{om}) összefüggést minimumgörbe írja le;

— a nagy telítettségi fok azonos ϱ_d ($= 0{,}92\ \varrho_{d\,max}$) esetén p_d-t jelentős mértékben csökkenti;

— a kiszárított minta duzzadási nyomása 30–50%-kal kisebb, mint az eredeti mintáé.

A *tömörített* talajok (feltöltések) duzzadása a zsugorodáshoz hasonlóan ismét a tömörítés módjától és mértékétől, valamint a tömörítési víztartalomtól függ. Mielőtt

az erre vonatkozó irodalmi adatokat vizsgálnánk, meg kell említenünk SZOROCSAN (1974) azon megállapítását, hogy a zavart minták lényegesen nagyobb mértékben duzzadnak, mint a zavartalan minták. Ezt azzal magyarázza, hogy a talaj átgyúrásával megszűnik a szerkezeti szilárdság (kötés), amely éppen azzal a külső teherrel azonos, amelyet a mintára helyezve, annak a vízfelvételkor kialakuló szabad duzzadása azonos a zavartalan mintáéval.

A *tömörítési víztartalom* a következő három jelenségen keresztül van kapcsolatban a fajlagos duzzadással (és a duzzadási nyomással):

— a víztartalom növelésével csökken a „vízhiány", így ε_d kisebb lesz;

— a kialakuló száraz térfogatsúly w függvénye, viszont ε_d és p_d az (1.22) és (1.26) egyenletek szerint ϱ_d-vel lineárisan nő;

— a tömörítési víztartalom növelésével nő a szemcseelrendeződés orientációjának mértéke.

Az említett három tényező hatása az irodalomban közölt következő példákon tanulmányozható.

LAMBE (1958a) vizsgálatai szerint azonos ϱ_d esetén a „száraz oldalon" tömörített minta nagyobb mértékben duzzad, mint a „nedves oldalon" tömörített, ezek szerint a vízfelvételi lehetőségekben rejlő különbségnek nagyobb szerepe van, mint a szemcsék orientáltságában mutatkozó különbségnek. Hasonló eredményt kapott p_d vonatkozásában is: a száraz oldalon tömörített mintára $p_d = 101$ kPa, a nedves oldalon tömörítettre 12 kPa. Az ε_d változására vonatkozó megállapításait SEED és CHAN (1959) a p_d vonatkozásában is igazolták LAMBE (1958a) megfigyeléseit. Valamelyest eltér ettől SEED et al. (1962) kísérleti eredménye, de ε_d *folyamatos* csökkenésének csak egyetlen w, ε_d értékpár mond ellent.

Az alapozási szempontból egyébként is kisebb jelentőségű duzzadási nyomással kevés szerző foglalkozik; LADD és LAMBE (1961) szerint a p_d (w) kapcsolatot maximumgörbe írja le. Ez ellentétben van LAMBE (1958a) megfigyeléseivel, ami (vö. a fejezet első bekezdésében írottakkal) arra utal, hogy a p_d (w) összefüggés vonatkozásában még további kutatásokra van szükség.

Ami a *tömörítés mértékének* (a tömörítési energiának) a szerepét illeti, a helyzet teljesen egyértelmű: mivel ez ϱ_d növekedéséhez vezet, ε_d és p_d az energia növelésével fokozatosan nő (NOVAIS-FERRERA és DA SILVA, 1973; MARSAL és RESENDIZ, 1975).

A *tömörítés módjától* függően más-más szerkezet (orientáltsági fok) alakul ki, ezért ez sem közömbös a várható duzzadás szempontjából. Így pl. SEED és CHAN (1959) egyik vizsgálata szerint azonos ϱ_d ($= 0{,}95\ \varrho_{d\,max}$) esetén a Proctor-görbe száraz oldalán $\varepsilon_d = 9{,}4$ és 10,0%, a nedves oldalán $\varepsilon_d = 3{,}0$ és 5,5% attól függően, hogy ezt a tömörséget gyúrással vagy statikus terheléssel alakították ki.

Többen vizsgálták az „öregedés" hatását, vagyis ε_d és p_d időbeli változását (pl. KASSIFF és BAKER, 1971), a tixotrópia, valamint a szemcsék és a víz entrópiájában beálló változások tükrében. A vizsgálatok másik része empirikus összefüggések felállítására törekszik (pl. YEVMIN és ZASLAVSKY, 1970; LADD és LAMBE, 1961; KOWALSKI és ORZESZINA, 1988), a sok tényező miatt azonban ezektől nem várhatunk általános érvényű törvényszerűségeket, az erre vonatkozó vizsgálatokat mindig az általunk vizsgált talajra kell elvégeznünk.

Az 1.7.5. fejezetben tárgyalt *kémiai duzzadás* veszélye nemcsak a természetes (termett) talajokat, hanem a feltöltéseket is fenyegeti. Mesterséges vízelárasztással

sikerült pl. kimutatni, hogy egy budapesti ipari épület felpúposodott betonpadozata alatti *homok*feltöltés — a vegyi szennyezés következtében — víz hatására nem tömörödik, hanem duzzad: a vízfelvétel 2–15 mm-es további emelkedést idézett elő (Réthá-ti, 1977).

Vízfelvétel hatására nemcsak a talajok, hanem a *mesterségesen* előállított anyagok is duzzadhatnak (vö. a 4.3.7. fejezettel).

4.3.6. A feltöltések roskadása

A 2.1.1. fejezetben írottak szerint a roskadásra hajlamos talajok a következő három csoportba sorolhatók:

— lösz,

— laza szemcsés talajok,

— egyéb talajok (cementált homok, eolikus, alluviális és reziduális talajok).

A feltöltések roskadását vizsgálva a 2. kategória érdemel figyelmet, mert a lösz kitermelve és tömörítve csak jelentéktelen mértékben roskad, a 3. kategóriába sorolható talajokból készített feltöltésekről pedig jelenleg nem rendelkezünk elegendő információval. A laza szemcsés talajok roskadási jelenségeinek részletes tárgyalását ugyanakkor az is indokolja, hogy ezek nemcsak az alapok altalajaként, hanem belső feltöltésként is gyakran megjelennek, a statisztika szerint — meglehetősen gyakran — súlyos károkat idézve elő.

Egy budapesti erőmű homokos kavicsból készült belső feltöltésének *gravitációs víz* (a károsodást kiváltó árvíz) hatására bekövetkező roskadását vizsgálta Jáky (1948), a kísérleteket más talajtípusra is kiterjesztve. A vizsgálat szerint a fajlagos roskadás a tömörséggel jelentős mértékben változik, és laza állapotban a 4–5,5%-ot is elérheti.

Az alsó kapilláristartományban kialakuló telítettségi fok meghatározására 1955/56-ban végzett kísérletek mutattak rá arra (Réthá-ti, 1957), hogy roskadás *kapilláris-vízfelvétel* hatására is bekövetkezhet. A *száraz* talajjal ($w=0$) végzett vizsgálatokban a talajra, az indikátoróra alá helyezett üveglap a minta felületének 30%-át takarta le. A vizsgált talajok egy dunai kvarchomok két-két szita között fennmaradó frakciói voltak, a kísérletekhez felhasznált folyadék 20,2–24,3 °C hőmérsékletű budapesti vízvezetéki víz volt. A kísérletek eredménye a következőkben foglalható össze.

A fajlagos roskadás a *kezdeti hézagtényező* nemlineáris függvénye. A $\bar{d}>0{,}1$ mm-es szemcsékből álló frakciók szárazon való tömörítésével is előállítható volt olyan tömörség, amely mellett $\varepsilon_r=0$. Ugyanez a legfinomabb frakcióra ($d=0{,}08$–$0{,}145$ mm) már nem érvényes, itt a legtömörebb állapotban is $\varepsilon_r=0{,}4\%$ fajlagos roskadás következett be.

Két frakció (*Ad* és *Ag* jelű) 1 : 1 arányú *keverékével* végzett vizsgálatok eredménye szerint az *Ag* jelű görbe az „adalék" hatására önmagával párhuzamosan tolódott el, $\varepsilon_{r\,max}$ pedig valamelyest csökkent. Az is bizonyítást nyert, hogy a roskadási hajlam nemcsak a hézagtényező függvénye, hiszen pl. $e=0{,}78$-ra az *Ad* jelű talaj roskadása 1,5%, az *Ag* jelű talajé 1,1%, a keveréké viszont 4,4%.

A leglazább állapotban mérhető *maximális* fajlagos roskadás igen érzékenyen változik az átlagos szemnagysággal: míg $\bar{d}=0{,}4$ mm-re kb. 2,8%, addig $\bar{d}=0{,}11$ mm-re már közel 6%.

Egy későbbi kísérletsorozat azt bizonyította, hogy a fajlagos roskadás a száraz minta telítődése után kialakult *telítettségi foknak* is függvénye.

A tervezést érintő gyakorlati kérdésekre csak akkor kapunk egyértelmű választ, ha reális feltételezést tudunk tenni a roskadás *okára*. A 2.2.3. fejezet szerint a folyamat irányításában nagy szerepe van a kötőanyagnak. Ez lehet agyag vagy egyéb anyag (lösz és más talajok esetén karbonát), de van olyan talaj is — és ez a most tárgyalt eset —, amelyben nincs kötőanyag. A kutatók szerint az első két esetben a roskadás fizikai-kémiai — CASAGRANDE (1932) szerint agyag kötőanyag esetén csak fizikai —, a harmadik esetben tisztán fizikai folyamat. A fizikai ok LEFEBVRE és BEN BELFAHDEL (1989) szerint a nyírószilárdság (a súrlódási szög) és a talajszívás (suction) csökkenése vízfelvétel hatására, más szerzők szerint viszont egy megfelelően nagy terhelő feszültség is szükséges a roskadás kiváltásához (az utóbbi kérdésre még visszatérünk).

Bizonyos jelenségek arra utalnak, hogy a kötőanyag nélküli szemcsés talajok roskadását a víz felületi feszültsége idézi elő (RÉTHÁTI, 1957). A felkúszó meniszkusz kerülete mentén működő, a szemcse érintősíkjával szöget bezáró erő — legyőzve a szemcsének szemcsén való súrlódását — annak súlypontját mélyebbre süllyeszti, gyengítve egyúttal a felette fekvő szemcsék egyensúlyi helyzetét is. Így a megfigyelt folyamat a kapilláris nyomás különleges formája: a kapilláris feszültségnek *in statu nascendi* megnyilvánuló hatása (szemben a zsugorodással, amelyet a kapilláris feszültségek tartós működése idéz elő).

Alátámasztja ezt a feltételezés, hogy az adott talaj fajlagos roskadása azonos tömörség esetén attól függ, milyen telítettségi fok alakul ki a vízfelszívás után.

Ami a levegő eltávozásának lehetőségét, ill. ennek hatását illeti, CLAYTON (1980), valamint KRUTOV et al. (1980) szerint ez is a roskadás kialakulásának egyik alapfeltétele. Igazolják ezt LEFEBVRE és BEN BELFAHDEL (1989) kísérletei is, amelyek szerint $w > w_{opt}$ esetén gyakorlatilag nincs roskadás, mert ekkor a légbuborékok be vannak zárva (legalábbis az okklúzió mértéke igen nagy). Összhangban vannak ezzel a kísérleti eredmények is: a vízfelszívás után mérhető telítettségi fok (S_{ru}) a bekészítéskor mért telítettségi fok (S_{rb}) növelésével fokozatosan csökken, amíg — a vizsgált *Aa* jelű talaj esetén $S_{rb}=0{,}68$-nál — el nem éri az $S_{ru}=S_{rb}$ egyenest. Ez azt jelenti, hogy a talaj víztaralmának növelésével a felszívott víz mennyisége folyamatosan csökken, majd egy olyan szakasz következik, ahol ez a mennyiség — és természetesen a fajlagos roskadás is — zérus.

A kapott eredmények grafikus feldolgozása egy *kritikus telítettségi fokot* (ezzel egy kritikus víztartalmat) határoz meg, a helyzet tehát ugyanaz, mint a lösznél. (Emlékezzünk pl. a 2.3.1. fejezetben írottakra: $S_r > 0{,}6$ esetén a roskadás jelentéktelen mértékű.) A növekvő víztartalom s (vagyis pF) csökkenésével jár, tehát ε_r csökkenése ezzel is magyarázható lenne, s változásához azonban nem tudunk roskadást rendelni, ezért is látszik reálisabbnak a felületi feszültség következményének tekinteni a roskadást. (Nem jöhet szóba iszapmentes homoknál a nyírószilárdság csökkenése sem a roskadást kiváltó okként.)

Az előzőekben írottak azt is bizonyítják, hogy az $\varepsilon_r = f(w)$ helyett lényegesen helyesebb az $\varepsilon_r = f(S_r)$ összefüggés meghatározására törekednünk, mert

— ezzel hozható csak kapcsolatba a felületi feszültség „hatóterének" nagysága;

— a kiszorítható levegő mennyiségére S_r-ből lehet következtetni;

— a nagy ϱ_d-ből következő kis víztartalomból a valóságosnál nagyobb ε_r-re következtethetnénk, és megfordítva.

Kérdés ezek után, milyen szerepe van a talajtömegre ható *feszültségnek* (tehernek).

A 60-as évek közepén végzett kísérletsorozat célja a *száraz homok* viselkedésének megfigyelése volt (Réthási, 1965). A vizsgált talaj finom homok volt, 0,217 és 0,29 mm közé eső szemcseátmérővel (*Ae* jelű talaj). Az ödométergyűrű átmérője 8,0 cm, magassága 2,0 cm, a szűrőkő átmérője 7,5–7,6 cm volt. A különböző hézagtényezőkkel bekészített mintát $p = 0$, 20, 100 és 200 kN/m^2-rel terhelve, és a konszolidációt kivárva került sor a minta felülről történő elárasztására. A terhelő feszültséget választva paraméternek, $\varepsilon_r = f(e;\ p = \text{const})$ görbék rajzolhatók. Ez egyértelműen bizonyítja, hogy a vizsgált finom homok terheletlen állapotban nagyobb mértékben roskad, mint $p > 0$ feszültséggel terhelve. A feszültség növelésével ε_r rohamosan csökken, pl. $p = 20$ kPa-ra ε_r 40–60%-kal kisebb, mint $p = 0$-ra.

Az ε_r (p) összefüggés — konstans hézagtényezőre — alapján egyértelműen megállapíthatjuk, hogy a száraz homokok a 2.1.1. fejezet által definiált $p_m = 0$ kategóriába sorolhatók.

Meglepő a különbség a szemcsés talajok és a lösz roskadási jelleggörbéje között, az ti., hogy utóbbi fajlagos roskadása p-vel maximumgörbe szerint változik, $p = 0$-nál pedig — ahol a szemcsés talaj roskadása maximális — gyakorlatilag zérus. Ennek oka nagy valószínűséggel az (Réthási, 1965), hogy a lösz roskadása annak különleges fizikai és kémiai tulajdonságaival van kapcsolatban (vö. a 2.2.3. fejezettel), a szemcsés talajok roskadása viszont pusztán fizikai (mechanikai) jelenség. A szemcsés talajra adott teher növelésével nő a szemcséket egymáshoz szorító — és mozgásukat akadályozó — erő is, ami elsősorban a homogén szerkezet következménye. A terhet egy bizonyos határon túl növelve a víz már csak „véletlen jellegű" mozgást tud előidézni, aminek mértéke a tömörségtől gyakorlatilag független.

A szakirodalomban leírt kísérletekből arra következtethetünk, hogy nedves és/vagy nagy iszap-agyagtartalmú homokokat a $p_m > 0$ kategóriába kell sorolnunk. A következőkben két erre vonatkozó kísérletsorozatot ismerhetünk meg.

Lefebvre és Ben Belfahdel (1989) olyan homokot vizsgált, amely 30% iszapot és 3–4% agyagot tartalmazott ($U = 17$), a szabványos Proctor-kísérlet során mért optimális víztartalma pedig 8,1%. Az ödométergyűrű átmérője 102 mm, magassága 38 mm volt. A vizsgálat szerint a $p = 1000$ kPa-lal terhelt minták száraz állapotban ($w = 0{,}3\%$) is roskadtak, még a három legtömörebb, $T_{r\varrho} = 90$–98%-ra tömörített is $\varepsilon_r = 1{,}3$–2,7%-os alakváltozást szenvedett. Az ε_r (p) összefüggést a vizsgált tömörségi fok ($T_{r\varrho} = 86\%$) mellett — a löszhöz hasonlóan — maximumgörbe írja le, $p_m \cong 250$ kPa. Mindkét eset azt bizonyítja, hogy a vizsgált talaj a $p_m > 0$ kategóriába tartozik, ami minden bizonnyal a viszonylag nagy iszaptartalom következménye.

Lawton et al. (1989) olyan talajt döngöltek ödométerbe, amelynek maximális szemnagysága 2,0 mm, átlagos szemnagysága 0,15 mm, a 0,002 mm-nél kisebb átmérőjű szemcsék részaránya 15%, folyási és plasztikus határa 34, ill. 15% volt. Kísérletsorozatuk egyik eredményéből megállapítható, hogy

— a talaj az 1.1.4. fejezetben definiált „duzzadó és roskadó" kategóriába sorolható;

— a „roskadó ágon" az ε_r (p) összefüggést maximumgörbe írja le, $p_m = 400$–900 kPa körüli (w növekedésével csökkenő) feszültségértékkel.

Az ezen fejezetben írottakat összefoglalva megállapítható, hogy a roskadás mértéke a következő tényezőktől függ:

— a talaj fizikai és kémiai jellemzőitől (a szemeloszlástól és szemnagyságtól, a kötőanyagok típusától és mennyiségétől,

— ugyanazon talaj esetén pedig ϱ_d-től (e-től), S_r-től és p-től, valamint — bár ez még nincs bizonyítva — a folyadék fizikai-kémiai jellemzőitől.

4.3.7. Égési termékekből készült feltöltések jellemzői

Városokban és ipartelepeken gyakran találkozunk a háztartásokból vagy az üzemekből kikerülő égési termékekkel, ill. az ezen anyagokból készült feltöltésekkel. A következőkben ezek két nagy csoportjáról, a salakról és a pernyéről lesz szó.

4.3.7.1. A salakfeltöltés jellemzői

A salak jól tömöríthető, nyírószilárdsága — ha nagy szilárdságú részekből áll — a kavicséhoz hasonló, súrlódási szöge 42–48° is lehet (Kézdi, 1955).

A salak ugyanúgy vizsgálható a helyszínen és a laboratóriumban, mint a talajok, de a nagy átmérőjű rögökből álló salak mind a szondázás, mind egyes laboratóriumi vizsgálatok során különleges eljárást és műszerezettséget igényel. A fizikai és kémiai jellemzők a salak eredetétől (összetételétől) jelentős mértékben függenek, így a következőkben ismertetett jellemzők csak *példának* tekinthetők. A Gorlovszkij (1959) által vizsgált salak + hamu az antracit égésterméke. Maximális szemnagysága 40 mm, a 0,1 mm-nél kisebb szemcsék részaránya 25%. Az építésre kijelölt területen vizsgált anyag jellemzői a következők voltak: $\varrho_s = 2{,}08$–$2{,}50$ g/cm^3 ($\bar{\varrho}_s = 2{,}3$), $\bar{\varrho} = 1{,}04$ g/cm^3, $\bar{\varrho}_d = 0{,}92$ g/cm^3, $w = 7$–28%, $n = 53$–65% ($\bar{n} = 60\%$, $\bar{e} = 1{,}5$), $I_{om} \cong 14\%$. Az 50–60 cm^2 területű és 30–60 mm magasságú gyűrűkbe helyezett salak összenyomódási modulusa a $p < 200$ kPa feszültségi tartományban 25–50 kPa volt. Az anyag terhelés hatására jelentős mértékben morzsolódik; erre vonatkozó számszerű értékeket a *4.6. táblázat* tartalmaz.

Amint azt Gorlovszkij (1959) megjegyzi, a *nedvesítés* hatása a kompresszibilitásra elsősorban a tüzelőanyag fajtájától, valamint a tömörségtől függ. A tömörített salakból vett minták az ő területükön gyakorlatilag nem reagáltak a vízre, ugyanakkor a hasonló, de előzetesen kiszárított minták roskadtak, $p = 100$ kN/m^2-re akár 6%-ot is. A szakirodalom szerint (pl. Sowers, 1974) lényegesen gyakoribb jelenség, hogy a salak vízfelvétel hatására *duzzad*. Erről a jelenségről Szorocsan (1974) könyvében a következőket olvashatjuk.

Egy fémipari üzem egyik csarnokát 6–8 m vastag salakra alapozták. Az anyag térfogatsűrűsége laza állapotban 1,48, tömör állapotban 1,75 g/cm^3 volt, vegyi össze-

4.6. táblázat. A Gorlovszkij (1959) által vizsgált salak morzsolódása 500 kN/m²-es statikus feszültség hatására

	Szemcsefrakciók (mm) %-os aránya						
	>5	5–2	2–1	1–0,5	0,5–0,25	0,25–0,1	<0,1
Természetes, eredeti minta	17,7	14,6	7,7	1,6	3,4	20,5	34,5
Ugyanaz, terhelés után	14,1	9,3	7,2	2,0	3,3	24,8	39,3
Mesterséges minta, terhelés előtt	–	–	30,0		40,0	30,0	–
Ugyanaz, terhelés után			20,0		16,2	51,1	12,7
A 2–1 mm-es frakció, terhelés előtt	–	–	100	–	–	–	–
Ugyanaz, terhelés után			82	12	2	1	3
A 0,5–0,25 mm-es frakció, terhelés előtt	–	–	–	–	100	–	–
Ugyanaz, terhelés után	–	–	–	–	88	10	2
A 0,25–0,1 mm-es frakció, terhelés előtt	–	–	–	–	–	100	–
Ugyanaz, terhelés után	–	–	–	–	–	78	22

4.7. táblázat. Salakok és keverékük fajlagos duzzadása (Szorocsan, 1974); *V* — vezetékes vízre, *D* — desztillált vízre

A salak és keverékei állapota és fajtája	Fajlagos duzzadás 20 °C (%)	
	V	*D*
Égetés után (*A*)	0	0
Az oxidációs folyamat végén (*B*)	15	26
„Fehér" állapotban (*F*)	15	39
Karbidos (*G*)	7	2
Félsavanyú (*D*)	61	39
A+*F*	33	19
A+*F*+*G*	12	1,5
A+*F*+*D*	18	19
A+*B*+*F*+*D*	16	22
A+*B*+*G*+*D*	16	11
A+*B*+*F*+*G*+*D*	15	11

tétele pedig a következő volt: SiO_2 — 15,6%, Fe_2O_3 — 3,6%, Al_2O_3 — 5,1%, CaO — 27%, MgO — 29,5%, egyéb alkotók — 19,2%. Az épület öt éven keresztül jelentős deformációkat szenvedett, a falakon 2–35 mm széles repedések jelentek meg, a padozaton pedig $\Delta s = 20$ cm-es süllyedéskülönbség alakult ki. Először süllyedésre gyanakodtak, de a 2. évben indított, négy éven át folytatott geodéziai mérések azt bizonyították, hogy az oszlopok emelkednek, aminek mértéke 60–412 mm volt. A helyszíni és laboratóriumi vizsgálatok alapján a következőket állapították meg.

a) A *4.7. táblázat* szerint a fajlagos szabad duzzadás nagymértékben függ — a salak fajtájától és állapotától, valamint

— a folyadék kémiai jellemzőitől (de ez is a fajta, ill. állapot függvénye: hol a vízvezetéki, hol a desztillált víz idéz elő nagyobb duzzadást).

Érdekes megfigyelésük, hogy a keverék fajlagos duzzadása sok esetben nagyobb, mint az egyes alkotóké külön-külön.

b) A duzzadás nő a hőmérséklet növekedésével: a 0,25 mm-nél kisebb szemcsékkel végzett kísérlet szerint $T = 20$ °C-on $\varepsilon_r = 5$–10%, $T = 80$ °C-on $\varepsilon_d = 12$–17% volt.

c) A vizsgált salak 40 év alatt sem vesztette el duzzadóképességét.

Az 1×1 m^2-es próbaalapok terheletlen állapotban 3 hónap alatt 8–12 mm-t, 50 kN/m^2-rel terhelve 4–6 mm-t, 100 kN/m^2-rel terhelve 2 mm-t emelkedtek, éspedig úgy, hogy a salakba nem juttattak vizet.

Szorocsan (1974) hivatkozik az Egyesült Államokban észlelt hasonló jelenségre: az 1 m vastag salakon álló padozat 80 mm-t emelkedett.

Veszélyes lehet a szénmosó üzemekből kikerülő hulladék is. Caldwell et al. (1984) egy év alatt a padozat 70 mm-es emelkedését figyelte meg. (Az ezt kiváltó ok a feltöltés kémiai duzzadása volt.)

4.3.7.2. A pernyefeltöltés jellemzői

A pernye a darabos vagy porrá tört szenet égető erőművek hamuja. A fejlett országokban jelentős mennyiségű pernye elhelyezéséről kell gondoskodni: az USA-ban pl. a 80-as évektől 40 millió t/év-re kell számítani (Gray és Lin, 1972), Magyarországon pedig ugyanezen időszakban már 1300 ha-t tettek ki a pernyével fedett területek. Az ebből származó környezeti veszély (a talaj és a talajvíz szennyeződése) jelentős, emellett nagy területeket vesznek el a mezőgazdaságtól, arról nem is szólva, hogy a környezeti képet is eltorzítják. Ez az egyik oka, hogy minden országban igyekeznek a pernyét hasznosítani, és nem is kis mértékben, Angliában pl. a 42%-át, Franciaországban az 55%-át. Az USA-ban a 70-es években ez az arány még csak 9% volt (elsősorban az útépítésben és betonok készítésére használták), Gray és Lin (1972) szerint a pernye fagyveszélyes tulajdonsága miatt. Hasonló célokra használták Magyarországon is, de az utóbbi két évtizedben egyre több régi városi pincét tömedékeltek ezzel az anyaggal, kihasználva puzzolán tulajdonságait.

A mérnöki célokra való felhasználás *előnyei* a következőkben foglalhatók össze (Legget, 1962; Gray és Liu, 1972):

— kis térfogatsúlya miatt előnyösen használható töltések (cseretalajok) anyagaként, ha a süllyedés csökkentése a feladatunk;

— a telítetlen pernye összenyomódási modulusa nagy, a konszolidáció pedig viszonylag gyorsan lezajlik;

— az áteresztőképesség, így a kimosódás veszélye is kicsi;

— a talajvíz agresszív alkotóinak jól ellenáll, az ebből készült betoncölöp pl. 15–20 ezer mg/l SO_4-tartalmú talajvízben sem károsodik (Farkas és Kovács, 1989);

— a beton adalékanyagaként csökkenti a hőképződést és a szilárdulási időt (utóbbi $CaCl_2$-vel tovább csökkenthető);

— jól kondicionálható, így mésszel vagy cementtel való keverése könnyen megoldható.

A pernye *hátrányaként* említhető, hogy
— fagyveszélyes,
— még az ugyanazon üzemből kikerülő pernye is heterogén,
— némelyik pernye radioaktív.

A Michigan államból (USA) származó hat pernyét vizsgálva GRAY és LIN (1972) megállapították, hogy ezek közül háromnak jelentős volt (0,7–3 inch) a 250 óra alatt mért fagyemelkedése, egy mintáé 0,5–0,7 inch közé, két mintáé 0,5 inch alá esett. Ez az angol fagykritériumok szerint azt jelenti, hogy a vizsgált pernyék 50%-a nagymértékben, 1/3-a viszont egyáltalán nem fagyveszélyes. A szerzők megjegyzik ugyanakkor, hogy a fagyveszély már minimális cementadagolással is megszüntethető volt.

Ami a pernyék kémiai összetételét illeti, ez igen sokféle lehet. A fő alkotóelem általában a SiO_2, az Al_2O_3 és a Fe_2O_3 (vagy egyéb vas-oxid), de viszonylag nagy lehet a CaO részaránya is. Michigan állam (USA) különböző erőműveiből származó pernyék százalékos összetétele a következő (GRAY és LIU, 1972):

Erőmű	SiO_2	Al_2O_3	Fe_2O_3	C	CaO	Egyéb
D. E. Karn	45,0	28,5	24,3	0,7	1,0	0,5
Marysville	36,5	19,0	33,0	3,5	2,0	6,0
St. Clair	36,0	29,0	19,0	4,8	3,8	7,4
Trenton Chanell	46,5	26,5	16,0	4,3	0,9	5,8

A pernye összetétele elsődlegesen a *puzzolán* tulajdonságokat befolyásolja, akárcsak a szemnagyság (ezzel a fajlagos felület), valamint a szervesanyag-tartalom, amely — izzítási veszteségben kifejezve — LEGGET (1962) szerint nem lehet 12%-nál nagyobb, ha a pernyét beton-adalékanyagként használjuk fel.

A pernye *fizikai tulajdonságai* függenek az alapanyag (szén) tulajdonságaitól, az őrlés mértékétől, a kemence típusától és az izzítási hőmérséklettől. A mérnöki tulajdonságokat GRAY és LIU (1972) szerint legnagyobb mértékben a szabad mész (amely az öregedéskor fellépő szilárdulás folyamatát irányítja) és az el nem égett szén befolyásolja. Fontos jellemző az oldható elemek aránya is, ha a pernyét víz (pl. talajvíz) érheti (a michigani pernyékben pl. a disszolvált ionok részaránya 2%).

A michigani pernyék néhány fizikai tulajdonságát a *4.8. táblázat* tünteti fel. A természetes térfogatsúly általában 7,8–11,0 kN/m^3, a tömörített pernye száraz térfogatsúlya 12–14 kN/m^3. Ami a nyírószilárdságot illeti, $\varrho_{d\,max}$-hoz tartozó értékek a következők voltak: $\varphi = 38–43°$, $c = 70–103$ kPa. A megfigyelések szerint a nyírószilárdság három hónap alatt az 5–8-szorosára nőhet az öregedési folyamat során.

Ha a pernyéhez *meszet* vagy *cementet* adagolunk, abból a következő előnyök származnak (GRAY és LIU, 1972):
— nő a kohézió és
— az összenyomódási modulus,
— csökken az áteresztőképesség (egy brit kísérlet szerint 10% cementnél egy nagyságrenddel),
— csökken (vagy teljesen megszűnik) a fagyveszély.

4.8. táblázat. Michigani pernyék néhány fizikai jellemzője (GRAY és LIU, 1972)

Fizikai jellemző	Származási hely		
	Marysville	St. Clair	Trenton Channel
Anyagsűrűség (g/cm³)	2,61	2,48	2,36
Fajlagos felület (cm²/g)	2620	3050	3050
$\varrho_{d\,max}$ (g/cm³)	1,19	1,45	1,49
e_{min} (Proctor)	1,19	0,71	0,58
w_{opt} (%)	32,0	23,0	19,5
Szemeloszlás			
>2 mm	0	0	0
0,074–2 mm	12	6,5	10,5
0,002–0,074 mm	85	88,5	82,5
<0,002 mm	3	5	7

4.3.8. A szemétfeltöltések jellemzői*

Néhány évtizeddel ezelőtt a szemét deponálásából nem csináltak gondot az illetékesek. Azóta kiderült, hogy az ellenőrzés nélkül deponált (vagy elásott) hulladékok a talaj és a talajvíz szennyezése miatt súlyosan veszélyeztetik az ember egészségét és az élő természetet. Sok nehézséggel találja szemben magát az ember, amikor ezeken a feltöltéseken (depóniákon) építkezni akar. A szemétfeltöltések nagyfokú heterogenitása és kompresszibilitása, az évtizedekig elhúzódó térfogatcsökkenés és — nem egyszer — a káros gázképződés és robbanásveszély megnehezíti és megdrágítja az építkezést.**

A szemétfeltöltéseket több szempontból is osztályozhatjuk. Már az is különbséget jelent, hogy az eredeti felszín felett fekszik-e (ekkor gravitációs vizet pl. nem tartalmaz, de rézsűállékonysági problémák merülhetnek fel) vagy ez alatt (pl. bányagödörben). Nagy különbség van a nyílt és a fedett telep között is. Előbbit véletlenszerűen terítik, ezért (is) rendkívül heterogén; a deponálást befejezve — egy esetleges égetést követően — a szeméttömeget talajjal lefedik. A másik típust rétegesen terítik és tömörítik, és mindennap talajjal fedik le; a cellák 3–8 m magasak, 16 × (30–60) m alapterületűek, a talajtakaró vastagsága 1 m körüli. OELTZSCHNER (1985) szerint a következő három típust különböztethetjük meg:

— olyan (általában régi) depónia, amely összetétele és építési módja miatt nem jelent veszélyt;

— olyan régi feltöltés, amelynek anyagát nem ellenőrizték, így a talajra és a talajvízre veszélyt jelent;

— korszerű, tömörített depónia.

* E fejezetben hiányolható a hazai pernyeirodalom összefoglaló ismertetése, különös tekintettel dr. GÁSPÁR LÁSZLÓ munkásságára és eredményeire. (A szerk.)

** Ennek jelentőségét felismerve, hazánkban már 1954-ben tartottak „szemét ankétot", amelynek tárgya a szemét szakszerű és veszélytelen elhelyezése volt. (A szerk.)

A hulladék *összetétele* országonként és településenként igen tág határok között változik. Az erre vonatkozó *tájékoztató* értékeket és az egyes alkotók jellemzőit SOWERS (1973) a következők szerint foglalja össze.

— Élelmiszer-hulladék (10–20%). Nedves, puha, kompresszíbilis, könnyen erjedő és bomló anyag.

— Papír, textília (10–40%). Száraz vagy nyirkos, kompresszíbilis, bomló és éghető anyag.

— Kerti hulladék, mint pl. fű, bokor, fatönk (10–20%). Nyirkos, erjedő, bomló és éghető anyag.

— Üreges anyagok, mint pl. konzervdobozok, tartályok, hűtőkészülékek, autóalkatrészek, ágyrugók (5–15%). Korrodáló és törékeny anyagok.

— Szilárd fémek (1%).

— Gumi (5–10%). Ezek kompresszíbilis, éghető anyagok, de nem törnek és nem bomlanak.

— Üveg (5–15%). Nem bomló, de törhető és kompresszíbilis anyagok.

— Bontásból származó anyagok (0–5%). Törhető, kompresszíbilis, bomló és éghető anyagok.

— Kőszerű alkotók, mint pl. beton, kő, téglatörmelék (0–10%). Törhető, erodáló, de bomlásnak ellenálló anyagok.

— Hamu, salak és vegyi anyagok (0–5%). A talajhoz hasonlóan kompresszíbilisek, vegyileg aktívak és részben oldhatók.

A házi szemét összetétele az elmúlt évtizedekben jelentős mértékben változott. Az ásványi és könnyen lebomló anyagok aránya csökkent, a nehezen lebomlóké nőtt: a *4.9. táblázat* szerint 1950-ben az előbbiek aránya még 65% volt, 1983-ban már csak 25%. Veszélyesen nőtt a környezetellenes anyagok (festékek, műanyagok, orvosságok, impregnáló anyagok, kémiai anyagok) aránya is *(4.10. táblázat)*.

A szemétfeltöltések nemcsak részletes talajvizsgálatot, hanem igen alapos hidrológiai vizsgálatot is igényelnek. A szennyezés veszélyének, a bomlás jellegének (aerob-anaerob) és mértékének, a fizikai jellemzők időbeli változásának előrejelzése csak úgy lehetséges, ha a talajvíz várható szintváltozásait is prognosztizáljuk.

A fúrások helyét és számát úgy kell megállapítanunk, hogy a szemét részarányáról (főleg vegyes feltöltések esetén) és összetételéről minél pontosabb képet kapjunk.

4.9. táblázat. A háziszemét összetételének (tömeg — %) változása Németországban 1950 és 1983 között (OELTZSCHNER, 1985)

	1950	1983
Finom hulladék (homok, hamu)	57	7,2
Papír, csomagolóanyag	13,8	20,8
Szerves konyhai hulladék	17,6	42,5
Üveg	2,5	10,4
Fém	2,5	3,9
Ásványi anyag (pl. kő)	4,3	2,8
Fa, bőr, gumi	4,3	
Műanyag	2,3	5,8
Egyéb (pl. textília)		6,6

4.10. táblázat. A németországi házi szemét káros anyagai (kg/hét) (OELTZSCHNER, 1985)

Elem	Papír	Műanyag	Finom hulladék	Szerves	Egyéb
Cu	6 550	23 800	1 550	60 800	92 700
Na	119 100	67 100	121 700	368 550	676 400
Fe	151 950	176 700	557 500	719 150	1 605 300
Zn	29 150	45 500	51 450	77 250	203 400
Mn	6 300	4 150	29 000	29 150	68 500
Pb	9 050	35 250	24 550	87 350	156 150
Cd	100	700	100	450	1 350
Hg	11	20	14	204	249
F	2 450	650	1 500	350	4 750
Cl	224 550	984 350	64 000	140 100	1 359 350
S	66 500	72 000	54 200	89 500	282 550

Az utóbbi előzetes becslésére felhasználhatjuk a közeli üzemek régi és jelenlegi tevékenységére vonatkozó adatokat, a házi szemét összetételére pedig (vö. a 4.9. táblázattal) annak korából is következtethetünk.*

A szemétfeltöltés anyagának laboratóriumi vizsgálatától — a nagyfokú heterogenitás miatt — nem várhatunk teljes értékű eredményeket. Ha a feltöltés sok fémet (pl. konzervdobozokat), építési törmeléket stb. tartalmaz, meg kell elégednünk a „mátrix" vizsgálatával.

A szemétfeltöltésre helyezett alapok *süllyedését* a következő tényezők váltják ki (SOWERS, 1973):

— a szerves talajok konszolidációjához hasonló mechanikai jelenségek (hajlítás, zúzódás, szemcseátrendeződés);
— a finom szemcsék benyomódása a durvábbak közötti hézagokba;
— korrózió, oxidáció és égés;
— aerob és anaerob erjedés (bomlás);
— kémiai kölcsönhatás (a biokémiai bomlásból származó metán pl. égést idézhet elő, a szerves savak korróziót).

Ezen öt hatás közül csak az első van kapcsolatban a terheléssel, a többi a környezettel (a levegővel, a vízzel és ezek hőmérsékletével). A nagy kompresszibilitás évtizedek múlva is változatlan, egy budapesti szemétdepónia 30 évvel korábban deponált anyagának laboratóriumi vizsgálata szerint pl. a 100 és 150 kPa közötti tartományban az összenyomódási modulus $E_s = 1{,}7$ MN/m^2 (KÉZDI, 1955).

SOWERS (1973) szerint az azonnali és az elsődleges *konszolidáció* egy hónapon belül bekövetkezik, a Δe hézagtényező-változás az ismert Terzaghi-féle összefüggésből számítható; a C_c index a kezdeti e-vel jelentős mértékben változik. Lényegesen hosszabb folyamat jellemzi a másodlagos konszolidációt. Ez fizikai-kémiai jelenségek (korrózió, oxidáció, égés és szerves bomlás) következménye. Ha nincs környezeti

* A városi szemét összetételét Magyarországon is már régen vizsgálták, részletesen a Földmérő és Talajvizsgáló Vállalatnál. (A szerk.)

változás, az ismert

$$\alpha = \frac{\Delta H\,(1+e)}{H \log\,(t_2/t_1)} \tag{4.25}$$

kifejezéssel definiált α-tényező elsősorban a hézagtényező függvénye; a SOWERS (1973) által végzett kísérletekben a vizsgált anyagok $\alpha\,(e)$ kapcsolata azt mutatja, hogy a szórás igen nagy, amit elsődlegesen a szerves alkotók bomlásának mértéke idéz elő. Jelentős hatásuk lehet a környezeti változásoknak is, pl. a talajvízszint változásának, a nagy záporoknak, a közművezetékek törésekor a feltöltésbe jutó víznek vagy a bevágások létesítésekor bekövetkező száradásnak.

Jelentős mértékű a szemétfeltöltések *spontán térfogatváltozása.* Ezt a kis kompresszibilitású anyag ülepedése és az előbbiekben említett fizikai-kémiai jelenségek váltják ki. A folyamatot évtizedeken át nagy intenzitás jellemzi. A térfogatváltozás mértékét és időbeli lefolyását a következő példákkal érzékeltetjük. A „Mission Canyon" (USA) depónia 21 m magas része 15 év alatt 11%, a 30 m magas része 22% nagyságú fajlagos alakváltozást szenvedett; figyelemre méltó, hogy utóbbira 10 és 20 év között is még $\dot{\varepsilon} = 0{,}7\%$/év alakváltozási sebességet mértek.

4.3.9. A feltöltés laboratóriumi vizsgálata és minősítése

A feltárás és a helyszíni vizsgálatok (4.3.1. fejezet) önmagukban nem szolgáltatnak elegendő információt a tervezéshez, ezeket — bármilyen mértékben heterogén és nehezen „kezelhető" is a feltöltés — laboratóriumi vizsgálatokkal, ill. ezek eredményével kell kiegészítenünk. A nagyfokú heterogenitás és az alkotók széles skálája miatt általában több és többféle vizsgálatot kell elvégeznünk, mint termett talaj esetén. Ezek jellegét és célját — a teljesség igénye nélkül — a *4.11. táblázat* foglalja össze. Ezeket a vizsgálatokat akkor is el kell végeznünk, ha ezeket csak a kitöltő anyaggal (pl. a $d > 2$ cm átmérőjű szemcsék eltávolításával kapott anyaggal) tudjuk csak végrehajtani.

Nagy gondot kell fordítanunk a *víz* hatásának előrejelzésére, ill. az ezt lehetővé tevő vizsgálatokra. Ennek alapján kell besorolni a feltöltést, arra is gondolva, hogy egyes talajok nemcsak a tehertől, hanem a tömörítés mértékétől függően is változtathatják alakváltozásuk előjelét. Az erre vonatkozó vizsgálatokat térfogatváltozó és szerves talajra az 1. és 3. fejezet irányelvei szerint kell végrehajtanunk, a roskadást pedig a löszétől eltérő módon (4.3.9.2. fejezet).

Részletesen kell foglalkoznunk a relatív tömörség és a tömörségi fok* meghatározásával (4.3.9.1. fejezet) mint a feltöltések általánosan elterjedt minősítési módszerével. Ezzel kapcsolatos — bár más fizikai jellemzőre is általánosítható — a szórás és a trend vizsgálata, a heterogenitás számszerű jellemzése (4.3.9.3. fejezet).

* E két fogalmat ma már nem használjuk; a szerkesztés mégis meghagyta a 4.3.9.1. pontot abból a megfontolásból, hogy egyszerűbbé tegye az abban az időben szerzett tapasztalatok megértését. (A szerk.)

4.11. táblázat. A feltöltések főbb jellemzői és a meghatározásukhoz szükséges vizsgálatok

Fizikai (kémiai) jellemző	A vizsgálat	
	eredménye	célja
Osztályozó jellemzők	összetétel szemeloszlási görbe plasztikus index	azonosítás és osztályozás
Állapotjellemzők	víztartalom konzisztencia-index hézagtényező száraz térfogatsűrűség tömörségi fok	teherbírás és alakváltozás becslése
Szilárdsági jellemzők	nyírószilárdság egyirányú nyomószilárdság	teherbírás számítása
Dinamikus jellemzők	kompressziós görbe konszolidációs görbe tömöríthetőség max. száraz térfogatsűrűség ágyazási együttható zsugorodás, duzzadás, roskadás	várható alakváltozás számítása
Állékonysági jellemzők	porladás mértéke szén- és mésztartalom szulfáttartalom szervesanyag-tartalom	mállékonyság, bomlás, öngyulladási és gázképződési veszély
Agresszivitási jellemzők	talajvíz és talaj agresszív alkotóinak mennyisége	felszín alatti szerkezetek védelme

4.3.9.1. A relatív tömörség és a tömörségi fok meghatározása

Mint ismeretes, a feltöltések tömörségét a Proctor-kísérlet segítségével meghatározott, a

$$T_{rQ} = \frac{\varrho_d}{\varrho_{d\,max}} 100 \tag{4.26}$$

kifejezéssel definiált tömörségi fok alapján ítéljük meg. A még TERZAGHI által 1925-ben definiált relatív tömörség (T_{re}, *RD*) inkább a termett szemcsés talajok állapotjellemzője, de — elvétve — ma is használják a földművek (feltöltések) minősítésére, így ennek meghatározásával is foglalkoznunk kell.

A *relatív tömörség* e-vel és ϱ_d-vel egyaránt kifejezhető, a definíció szerint

$$T_{re} = \frac{e_0 - e}{e_0 - e_{min}} = \frac{\varrho_{d\,max}}{\varrho_d} \frac{\varrho_d - \varrho_{d\,min}}{\varrho_{d\,max} - \varrho_{d\,min}}, \tag{4.27}$$

ahol e és ϱ_d a természetes (a helyszínen mért), e_0 és $\varrho_{d\,min}$ a leglazább, e_{min} és $\varrho_{d\,max}$ a legtömörebb állapot hézagtényezője, ill. térfogatsűrűsége.

A leglazább és legtömörebb állapot előállítása nem egyértelmű feladat (vö. a 4.3.9.2. fejezettel), így az elmúlt évtizedekben több eljárást is kidolgoztak. Jól érzékeltetik ezt TURNBULL és MANSUR (1973) erre vonatkozó adatai, akik több, hidraulikus módszerrel készített feltöltést (gátat) vizsgáltak és minősítettek. A leglazább állapotot az egyes gátak tervezésekor és ellenőrzésekor a következőképpen állították elő:

— a talajt tölcséren és egy 25 mm átmérőjű tömlőn keresztül kis sebességgel 150 mm átmérőjű menzúrába öntötték, a kísérletet mind száraz, mind telített állapotra elvégezve (ASTM D-2049 j. szabvány);

— a száraz talajt 32 mm átmérőjű és 89 mm magas edénybe öntötték (a 4.3.9.2. fejezet szerint ezek a méretek nem felelnek meg a követelményeknek).

A legtömörebb állapotot a következőképpen állították elő:

— a mintát egy állványra helyezett konténerbe tették, majd fel-le rázták egy motortengelyre helyezett vezérművel;

— a módosított Proctor-vizsgálattal kapott $\varrho_{d\,max}$-nak e_{min}-ra számított értékét fogadták el, az ASTM D 1557–70 j. előíráshoz viszonyított azon eltéréssel, hogy 55 helyett 75 ütéssel dolgoztak;

— ugyanezen helyen vibrációs asztalon is meghatározták e_{min}-ot (ASTM D-2049), ezzel kisebb értéket kapva.

A heterogenitásból, az egyes laboratóriumok — kismértékben — eltérő munkamódszeréből és a reprodukciós szórásból eredő bizonytalanságokat SANDRONI (1989) úgy igyekezett kiküszöbölni, hogy összefüggést keresett $\varrho_{d\,max}$ és $\varrho_{d\,min}$ között. Az ASTM D-2049 szerint meghatározva a 36 különböző helyről származó talajok két szélső ϱ_d-értékét, a keresett kapcsolatra a következő kifejezést kapta:

$$\varrho_{d\,max} = \varrho_{d\,min} + b\,[\mathrm{kN/m^3}]\,, \tag{4.28}$$

a korrelációs együttható $r = 0{,}97$ volt, b-re pedig 3,56 kN/m³ adódott.

Ennek segítségével a relatív tömörségre felírt (4.27) kifejezés a következő alakban írható fel:

$$RD = \frac{DD}{\varrho_{d\,min} + DD} \cdot \frac{\varrho_{d\,min} + b}{b}\,, \tag{4.29}$$

ahol DD a helyszínen mért és a minimális térfogatsúly különbsége ($=\varrho_d - \varrho_{d\,min}$), az ún. tömörségi különbség. A gyakorlatban a következőképpen kell eljárnunk:

— reprezentatív mintákból meghatározzuk a két szélső értéket;

— a $\varrho_{d\,max}$, $\varrho_{d\,min}$ pontokon 45°-os hajlású egyenest húzva meghatározzuk a b tengelymetszéseket;

— a regressziós egyenessel két párhuzamost húzunk, úgy, hogy ezek közé essék a pontok η %-a;

— b-t és $\varrho_{d\,min}$-ot a (4.29) kifejezésbe helyettesítve az átlagot tükröző RD (DD) összefüggést kapunk;

— kiszámítjuk a relatív tömörség variációs tényezőjét a

$$\frac{\delta RD}{RD} \cdot \frac{b\,\varrho_{d\,min}}{b + \varrho_{d\,min}} \cdot \frac{4d\eta}{4b^2 d^2 \eta}\,. \tag{4.30}$$

Mivel a (4.30) kifejezés a szokásos tartományban $\varrho_{d\,min}$-tól alig függ, $\varrho_{d\,min}$ helyettesítésével csak igen kis hibát követünk el.

A *tömörségi fok* (és a relatív tömörség) meghatározása meglehetősen bizonytalan feladat, ha a talaj nagy (cm nagyságrendű) szemcséket is tartalmaz. Ebben az esetben DAY (1989) szerint a következő három módszer között választhatunk. (A szerző ezeket olyan kőzettörmelékes talajon mutatja be, amelynek a 19 mm-es szitán áthulló része agyagos homok $\varrho_{d\,max} = 19{,}6$ kN/m^3-es maximális száraz térfogatsűrűséggel.)

Eliminációs módszer. A minta teljes térfogatát és száraz súlyát megmérve a talajt 19 mm-es szitára helyezzük. Ismerve a nagy szemcsék súlyát és fajsúlyát (ez itt $\varrho_s = 2{,}6$g/cm^3); ezek térfogata, majd ezt és a súlyukat az eredeti értékből levonva a kitöltő anyag tömörségi foka ($T^f_{r\varrho}$) számítható. A finom és durva szemcséket is tartalmazó talaj „teljes" térfogatára (ϱ_t-re) a következő összefüggés írható fel:

$$\varrho_t = \frac{\varrho^f_{d\,max}\, T^f_{r\varrho}\, \varrho_v\, \varrho^n_s}{\varrho_v\, \varrho^n_s\,(1-F) + F\,\varrho^f_{d\,max}\, T^f_{r\varrho}}, \tag{4.31}$$

ahol ϱ_v a víz fajsúlya, F a nagy szemcsék száraz súly szerinti részaránya, az f és n index pedig a finom, ill. a nagy szemcsékből álló frakcióra utal. A vizsgált talaj jellemzőit a (4.31) kifejezésbe helyettesítve ($\varrho^f_{d\,max} = 125$ pcf $= 19{,}6$ kN/m^3, $\varrho_s = 2{,}6$ g/cm^3) és 90%-os *megkövetelt* tömörségi fokot feltételezve ϱ_t (F)-re a

$$\varrho_t = \frac{112{,}5}{1 - 0{,}307\,F}$$

kifejezést kapjuk. Eszerint F-fel ϱ_t is nő, vagyis minél nagyobb a nagy szemcsék részaránya, annál nagyobb ϱ_t-t kell elérni ahhoz, hogy a kitöltő anyag tömörségi foka 90% legyen.

Az *„adjusztált maximális száraz térfogatsúly"*. A NAVFAC DM-7.2. jelű ajánlás szerint — ha a nagy szemcsék súlya a teljes súly 60%-ánál kisebb — a

$$\varrho_{adj} = \frac{1 - 0{,}05\,F}{\dfrac{F}{162} + \dfrac{1-F}{\varrho^f_{d\,max}}} \tag{4.32}$$

kifejezéssel definiált értékkel végezhetjük el a számításokat. A vizsgált talajra pl. — ha a nagy szemcsék részaránya $F = 0{,}5$ — az adjusztált érték 137,6 pcf-re (21,6 kN/m^2-re) adódik. Ha $T_{r\varrho} = 90\%$ a követelmény, $\varrho_d = 0{,}9 \cdot 137{,}6 = 123{,}8$ pcf száraz térfogatsúlyt kell elérnünk.

Helyettesítő módszer. Az ASTM D-1557-78. j. szabvány által definiált ezen módszer különböző eljárást igényel F nagyságától függően. Ha $0{,}07 > F < 0{,}1$, a C-módszert, ha $0{,}10 > F < 0{,}3$, a D-módszert kell használni ($F > 0{,}3$ esetén a helyettesítő módszer nem jöhet szóba). A C-módszer abból áll, hogy a 19 mm-es szitán áthullott anyagot vizsgáljuk (minősítjük), a nagy szemcsék miatt korrekcióra nincs szükség. A D-módszert követve a $d = 76$ és 19 mm közé eső szemcséket 19 és 4,5 mm közé eső, azonos mennyiségű szemcsékkel kell helyettesíteni. A szükséges ϱ_t ebben az eset-

ben is $0{,}9 \cdot \varrho^{f}_{d\,max}$-nak felel meg. Az *F*-től való függőség abban nyilvánul meg, hogy a *C*- és *D*-módszer nem ad azonos $\varrho^{f}_{d\,max}$-et (a vizsgált anyagra pl. a *C*-módszerrel kisebb értékek adódtak).

A tapasztalatok szerint a három módszer nem ad azonos eredményt. A legnagyobb ϱ_t-t az eliminációs módszer követeli meg, a másik kettő hasonló eredményt ad.

Day (1989) cikkéből azt a következtetést vonhatjuk le, hogy a nagy szemcséket tartalmazó talajok tömörítési specifikációja során mind a frakciók szétválasztására használt szita méretét, mind pedig a ϱ_t számítására szolgáló módszert előzetesen rögzíteni kell.

4.3.9.2. A roskadási jellemzők meghatározása

A 4.3.6. fejezetben említett 1955/56. évi kísérletekben a talajt tartalmazó 4 cm átmérőjű és 6 cm magas fémhengert alul egy 0,08 lyukbőségű szita zárja le, amely a finom szemcsék kimosódását van hivatva megakadályozni. Mivel ez a kis vastagságú, hajlékony szita a talajoszlop súlyát nem tudja viselni (jelentős mértékű lehajlása viszont meghamisíthatja a talajhenger feltételezett térfogatát, ill. hézagtényezőjét), célszerű ezt egy merevebb (pl. 2 mm lyukbőségű) szitával körülvenni. A talaj a vizet túlfolyóval ellátott olyan edényből szívja fel, amely egy állvány talpára van helyezve; az állvány felső részén karral ellátott indikátoróra van. A zavartalan vízfelszívás biztosítása érdekében a fémhengert egy alátéten álló, felül merev szitával lezárt, perforált fémhengerre kell helyezni.

A vizsgálatot a következő módon kell végrehajtani. A hengert megtöltjük a vizsgált talajjal, majd ennek gondosan kiegyenlített felszínére üveglemezt helyezünk, méretét a telítettségi fok elérni kívánt nagyságának megfelelően választva meg (vö. a 4.3.6. fejezettel). Az így előkészített hengert óvni kell minden rázkódtatástól. Az órát olyan magasságban kell rögzíteni, hogy az üveglemezzel való kontaktus során minél kisebb erő jusson az üveglemezre. A hengernek az edényben való elhelyezése után leolvasást végzünk az indikátorórán, majd feltöltjük vízzel az edényt. Amikor a minta felszíne nedves lesz — vagy ha ez nem figyelhető meg, akkor, amikor az indikátoróra mutatója már nem mozdul — ismét leolvassuk az órát.

A fajlagos roskadás (ε_r) az órán tett leolvasáskülönbség és a mintamagasság százalékban kifejezett hányadosaként adódik, a telítettségi fok pedig a

$$S_r = \frac{(W_n - W_d)\,\varrho_s}{F h\,(1 - 0{,}01\,\varepsilon_r) - W_d} \tag{4.33}$$

kifejezésből számítható, ahol W_n és W_d a nedves, ill. száraz súly, h a minta eredeti magassága, F a keresztmetszete.

A kísérlet különböző tömörségű száraz vagy tetszőlegesen nedvesített és tömörített nedves mintákkal is elvégezhető, de — nagyobb tömörség elérése érdekében — eljárhatunk úgy is, hogy a talajt nedvesen tömörítjük, majd a vizsgálat előtt kiszárítjuk.

4.12. táblázat. A szemcsés talajok fajlagos roskadásának meghatározására végzett vizsgálatok során felhasznált gyűrűk és fedlapok méretei (RÉTHÁTI, 1964)

Sz.	Térfogat V (cm³)	Magasság h (cm)	Keresztmetszet F (cm²)	Átmérő D (cm)	D/h	Fedlap átmérője D_f (cm)	$\left(\frac{D_f}{D}\right)^2$
1.	508,83	4,153	122,52	12,49	3,02	11,97	0,918
2.	299,03	2,496	119,81	12,35	4,95	11,97	0,939
3.	220,14	4,983	44,18	7,50	1,505	6,97	0,864
4.	81,22	4,483	18,12	4,80	1,07	4,60	0,918
5.	73,90	5,870	12,59	4,00	0,68	3,90	0,951

A későbbi vizsgálatok során kiderült, hogy az $\varepsilon_{r\,max}$-hoz tartozó leglazább hézagtényező (e_0) a henger geometriai méreteinek is függvénye, ε_r pedig a vízfelszívás után kialakult ϱ_rtől, így a mintára helyezett üveglap relatív (a minta teljes felületéhez viszonyított) felületétől is függ. A különböző átmérőjű és magasságú gyűrűk (hengerek), valamint a mintát lefedő kör alakú lemezek méretei a *4.12. táblázatban* láthatók. A kísérletsorozat célja a következő volt:

— milyen mértékben függ e_0 a gyűrű geometriai méreteitől;

— ugyanazon gyűrű esetében milyen mértékben különböznek egymástól a vizsgálat megismétlése során kapott leglazább hézagtényezők, és milyen mértékben hat ki ez a szórás a fajlagos roskadás nagyságára.

Az első kérdésre keresve a választ, az a meglepő eredmény adódott, hogy

$e_0 = 0{,}803$, ha $D/h = 0{,}68$, és

$e_0 = 0{,}709$, ha $D/h = 4{,}95$,

vagyis a D/h viszony növekedésével e_0 rohamosan csökken, a változás 0,1 nagyságrendű. (Egy-egy gyűrűvel 12–13 vizsgálat készült.) A falsúrlódás szerepe olyan nagy, hogy még a $D/h = 3{,}02$ átmérő-magasság arányú gyűrűnél sem hanyagolható el, jóllehet ennek átmérője meghaladja az átlagos szemcseátmérő ($\bar{d} \sim 0{,}25$ mm) 400-szorosát!

Ami a második kérdést illeti, ugyanazon gyűrűt használva e_0 szélső értékeire átlagosan $\Delta e = 0{,}31$ adódott, ami a gyűrűk különbözőségéből eredő differenciának mintegy 30%-a. A szórás okát elsősorban abban kell keresnünk, hogy a gyűrűk alatti szűrőkövek felülete nem volt egyformán érdes, de szerepe lehet a „túltöltésnek", a minta felületének egyengetése során a kés előtt tolt anyag mennyiségének is.

A különböző gyűrűkkel meghatározott $\varepsilon_{r\,max}$ (e_0) összefüggéseket vizsgálva és figyelembe véve a Δe szórását is, a következő megjegyzések tehetők:

— e_0 szerepe nagyobb, mint S_r-é;

— az, hogy a D/h arány csökkenésével S_r fokozatosan csökken, valószínűleg annak a következménye, hogy ezen arány csökkenésével e_0 nő, ezzel az áteresztőképesség és az áramlási sebesség is;

— a korábbi kísérletekhez viszonyítva $\varepsilon_{r\,max}$ kisebb, ami a lemezek nagy méretével magyarázható (vö. a 4.3.6. fejezettel).

Ha feltöltésre akarunk alapozni, a várható roskadás meghatározására irányuló vizsgálatok során minden olyan, a 4.3.6. fejezetben említett tényező hatását vizsgál-

nunk kell (pl. p, e, w), amely ε_r-rel kapcsolatban van. Ha nagy területről van szó, célszerű empirikus összefüggéseket is meghatározni, csökkentve ezzel a laboratóriumi vizsgálatok mennyiségét.

4.3.9.3. A heterogenitás mértékének jellemzése

Az alapozási rendszer viselkedése, a kialakuló mozgáskomponensek veszélyességének mértéke elsősorban attól függ, hogy milyen mértékű a feltöltés heterogenitása. Ma már elengedhetetlenül szükséges, hogy a mértékadó fizikai jellemző (pl. E_s) statisztikai jellemzőit is meghatározzuk, lehetővé téve ezzel a műszaki-gazdasági optimum meghatározását. A statisztikai jellemzők közül a szórásnak és a trendnek van a legnagyobb jelentősége, de — főleg tervszerűen tömörített feltöltések esetén — a vizsgált fizikai jellemzőinek eloszlásfüggvényére is szükségünk lehet.

A következőkben csak a *tömörségi fokról* lesz szó, de az itt ismertetett irányelvek értelemszerűen más jellemzők értékeléséhez is felhasználhatók.

A tömörségi fok varianciája (így szórása is) két részből, ϱ_d és $\varrho_{d\,max}$ varianciájából tevődik össze (Réthási, 1985). Ha a ferdeségi együttható (C_s) kis érték (tehát az eloszlás közel szimmetrikus), $T_{r\varrho}$ varianciája a következő kifejezéssel adható meg:

$$s_T^2 = \left(\frac{100}{\bar{\varrho}_{d\,max}}\right) s_d^2 + \left(-\frac{100\,\bar{\varrho}_d}{\varrho_{d\,max}^2}\right) s_{dm}^2, \tag{4.34}$$

ahol s_d^2 a száraz térfogatsűrűség, s_{dm}^2 a maximális száraz térfogatsűrűség varianciája.

Ezek a varianciák tovább bonthatók aszerint, hogy magukból a mérésekből vagy a helyszíni adottságokból erednek.

Ami a méréseket illeti, ϱ_d esetében a szórás elsősorban a mintavétel pontatlanságából ered (mintavétel nélküli mérésnél a kalibrációból), $\varrho_{d\,max}$ esetében pedig a Proctor-vizsgálat pontatlanságából (abból pl., hogy a részminták száma kicsi volt). Az erre vonatkozó vizsgálatok szerint a reprodukálhatóságot jellemző variációs tényező ϱ_d-re — a talaj nemétől is függően — $C_v = 0{,}015$–$0{,}030$, $\varrho_{d\,max}$-ra pedig $C_v \cong 0{,}01$.

A helyszíni adottságokból eredő szórás a tapasztalat szerint ennél lényegesen nagyobb. A száraz térfogatsűrűség szórásában a következő tényezők játszanak közre:

— a talaj heterogenitása (az pl., hogy szemcseösszetétele kisebb-nagyobb mértékben változik, így ugyanazon tömörítési munka esetében sem kapunk azonos hézagtényezőket);

— a talajnak a víztartalomban mutatkozó heterogenitását (amitől ϱ_d is függ) tovább ronthatják a kivitelezés idején érvényesülő (hőmérsékleti és csapadék-) hatások;

— nem azonos az egységnyi térfogatra jutó tömörítő munka.

A talaj heterogenitásának még egy hátrányos következménye van, nevezetesen az, hogy a beépített földtömeg nem jellemezhető *egyetlen* $\varrho_{d\,max}$-értékkel. A gyakorlatban a Proctor-vizsgálatok és a mintavételi (mérési) helyek aránya legfeljebb 1 : 5

— 1 : 10, de nemegyszer 1 : 30-nál is kisebb. Ez azt jelenti, hogy minden mintához meg kell keresnünk a „hozzá tartozó" Proctor-görbét, ami viszont a földmű minősítése szempontjából nehéz és kényes művelet.

Az eloszlásfüggvény típusára vonatkozóan kevés irodalmi adat áll rendelkezésünkre. Egyes szerzők úgy találták, hogy T_{rQ} normális elosztást követ, de tudunk olyan vizsgálatokról is, amelyek szerint az eloszlás erősen aszimmetrikus. A tömörségi foknak — az adott talajra, talajállapotra és tömörítési technológiára — egy alsó és egy felső korlátja van. Az előbbi a tömörítetlen talaj T_{rQ}-jával azonos, az utóbbi pedig az adott körülmények között az adottságok szerencsés összeesésének következményeképpen alakulhat ki. Mindez azt eredményezheti, hogy az alsó korláthoz közelebb eső $\bar{T}_{rQ}$ esetén pozitív, a felsőhöz közelebb eső $\bar{T}_{rQ}$ esetén pedig negatív aszimmetria lép fel. A Magyarország 16 különböző helyén készült töltések statisztikai jellemzőiről (Réthási, 1988) a következőket állapíthatjuk meg.

a) A szórások átlaga $\bar{s}_T = 3{,}00$, a szélső értékek: 1,68–1,90 és 4,03–4,58. Eszerint a megvizsgált feltöltések heterogenitásának mértéke eléggé különböző.

b) A ferdeségi együttható az esetek 81%-ában negatív, tehát a sűrűségfüggvény a kis T_{rQ}-értékek irányába nyúlik el; az átlagos érték $-0{,}55$.

c) A kurtosis* az esetek 69%-ában pozitív, az átlag $\bar{C}_k = 0{,}81$.

d) Ha a $|C_s| \leq 0{,}4$ és $|C_k| \leq 0{,}6$ feltételek egyidejű teljesülése esetén az eloszlást normálisnak tekintjük.

e) Az $n > 51$ elemszámú mintákra végzett regressziószámítás szerint

$$C_s = -0{,}042\,\bar{T}_{rQ} + 2{,}86, \tag{4.35}$$

ami alátámasztja azon feltételezésünket, hogy az átlagos tömörségi fok növekedésével C_s egyre nagyobb negatív értéket vesz fel. (A kapcsolat nem túl szoros, a korrelációs együttható $r = -0{,}47$.)

A heterogenitás vonatkozásában különbséget kell tennünk aszerint, hogy ez véletlen jellegű-e vagy szignifikáns trendje is van. A tervszerűen végzett 16 földmunka tömörségi fokára $\bar{C}_v = 0{,}034$ volt az átlagos variációs tényező, a legnagyobb értékek megközelítették a $C_v = 0{,}05$-ot. Régi, nem földműként, ill. nem alapozási célra készült feltöltések esetén C_v-re a 0,10–0,15-os érték, a feszültségi tartomány alatt fekvő talajtömegre ennél nagyobb érték is elfogadható. Ami a trendet illeti, ezt függőleges és vízszintes irányban egyaránt vizsgálnunk kell. A kettő közül a függőleges irányban (egy-egy mérési ponton értelmezett) trendnek van kisebb jelentősége, főleg akkor, ha T_{rQ} (E_s stb.) a mélységgel csökken és nem megfordítva.

A vízszintes trendet háromváltozós regresszióval határozhatjuk meg. A számítások során — a rendelkezésre álló adatoktól függően — a következő két módszer valamelyikét követhetjük.

1. A feszültségi (az alapozási sík és m_o között fekvő) tartományt lamellákra osztjuk, ezek σ_z-át E_s (T_{rQ} vagy a szondabehatolás) reciprokával szorozzuk, majd ezen szorzatokat összegezzük. A háromváltozós regressziót az egyes függőlegeseket jellemző ezen indexszámokra végezzük el.

* A sűrűségfüggvény magasabb rendű momentuma. (A szerk.)

2. A mérési pontokat az egyes függőleges szelvényekben mért tömörségi fokok átlagával jellemezzük, a regressziót tehát $\bar{T}_{rQ}$-okra végezzük el. A számítások menetét a következő számpélda mutatja be (Réthási, 1985). Egy lemezalap részére készített cseretalaj tömörségi fokának vízszintes értelmű eloszlása került vizsgálatra. (Itt a mélységi trendnek nincs jelentősége, mert σ_z a cseretalajon belül alig változik.) Bevezetve az $x_1 = T_{rQ}$, $x_2 = x$ és $x_3 = y$ jelöléseket, a totális korrelációs együtthatók a következők lesznek: $r_{12} = -0{,}785$, $r_{13} = 0{,}296$ és $r_{23} = 0$. A megfelelő determinánst felírva, ebből a hat aldeterminánsa a következő lesz: $R_{12} = 0{,}785$, $R_{13} = -0{,}296$, $R_{23} = 0{,}232$, $R_{11} = 1{,}000$, $R_2 = 0{,}912$, $R_{33} = 0{,}384$. Mivel $m_1 = 93{,}66$, $s_1 = 3{,}082$, $m_2 = 12$, $s_2 = 8{,}097$, $m_3 = 10$ és $s_3 = 6{,}914$, a regressziós sík egyenlete a következő:

$$T_{rQ} = 95{,}93 - 0{,}299\,x + 0{,}132\,y\,.$$

Ennek a síknak az x, y síkkal való metszésvonala a $T_{rQ} = 0$ feltételből:

$$0{,}132\,y = 0{,}299\,x - 95{,}93\,,$$

vagyis

$$y = 2{,}265\,x - 726{,}7\,.$$

A sík esésvonalának az x tengely pozitív irányával bezárt α hajlásszöge:

$$\alpha = \operatorname{arctg}\left(-\frac{1}{2{,}265}\right) = -23{,}8°\,.$$

4.3.9.4. A vizsgálatok értékelése

A vizsgálatokat összefoglaló szakvéleményben a feltöltés általános jellemzésén (vö. a 4.1. fejezettel) kívül meg kell adni a fizikai és kémiai (biokémiai) jellemzőket, ezek szórását, valamint függőleges és vízszintes irányú trendjét. A tervező részére megfelelő információkat kell adni a fekü állapotáról és felső szintjének változásáról (gondolva pl. a cölöpalapozásra), és ennek függvényében a még várható ülepedés mértékétől. Az utóbbit olyan részletességgel kell megadni, hogy a cölöpök negatív köpenysúrlódása számítható legyen.

Ha nem egyetlen létesítményről (hanem pl. lakó- vagy iparteleprő) van szó, a vizsgált területet műszaki és gazdasági szempontból részterületekre kell bontani.*

* A lektori vélemény kétségbe vonja „a matematikai statisztika ilyen részletes tárgyalásának létjogosultságát, minden elméleti vagy gyakorlati konklúzió nélkül". Megtartását az indokolja, hogy általános érvénnyel használható módszerről van szó, amelyet sok más területen is sikeresen alkalmaznak adathalmazok törvényszerűségeinek feltárására. (A szerk.)

4.4. Alapozásra alkalmas feltöltések készítése

Az alapozásra alkalmas feltöltések — és általában a feltöltések — készítése nemcsak geotechnikai feladat, megtervezésekor területfelhasználási, kertészeti, hidrológiai, köztisztasági és egészségügyi szempontokat is figyelembe kell vennünk. Az elmúlt évtizedekben egyre nagyobb követelményeket támasztanak az esztétikai szempontokat is tartalmazó környezetvédelmi előírások.

A feltöltés a *földmű* egyik különleges válfaja, így a kialakításra vonatkozó műszaki és gazdasági irányelvek sok évtizedes (ha nem évszázados) tapasztalatokat tükröznek. Ezeket az irányelveket a tervezők ismerik, ezért ezekkel csak érintőlegesen és csak az *alapozással* szembeni követelményekkel kapcsolatban foglalkozunk. (Tekintettel arra, hogy az egyéb rendeltetésű földműveknek — és ezek vannak túlsúlyban — más igényeket, pl. a rézsű állékonyságát kell kielégíteniük.)

Az általános irányelveket rögzítve (4.4.1. fejezet) foglalkoznunk kell — kifejezetten az alapozás szemszögéből — az egyes anyagok beépíthetőségével (4.4.2. fejezet) és a tömörség mértékének előírásával (4.4.3. fejezet), valamint a talaj tulajdonságainak javításával (4.4.6. fejezet). Mivel kisebb múltra tekintenek vissza, helyet kellett kapniuk a hidraulikus módszerrel (4.4.4. fejezet) és a szemétből készült (4.4.5. fejezet) feltöltéseknek is.*

Az „alapozásra alkalmas feltöltés" leggyakoribb válfaja a *belső feltöltés*. A tervezéshez értelemszerűen felhasználhatók az ezen fejezetben írottak.

4.4.1. A tervezés általános irányelvei

A feltöltés *helyének* megválasztásakor — ha erre lehetőségünk van — a következőkre kell tekintettel lennünk.

a) Csúszásra hajlamos területen alapozásra is alkalmas feltöltést csak akkor ajánlatos létesíteni, ha annak olyan gazdasági előnyei vannak, hogy ezek a csúszás elleni védőintézkedésekből vagy az esetlegesen bekövetkező károkból eredő költségeket többszörösen kompenzálják.

b) Ha a terepet időszakosan víz borítja, a feltöltést akkor célszerű készíteni, ha a vízzel való borítás mértéke az 5–10 cm-t nem haladja meg. Ha ez nem lehetséges, a vizet célszerű eltávolítani, vagy — ha erre sincs lehetőség — a víz alatt készített talajtömeg mértékadó fizikai jellemzőit helyszíni vizsgálatokkal kell megállapítani.

c) Ha a terep esése 3–10%, a területet 15–20 cm-es szántással elő kell készíteni, a 10–25% lejtésű terepet lépcsőzni, a 25%-nál meredekebb lejtésű terepet fogazni kell.

d) Nagy kiterjedésű és/vagy magas feltöltések esetén

— ki kell mutatni a talajtöréssel szembeni biztonságot;

— számításokkal kell igazolni, hogy a szomszédos épületek állagát nem veszélyeztetik;

* Nem lehet eléggé hangsúlyozni a feltöltendő területek előkészítésének fontosságát; az általános tereprendezésnek, vízelvezetésnek, rézsűstabilitásnak döntő jelentősége van a feltöltött területek későbbi felhasználása szempontjából. (A szerk.)

— ki kell mutatni a talajvízszint átlagos és maximális értékében bekövetkező változást.

A területről előzetesen rétegvonalas helyszínrajzot kell készíteni, hogy a feltöltés vastagsága minden pontban, 10–15 cm pontossággal ismert legyen.

A feltöltés *anyagát* a 4.4.2. fejezetben ismertetett szempontok szerint kell megválasztani. Beépítésekor a következő előírásokat kell betartanunk:

— az azonos összetételű talajokat, ill. anyagokat vízszintes rétegekben kell teríteni, csökkentve ezzel a süllyedéskülönbség várható nagyságát;

— a fagyveszélyes talajt (tekintettel az utakra, járdákra és kerítésekre) a fagyhatár alatt kell elhelyezni;

— a kedvezőtlen tulajdonságú anyagokat (pl. a szerves talajt) minél mélyebben, ill. ott kell elhelyezni, ahol nem lesznek épületek (térfeltöltés);

— a durva és finom szemcséjű réteg közé átmeneti réteget kell elhelyezni, hogy a statikus és dinamikus teherre vagy víz hatására bekövetkező bemosódást megakadályozzuk (ha lehetőség van rá, a finom szemcséjű rétegeket célszerű az alatta fekvő durvább rétegbe beiszapolni).

A *salak* terítésekor arra kell ügyelni, hogy minél előbb lehűljön, ezért célszerű minél nagyobb felületen, kis vastagságban deponálni. Öngyulladása megakadályozható, ha 0,5–1,0 m-enként 30–40 cm vastag agyagterítést kap. Ezt a védőintézkedést különösen akkor célszerű megtenni, ha tényleges karbontartalma 10%-nál nagyobb, nagy a pórustérfogata és a fajlagos felülete, vagy ha gyúlékony anyaggal (faforgáccsal, szalmával) van keverve.

A *megkívánt tömörség* vonatkozásában a következőket kell szem előtt tartanunk.*

a) Egy bizonyos tömörségi fok elérése (vagy előírása) nem öncélú eszköz, ennek — ha lehetséges, empirikus összefüggésekkel is alátámasztva — a mértékadó fizikai jellemző (pl. E_s) előírt értékét kell elsősorban biztosítania.

b) Bár egyes esetekben — pl. a szeizmikus hatások elleni védekezés céljából (vö. 4.4.4. fejezettel) — nagy tömörségre kell törekednünk, ez korántsem általános, a biztonságot szolgáló követelmény (vö. a 4.4.3. fejezettel).

c) Szükség esetén a feküt is tömöríteni kell, és célszerű lehet a felszínére geotextíliát helyezni.

d) A szükségesnek ítélt tömörítést, ill. ennek mértékét akkor is elő kell írni, ha „jelentéktelen" (de kis merevségű!) épületekről van szó, meggyőzve a kivitelezőt is ennek nagy jelentőségéről.

A tömörítés eszközét és módját a beépítendő anyagtól és az elérendő tömörségtől függően, az ismert irányelvek szerint kell előírányozni. Mivel a Proctor-vizsgálat segítségével nem tudjuk a tényleges tömörítési folyamatot jellemezni, célszerű *próbatömörítést* is előírni. Ennek előnyei jól ismertek, így itt elég egyetlen példát ennek érzékeltetésére bemutatni. Próbatömörítés bizonyította be az adott esetben (Morris és Tynan, 1969), hogy

* A töltés anyagának kiválasztásánál mérlegelni kell a környezetvédelmi szempontokat is (pl. a talajvíz elszennyeződésének megakadályozása). (A szerk.)

— a vizsgált agyag tömörségnövekménye a hengerjáratok számának logaritmusával változik;

— w_{opt} nem azonos a laboratóriumi értékkel, emellett járatonként egyre csökken (így az időközben bekövetkező természetes száradás előnyös).

Az utóbbi időben egyre gyakrabban fordul elő, hogy a feküre *geotextíliát* fektetnek. Ez nemcsak arra jó, hogy a feltöltés anyagának a puha fekübe való benyomódását megakadályozza, hanem Love et al. (1987) itt következő vizsgálati eredményei szerint arra is, hogy a feltöltés teherbírását növelje.

A geotextília a feküre fektetve membránhatást fejt ki. A szerzők egy merev alapot nagy sebességgel (így C_u adja az ellenállást) nyomtak be a feltöltésbe; a $D = 50$, ill. 75 mm vastagságú feltöltésen álló, 75 mm széles alap különböző δ benyomódásához tartozó q-értékeket két esetre vizsgálták: geotextíliával és anélkül. A felszín h emelkedése is kisebb ($h/\delta = 1/4$), ha fekün geotextilia van, mintha nincs ($h/\delta = 1/3$). A geotextília csökkenti a fekü (ez kísérleteikben puha agyag volt) felszínén keletkező nyírófeszültségeket, ezáltal a fekü törőfeszültsége nagyobb lesz; a redukáció mértéke elsősorban az agyag szilárdságától, valamint a feltöltés vastagságától és merevségétől függ. A geotextília hatása már kis alakváltozásoknál is érvényesül, nagy alakváltozásnál még inkább, mert ekkor a membránhatás is működésbe lép.

A tervezőnek elő kell írnia az *építési napló* minden részletre kiterjedő vezetését. A naplónak tartalmaznia kell pl. naponta a már elkészült feltöltés vízszintes és magassági koordinátáit (az aznapi hőmérsékleti és csapadékviszonyok rögzítésével), a beépített anyag megnevezését, a terítési rétegvastagságot, a tömörítés módját és mértékét.

4.4.2. Az anyag beépíthetőségének megítélése

A feltöltés anyagának megválasztása nemcsak műszaki, hanem gazdasági kérdés is: a helyi anyag a legolcsóbb, a költség a szállítási távolsággal fokozatosan nő. Ugyanakkor vannak olyan talajok (szikes és szerves talajok, $I_p > 25\%$-os plasztikus indexszel rendelkező agyagok) vagy egyébként megfelelő, de pillanatnyi állapotuk miatt kedvezőtlen talajok (fagyott talaj, puha iszap és agyag), amelyeket az általános irányelvek szerint nem szabad a földműbe beépíteni. Ennek ellenére — gazdaságossági okokból — gyakran kényszerülünk kompromisszumra, és ezeket a talajokat — bizonyos feltételekkel (pl. szárítás) — mégis beépítjük. Ha a földmű (feltöltés) kizárólag alapozás céljára készül, további lehetőséget jelent, hogy ezeket a talajokat a feltöltés alsó részébe helyezve csak az „aktív" tartományból rekesztjük ki. A következőkben a fagyott és a szerves talajról lesz szó.

4.4.2.1. A fagyott talajok viselkedése

Általános irányelv, hogy a földmű építését nem célszerű a téli időszakra ütemezni. Ha a beépítendő anyag megfagyott:

— ilyen állapotban nehezen tömöríthető, a feltöltés esetleg rögökből fog állni (másodlagos szerkezet);

— az olvadás során jelentős alakváltozások alakulhatnak ki.

Érdekes kísérleteket végzett BERNELL (1965) a fagyott *szemcsés* talajok tulajdonságainak és beépíthetőségének vizsgálatára. Abból indult ki, hogy a svéd tapasztalatok szerint ezeket a talajokat nehézvibrációval eredményesen lehet tömöríteni. A vizsgálatok szerint a víztartalom növekedésével rohamosan nő a fagyott és nem fagyott talaj ϱ_d-i közötti különbség, azonos (vagy hasonló) értékek csak $w \leqq 2\%$ esetén alakultak ki. A Proctor-vizsgálat és a vibráció közötti különbséget $\varrho_{d\,max}$ és w_{opt} vonatkozásában, valamint a fagyott és nem fagyott talaj vibrációja közötti különbséget a következő adatok alapján ítélhetjük meg (ϱ_f és $\varrho_{d\,max}$ t/m^3-ben):

Talaj jele	Proctor		Vibráció			
	nem fagyott talaj		nem fagyott talaj		fagyott talaj	$\varrho_f/\varrho_{d\,max}$
	$\varrho_{d\,max}$	w_{opt}	$\varrho_{d\,max}$	w	ϱ_f	(%)
1.	1,80	12	1,79	14	1,12	63
2.	1,96	10	1,95	10	1,34	69
3.	2,23	6	2,23	7	1,52	68

A táblázat alapján megállapíthatjuk, hogy

— a Proctor-vizsgálat és a vibráció hasonló eredményeket ad,

— a vibrációval elérhető száraz térfogatsűrűség a nagy víztartalom miatt a nem fagyott talajra kapott maximális értéknek csak 63–69%-a.

A statikus teher okozta kompresszió vonatkozásában BERNELL (1965) a következőket állapította meg.

a) Pusztán a statikus teher hatására bekövetkező olvadás is jelentős alakváltozással jár, ennek kifejlődéséhez azonban bizonyos időre van szükség.

b) A fagyott talaj (a -10 °C-on tartott minta) fajlagos alakváltozása ϱ_d csökkenésével csak kismértékben nő, az olvadás után (a tartósan $+5$ °C-on tartott mintán) mért alakváltozás ϱ_d-vel erőteljesen változik. Mivel nagy ϱ_d csak viszonylag nagy víztartalommal érhető el, ez a jelenség is elsősorban w-vel és nem ϱ_d-vel függ össze.

Fagyott talajt beépítve az sem közömbös, hogy az alapok a jég felolvadása előtt vagy után kerülnek-e a feltöltésre.

4.4.2.2. Szerves talajok viselkedése

A szervesanyag-tartalom növekedésével nő a kompresszibilitás és a víztartalom-változás okozta térfogatváltozás, emellett bizonyos körülmények között — nagy I_{om}, a talajvízszint változása stb. — a bomlási folyamat is veszélyt jelent. Ez az oka, hogy a beépítendő anyag szervesanyag-tartalmára a tervező egy kritikus értéket (általában $I_{om} = 5\%$-ot) ad meg.

Franklin et al. (1973) szerint ez az óvatosság nem teljesen indokolt. Hivatkoznak pl. Arman (1969) cikkére, amely szerint a szerves alkotók növelik a talaj szilárdságát, a rostos tőzeg adagolása pl. a nyírószilárdságot. A szerves és szervetlen alkotók kapcsolatának, a tömörítési és szilárdsági jellemzők alakulásának vizsgálatára a szerzők — természetes talajokkal és ezek keverékével — laboratóriumi kísérleteket végeztek. Az eredmények szerint

— I_{om} növelésével w_{opt} nő, $\varrho_{d\,max}$ csökken;

— q_u (amelynek maximuma $w < w_{opt}$-nál alakul ki) I_{om}-mel csökken ugyan, de az $I_{om} < 15\%$-os tartományban ez a csökkenés eléggé véletlen jellegű (sőt: volt olyan talaj is, amely szervessel keverve adott nagyobb q_u-t).

A szerzők szerint a q_u (I_{om}) kapcsolat az említett I_{om}-tartományban annyira laza, a pontpárok olyan mértékben szórnak, hogy ez akár az ásványi agyagok különbözőségének is lehetne a következménye.

4.4.3. A beépítési víztartalom és az elérendő tömörség

A klasszikus földműtervezés egyik szabálya szerint a lehető legnagyobb tömörségi fokot kell előírni, hogy a talaj fizikai tulajdonságai minél kedvezőbbek legyenek. Az adott tömörítő eszközzel elérhető maximális tömörséget csak azért nem írták elő, mert az optimális víztartalom nehezen biztosítható, a kis terítési vastagság idő- és költségigényes, a túlzottan nagy tömörítési munka pedig a nagy költségekhez viszonyítva jelentéktelen műszaki előnyökkel jár.

Ez a szemlélet olyan földművekhez (úttöltésekhez, víztömeget támasztó gátakhoz stb.) kötődik, amelyek tervezésekor az állékonyság (vagy a kis áteresztőképesség) biztosítása az elsődleges szempont. Már ezekkel a földművekkel kapcsolatban is hamarosan felmerült az a kérdés, hogy az előírt ϱ_d-t milyen víztartalmú talajjal célszerű biztosítani.

Az alapozásra alkalmas földművekkel (feltöltésekkel) szemben más követelményrendszert kell felállítanunk. Ezeknek a következő igényeket kell kielégíteniük:

— nagy nyírószilárdság (hogy az alapok talpfeszültsége minél kisebbre legyen felvehető);

— nagy összenyomódási modulus (hogy a kialakuló mozgáselemek minél kisebbek legyenek);

— nagy áteresztőképesség (hogy a konszolidáció minél gyorsabb, az építés alatt lejátszódó süllyedés hányada minél nagyobb legyen);

— kis fajlagos térfogatváltozás, duzzadási nyomás és roskadás (hogy a vízfelvétel és leadás minél kisebb alakváltozással járjon).

Könnyű belátnunk, hogy ezen jellemzők mindegyike a feltöltést alkotó talaj víztartalmának és tömörségének függvénye. Nagy különbség van ugyanakkor ezen jellemzők kedvező (vagy éppen optimális) értéke szempontjából aszerint, hogy a talaj az 1.1.4. fejezetben definiált típusok melyikébe tartozik. A következőkben a tervezési irányelveket ebben a bontásban fogjuk tárgyalni.

Ha a talaj a víztartalom változásának hatására *jelentéktelen mértékben szenved térfogatváltozást,* csak a nyírószilárdsággal, a kompresszibilitással és az áteresztőképességgel szembeni követelményeket kell szem előtt tartanunk. Ebben a vonatkozásban a következő ismert összefüggések állnak fenn:

— a nyírószilárdság és az összenyomódási modulus szempontjából a kis víztartalom és a nagy tömörség kedvező,

— az áteresztőképesség w és ϱ_d növekedésével csökken (vö. a 4.3.2. fejezettel).

Legnagyobb figyelmet E_s megfelelő értékének biztosítására kell fordítanunk, hiszen *a)* a nagyobb nyírószilárdságból adódó nagyobb törőfeszültség nem tesz jelentős megtakarítást lehetővé, *b)* az áteresztőképesség szerepe nem egyértelmű (kis k esetén ugyan lassúbb a konszolidációs folyamat, de ugyanakkor az altalajba szivárgó víz mennyisége is kisebb). Így ezeket a típusú talajokat a Proctor-görbe száraz oldalán célszerű tömörítenünk, hogy vízfelvétel esetén — ha a feltöltés kötött talajból készült — a „nedves oldali" helyzet áll elő, E_s csökken.

A nyírószilárdság — a szerkezet megváltozása miatt — csökken, ha egy kritikus tömörségi fokot túllépünk, amint azt MITCHELL (1964) és INGLES (1971) megállapította. Így sem ez, sem a nagyobb talpfeszültségből adódó — viszonylag kis — megtakarítás sem indokolja a nagy tömörséget, arról nem is szólva, hogy ma már az alakváltozási határállapotot tartjuk az elsődlegesnek.

Ha a talaj a *roskadó* talajok kategóriájába tartozik, a tömörítésre vonatkozó irányelvek teljesen egyértelműek: a nagy víztartalom és a nagy tömörség az előnyös (vö. a 4.3.6. fejezettel), az optimumot a Proctor-görbe azon w, ϱ_d értékpárja adja, amelyre $\varepsilon_r = \min$.

Ami a *térfogatváltozó* talajokat illeti, különbséget kell tennünk aszerint, hogy az építmény élettartama alatt a vízfelvétel vagy a vízleadás valószínűsége nagyobb-e.

A vízfelvétel hatására bekövetkező *duzzadás* mértéke — a 4.3.5. fejezetben írottak szerint — a beépítési víztartalommal és a tömörséggel a következő összefüggésben van:

— ε_d és p_d a száraz oldalon tömörített talajra nagyobb, mint a nedves oldalon tömörítettre;

— nagyobb ϱ_d-hez nagyobb ε_d tartozik;

— a tömörítési energia növelésével ε_d nő, mert ϱ_d nagyobb lesz;

— a gyúrással tömörített talaj fajlagos duzzadása kisebb, mint az egyéb módszerekkel tömörített talajé.

A 4.3.5. fejezetben ismertetett kísérletek és ezeknek az előzőekben adott rövid összefoglalása azt bizonyítja, hogy a tömörség mértékének növelésével nő a káros duzzadás veszélye. (Így ebben a vonatkozásban a klasszikus földműtervezés egyik alapelvével kerülünk ellentétbe.) Ha ezt figyelembe véve olyan optimális w, ϱ_d értékpárt keresünk, amely mellett a duzzadási veszély még gazdaságosan kivédhető, E_s vonatkozásában kell engedményeket tennünk. Ez azt jelenti, hogy komplex jellegű feladatot kell megoldanunk, az ésszerű kompromisszumot a műszaki és gazdasági optimum elve alapján állapítva meg.

A vízleadás által kiváltott *zsugorodás* mértéke a 4.3.4. fejezet szerint a tömörítési víztartalommal fokozatosan nő, de a növekedés mértéke a $w > w_{opt}$ tartományban — az orientáltság mértékének növekedése miatt — kisebb.

Ezek szerint a duzzadás és a zsugorodás mértékének csökkentése ellenkező értelmű intézkedéseket követel meg a tömörítési víztartalom vonatkozásában. Ezért nagy jelentősége van a várható vízháztartási folyamatok ismeretének. Ha ezt nem tudjuk előrejelezni, célszerű olyan w mellett tömöríteni, amely mellett mind a fajlagos duzzadás, mind a fajlagos zsugorodás közepes mértékű.

Hasonló nehézségekkel találjuk szemben magunkat a *„duzzadó és roskadó"* kategóriába tartozó talajok esetében is: a duzzadás ellen nagy w és kis ϱ_d, a roskadás ellen viszont nagy w és nagy ϱ_d biztosításával kellene védekeznünk. A feladat megoldását az is nehezíti, hogy ennek a „kettős" tulajdonságnak egy-egy válfaja (a duzzadás *vagy* a roskadás) a talajra jutó tehertől vagy éppen a tömörségtől függően juthat érvényre. Így a várható jelenséget a p, w, ϱ_d értékhármas alapján tudjuk prognosztizálni. Az optimumot LAWTON et al. (1989) a következőképpen javasolják meghatározni. Egy w, $T_{r\varrho}$ koordináta-rendszerben meg kell rajzolni az azonos fajlagos duzzadást és roskadást ábrázoló izometrikus vonalakat. Ezek segítségével megtalálhatjuk azokat a w, $T_{r\varrho}$ értékpárokat, amelyekre ε_d és ε_r egyaránt kicsi (vagy — szerencsés esetben — zérus). Jó eredményt csak akkor várhatunk ettől a módszertől, ha ezeket az összefüggéseket különböző feszültségekre határozzuk meg.

4.4.4. Hidraulikus módszerrel készített feltöltések

Hidraulikus módszerrel jóval a talajmechanika mint tudományág megszületése előtt (Kaliforniában pl. már 1850-ben) is készítettek feltöltést. Századunk 30-as éveiben ezek állékonyságát már talajmechanikai módszerekkel vizsgálták (GILBOY, 1934; CASAGRANDE, 1936). Ezek — és a későbbi — vizsgálatok elsősorban az állékonyság és az előírt áteresztőképesség biztosítására irányultak. Az egyre nagyobb tömegben készített hidraulikus töltések megfigyelése azt bizonyította, hogy az állékonyságot elsődlegesen nem a rézsük csúszása, hanem a földrengések, a szeizmikus hatások veszélyeztetik. Az 1965. évi chilei földrengés során pl. 22 hidraulikus módszerrel készült gát ment tönkre (DOBRY és ALVAREZ, 1967), de arra is volt példa, hogy a talaj megfolyósodását a közeli jégrobbantás váltotta ki (TURNBULL és MANSUR, 1973). (A szeizmikus érzékenység a szemcseösszetétel és a vízzel való telítettség következménye.)

A hidraulikus feltöltés a következő három módszer valamelyikével készülhet:

a) folyásirányba, a „tótól" távolodva végzett feltöltés;

b) a „középvonal"-módszer, amikor is a feltöltés magassága függőleges értelemben nő;

c) a folyással ellentétes irányban végzett feltöltés.

(A *c)* alatti módszer a legrégebbi, a másik kettő az újabb, egyben jobb, de költségesebb.)

A hidraulikus feltöltés fizikai tulajdonságai a szemcseösszetételtől, az építési technológiától és az éghajlati viszonyoktól függenek. Általánosságban elmondható, hogy *heterogenitásának* mértéke nagyobb, mint az egyéb módon készített feltöltésé. A heterogenitás egyben anizotrópiát is jelent, ennek *vane-teszt* segítségével való meghatározására BLIGHT (1970) adott jól használható módszert. A helyszínre szállított anyagban a szilárd rész és a víz aránya 1 : 6–1 : 7 körüli, ebből az elegyből a

nagyobb szemcsék gyorsabban ülepednek le (3 : 1–5 : 1 hajlású rézsűt képezve), mint a finomabbak. Homogén feltöltés csak iszapmentes homokból készíthető; ha a $d < 0{,}06$ mm átmérőjű szemcsék részaránya meghaladja a 10–15%-ot, megfelelő intézkedésekre van szükség, különösen a terület mély részén. (Egyik megoldás lehet az ülepedési úthossz csökkentése, azáltal pl., hogy az anyagot csöveken vezetjük a kritikus helyekre.

A nagy iszaptartalom nemcsak az előzőekben említett okokból, hanem azért sem előnyös, mert kisebb az elérhető tömörség (így E_s is) és a természetes dréneződésben szerepet játszó áteresztőképesség. Ezekre a következményekre hivatkozva állapítja meg WHITMAN (1970), hogy a $d < 0{,}06$ mm átmérőjű szemcsék részarányát 15%-ban célszerű korlátozni.

A finom szemcsék jelentős szerepét bizonyítják WHITMAN (1970) példái. Az egyik esetben a $d < 0{,}06$ mm átmérőjű szemcsék részaránya kisebb volt 15%-nál, de relatív tömörség 55 és 62% között változott. Egy másik esetben ez a részarány nagyobb volt 15%-nál, aminek következtében — bár T_{re} itt is hasonló (60%) volt — a talaj finomszemcse-tartalma 10 és 90%, a relatív tömörség pedig 44 és 88% között változott.

TURNBULL és MANSUR (1973) szerint az alapozásra alkalmas hidraulikus feltöltés relatív tömörségére $T_{re} = 50$–60%-ot célszerű előírnunk (a szerkezet érzékenységétől függően), de legalább olyan tömörséget, hogy a folyósodás veszélyét kizárjuk. Számos hidraulikus feltöltést megvizsgálva azt találták, hogy tömörítés nélkül $T_{re} = 50$–60%, ha a $d < 0{,}06$ mm átmérőjű szemcsék részaránya 10%-nál kisebb. Ezek szerint a hidraulikus feltöltéseket az esetek többségében *tömöríteni* kell. Megfigyeléseik szerint a vibroflotáció a leghatásosabb, de példáikban szerepel a traktor, a buldózer, a vibrohenger és a gumiabroncsú henger (itt a finom szemcsék részaránya 20% volt) is, egy esetben pedig facölöpökkel tömörítették a feltöltést.

Ha a hidraulikus feltöltésnek az elkészülte (vagy a dréneződési folyamat lezajlása) után mért tömörsége, ill. a homogenitás mértéke számunkra nem megfelelő, a talaj tulajdonságait javítanunk kell. Erre a célra megfelelő lehet a tömörítés (pl. a vibroflotáció vagy a nehéz döngölés), a talaj részleges kiemelése és tömörítése vagy az előterhelés. Az utóbbi módszert használták a WHITMAN (1970) által említett egyik esetben, amikor is egy 6 m magas és 54,4 m átmérőjű földtömeggel 60 cm süllyedést váltottak ki a laza feltöltésben.

4.4.5. Feltöltések készítése szemétből

A szemétdepóniák korszerű, a környezetvédelmi szempontokat messzemenően figyelembe vevő kialakítását (vö. a 4.3. fejezettel) ma már a legtöbb országban szigorú előírások szabályozzák. Első lépésként sok helyen már a szemétnek alkotói szerinti osztályozását is elvégzik (Ausztriában pl. ezt már az alsó iskolákban is oktatják). A depónia helyének kijelölésekor fő szempont, hogy a talaj és talajvíz szennyeződése minimális legyen, de ezenkívül egyéb körülményeket is mérlegelnek (pl. az uralkodó szélirányt, főleg akkor, ha az égetés is szóba kerül). A depónia helyének kijelölésekor a településtervezés és az alapozástervezés szempontjai háttérbe szorulnak. Ennek

ellenére a mérnöki szakágnak (és ezen belül a geotechnikának) is megvannak a maga feladatai, nevezetesen a szennyeződés mértékének csökkentésére irányuló talajmechanikai és hidrológiai vizsgálatok, valamint a depónia tömörítésére vonatkozó irányelvek kidolgozása.

A *szennyeződés* veszélye a feltöltés összetételétől, az éghajlati adottságoktól (hőmérséklet és csapadék), a talajvíz helyzetétől, valamint a talaj fizikai és kémiai jellemzőitől függ. Ezen tényezők közül különös jelentősége van a depónia feküjét képező természetes vagy mesterséges talaj áteresztő, diffúziós és adszorbciós jellemzőinek. Elsődleges szempont, hogy a fekü (agyag) áteresztőképességi együtthatója a lehető legkisebb legyen. Ebben az esetben (és feltételezve, hogy a hidraulikus gradiens is kicsi) a szivárgást a *diffúzió* irányítja. Ha a talajon sóoldat halad keresztül, a folyamatot a következő differenciálegyenlet írja le:

$$\frac{dc}{dt} = D\frac{dc^2}{dz^2} - \frac{\varrho_d K}{n}\frac{dc}{dt}, \tag{4.36}$$

ahol D a diffúziós együttható, a ϱK szorzat pedig az „adszorpciós érték" (ϱ_d a száraz térfogatsűrűség, K az oldat adszorpciós együtthatója), n a talaj hézagtérfogata vagy a térfogat szerinti víztartalom.

A laboratóriumi vizsgálatok a számításba vett sóoldatokat külön-külön diffundáltatva félrevezető eredményeket adnak. Ebből kiindulva Barone et al. (1989) kísérletsorozatokat végeztek, a következő konklúziókat vonva le ezekből:

— a vizsgálatokat a tényleges helyzetnek megfelelően kell végezni, mert nem közömbös a szennyező anyag összetétele;

— ha több alkotó van, figyelembe kell vennünk a kémiai kölcsönhatást is;

— Na- és K-ra D 20%-kal kisebb, Cl-ra 25%-kal nagyobb, mint *egyetlen* szennyező anyag esetén (ez az elektrokémiai kölcsönhatás következménye);

— a ϱK-érték Na- és K-ra 60%-kal kisebb, mint az „egyedi" esetben (ez elsősorban a kation-migráció következménye);

— Ca és Mg esetén elmélettel nem követhető, különleges helyzet alakul ki, mert általában az agyag is ezeket köti le eredeti állapotában.

Nem közömbösek természetesen a fekü alakváltozási jellemzői sem, részben a depónia okozta összenyomódás és a feltöltés mozgása által kiváltott negatív köpeny-súrlódás szempontjából. (Az utóbbi jelenségnek itt fokozott figyelmet kell szentelnünk, mert a cölöpalapozás gyakoribb, ugyanakkor veszít is e kérdés a jelentőségéből, mert a szemétfeltöltés jelentős kompresszibilitása miatt az ülepedési sebesség a kritikusnál nagyobb.)

A *beépítési tömörség* elsősorban a beépített anyag jellemzőitől, a deponálási technikától, a felhasznált járművektől (tömörítő eszközöktől) és a tömörítési energiától függ (Wiemer, 1985). Az is megoldás lehet, hogy egymást követően más-más eszközt használunk fel. A tömörségnek a mélységtől és a beépítési körülményektől való függőségét vizsgálva azt kapjuk, hogy a vékony rétegekben való terítés a teljes mélységben viszonylag nagy és egyenletes tömörséget biztosít.

4.4.6. Feltöltés készítése javított tulajdonságú talajokból

A beépítendő talaj keverése más anyagokkal az *útépítés* módszertanának egyik fejezetét képezi, célja a pályaszerkezetre káros hatások kiküszöbölése vagy teherbíró pályaszerkezet („stabilizált földút") kialakítása. A mérnöki gyakorlat egyéb területein — ha az injektálást nem számítjuk ide — elsősorban a kötött talajok kezelésére használják ezt a módszert (pl. az áteresztőképesség csökkentésére), elvétve egyes alapozási feladatok megoldására is („cementtalaj" az alapok alá, a térfogatváltozási veszély csökkentése). Alapozásra alkalmas feltöltés igen ritkán készül ezzel a módszerrel, ezért a következőkben nem foglalkozunk teljes részletességgel e kérdéssel, de feltételezzük, hogy a módszer sok esetben gazdaságos lehet.*

A keverés legegyszerűbb esete az, amikor egy durvább talajhoz finomabbat keverünk, jobb tömöríthetőséget, kedvezőbb szilárdsági és alakváltozási jellemzőket biztosítva ezzel. A klasszikus értelemben vett *stabilizáció* idegen anyagok — cement, mész, bitumen vagy egyéb anyagok — felhasználásával éri el a fizikai-kémiai tulajdonságok javítását. Ezek közül az alapozási gyakorlatban szinte kizárólag a cement és a mész jöhet szóba. Ezek kedvező hatását a *térfogatváltozási veszély* csökkentésére az 1.5.3.4. fejezet tárgyalta, így itt csak az egyéb előnyökre, valamint a módszer felhasználásának feltételeire térünk ki.

A *cement* adagolása olyan tartósan szilárd és kevésbé összenyomható keveréket biztosít, amely a vízzel és a faggyal szemben is ellenálló. Az Atterberg-határok és a lineáris zsugorodás már 2–6%-os adagolás hatására is jelentős mértékben változna. Cementtel való kezelésre azok a homokok és iszapok a legalkalmasabbak, amelyek 25%-nál kevesebb agyagfrakciót tartalmaznak.

A *mész* szervetlen (!) kötött talajok kezelésére alkalmas, az agyagtartalom (I_p stb.) felső határát csak a keverés nehézkessége korlátozza; tömeg szerinti optimális mennyisége 3–7%. A mésszel való keverés kedvező (flokkulált) szerkezetet hoz létre, ennek, valamint a kationcserének, a karbonizációnak és a puzzolán-reakciónak köszönhetően nő a talaj szilárdsága. (A kationcsere mértéke a kolloidkémiai jellemzők ismeretében, a lyotrop-sor segítségével prognosztizálható.) A Proctor-görbék módosulásával az is igazolható, hogy a mészadagolás a nagy víztartalmú talajok tömörítését megkönnyíti. A tervezés során figyelembe kell venni, hogy az „öregedési folyamat" annál lassúbb, minél több meszet adagoltunk. (Pl. 8%-ot adagolva a 6 hónapos q_u érték közel kétszerese az 1. hónap végén kialakult értéknek.)

A *bitumen* a szemcsék körül filmet képez, ezzel csökkenti minimumra a víz hatását. Optimális adagolási aránya 4%; kedvező eredményt csak akkor várhatunk, ha a talaj víztartalma 4 és 12% között van. További megkötés, hogy a talaj a $d < 0{,}076$ mm átmérőjű és a $d > 0{,}472$ mm átmérőjű szemcsékből egyaránt max. 50%-ot tartalmazzon.

* Nem vitatható a lektori vélemény jogosultsága, amely szerint emelte volna e fejezet színvonalát a gazdag hazai irodalom, ill. eredmények bemutatása, különös tekintettel a stabilizált földutak építésének hazai tapasztalataira. (A szerk.)

Az *egyéb* anyagok közül megemlíthető az alumínium-klorid és a porrá tört vas (Matsuo és Kamon, 1981), valamint a gipsz Wagener et al., 1981). Mindkettőt agyagok tulajdonságainak javítására használták.

4.5. Síkalapozás feltöltésen

Az az általános — a szabályzatokban is rögzített — irányelv, hogy *gazdaságossági* okokból síkalapozásra kell törekedni, a feltöltés vonatkozásában fokozott mértékben érvényes, éspedig a következő *műszaki* körülmények miatt:

— viszonylag gyakran előfordul, hogy a feltöltést mélyalappal (pl. vert cölöppel) nehéz harántolni;

— a fekü vonalát (a teherbíró talaj felszínét) csak nagyobb feltárási munkával lehet viszonylag pontosan megállapítani;

— ha a nagy vastagságú, kompresszibilis termett talaj jelentős vastagságú feltöltéssel van fedve, az alapozási síkot igen mélyen kellene felvenni;

— a cölöpöket igen nagy negatív köpenysúrlódás terheli akkor is, ha nincs az ülepedésen és a fekü alakváltozáson kívül más hatás (zsugorodás, roskadás).

A síkalapozás lehetőségét vizsgálva először az ezt fenyegető veszéllyel kell foglalkoznunk (4.5.1. fejezet). Ha ezek a víz és a különleges hatások elleni védekezéssel sem háríthatók megnyugtatóan el, talajcserére (4.5.2. fejezet) vagy a feltöltés tömörítésére (4.5.3. fejezet) van szükség. A statisztika szerint nagy veszélyt jelent a belső feltöltések szakszerűtlen kialakítása, valamint az erre helyezett padozatok és válaszfalak szakszerűtlen alapozása.

A 4.5. fejezetben vannak olyan témák (pl. talajcsere és a tömörítés), amelyek a könyv első három fejezetében is szerepeltek. Az ott ismertetett általános irányelvek itt is felhasználhatók, mégis újra kell tárgyalnunk ezeket, mert — amint azt az erre vonatkozóan bemutatott példák is bizonyítják — más a károsodás várható jellege és mértéke, valamint a védekezés metodikája.

Síkalapozás tervezve különbséget kell tennünk aszerint, hogy régi (többnyire szakszerűtlenül készült) vagy olyan feltöltésről van szó, amelyet — a 4.4. fejezet irányelvei szerint — alapozásra alkalmasnak képeztek ki. Mivel utóbbiak az átlagosnál jobb termett talajnak felelnek meg, ezek csak kontrollvizsgálatokat és számításokat igényelnek; ez nem jelenti azt, hogy adott esetben a felszerkezet bizonyos mértékű erősítése vagy a víz és egyéb hatások elleni védekezés nem szükséges.

4.5.1. A síkalapozású épületeket fenyegető veszélyek

Ha a feltöltés természetes talajból készült, a könyv első három fejezetében ismertetett jelenségek mindegyike felléphet, tehát a térfogatváltozás (duzzadás és zsugorodás), a roskadás, a szerves bomlás és a nagymértékű statikus kompresszió. Ugyanakkor ezek a feltöltés gyakran veszélyesen változó vastagsága és az említett termett talajokénál nagyobbfokú heterogenitása miatt kevésbé pontosan prognosztizálhatók, ami növeli a veszély mértékét. Mindezen felül esetenként egyéb jelenségekkel is számolnunk kell:

üregek beomlásával (vagy éppen fokozott üregképződési veszéllyel), oxidációs és egyéb kémiai folyamatokkal, a finom szemcsék kimosódásával. Így érthető, hogy a 4.2. fejezetben ismertetett statisztika szerint a feltöltés a legveszélyesebb „altalaj".

Mindezek ellenére számos olyan síkalapozású épület van, amely igen hosszú ideje áll sértetlenül, annak ellenére, hogy minden óvintézkedés nélkül, tehát *hagyományos módon* alapozták. Ezekről az épületekről nem készült felmérés, felhasználhatjuk viszont az épületkár-statisztikát, azokat az épületeket kiemelve, amelyek hosszú ideig sértetlenül álltak. A 4.2. fejezetben ismertetett statisztikában 22 ilyen épület van; a feltöltés vastagságát és anyagát, a károsodást szenvedett elemek megnevezését, valamint a károsodás okát vizsgálva a következő érdekes megállapításokat tehetjük.

a) A szóban forgó épületek átlagosan 86 évig álltak sértetlenül, 50%-uk több, mint 50 évig (tehát a tervezett élettartamig).

b) Az alapok alatti maximális rétegvastagságok átlaga 2,7 m, a medián 2,0 m, a maximális érték 10 m.

c) A feltöltés vastagságában egy-egy épületen belül mért különbség átlagosan 1,22 m, a legnagyobb érték 2,2 m.

d) A 22 épület közül négy „vegyes alapozású" (az épület egy része feltöltésen, más része termett talajon áll), a feltöltés maximális vastagsága itt 1,55–2,2 m.

e) Anyagukat tekintve van 2,1–2,4 és 3,5 m vastag salakos, törmelékes, 1,2 m vastag salakos ($I_{om} = 13–18\%$) és 5,5 m vastag törmelékes iszapfeltöltés. A Budapest, Kertész u. 36. sz. alatti lakóház 49 évig állt sértetlenül 2,0–2,2 m vastag, üregeket is tartalmazó szemétfeltöltésen.

f) A károsodást az esetek 92%-ában az alapok alá szivárgó víz, 3%-ban a melléépítés, 5%-ban egyéb hatások váltották ki.

Ezek az adatok a következőket bizonyítják:

— van reális lehetőség feltöltések esetén is biztonságos síkalapozásra;

— legnagyobb gondot a víz távoltartására kell fordítanunk.

A vizsgálat céljára olyan épületeket ajánlatos kiválasztani, amelyek már legalább hat évig álltak, mert ilyen módon kizárhatjuk a statikus kompresszió (egyenlőtlen süllyedés) hatását, továbbra is veszélyesnek tekintve ezt a jelenséget, hiszen a tapasztalatok szerint a szerkezeti elemek károsodását az esetek 21,7%-ában ez idézi elő.

Vizsgáljuk először az *alapok alá szivárgó víz* hatását. Ez megnyilvánulhat a talaj duzzadásában, a finom szemcsék kimosódásában (esetleg üregképződésben), a kötött talaj felpuhulásában (I_c és E_s csökkenésében), de a leggyakrabban észlelt jelenség a *roskadás*. Egy, 32 vízbeszivárgás okozta roskadás hatására károsodott épülettel foglalkozó tanulmány vizsgálta: az épületeken mért maximális süllyedéskülönbséget, a feltöltés vastagságát, a talpfeszültséget (vagy ahol ez nem ismert, a szintek számát), az ε_r fajlagos roskadását és a roskadásból visszaszámított C_r ágyazási együtthatót. A fajlagos roskadás számításakor feltételeztük, hogy *a)* a roskadást nem szenvedett épületszakasz mozgása a vizsgáltéhoz viszonyítva elhanyagolható, *b)* a víz csak a feltöltésben idézett elő roskadást. (Az utóbbi feltételezés helyességét valószínűvé teszi az a körülmény, hogy a feltöltés áteresztőképessége lényegesen nagyobb az alatta fekvő termett talajénál.) Az ε_r-érték a feltöltés teljes vastagságára, ill. — ha ez változó — a legnagyobb vastagságra vonatkozik; utóbbi esetben a számérték előtt

egyenlőtlenségi jel áll. Az ágyazási együttható számításához szükséges talpfeszültséget eléggé kevés szakvélemény adta meg, így a szerkezeti elemek esetében ez csak a szintek számával jellemezhető; a padozat terhelése 2 kN/m^2-rel vehető figyelembe.

A vizsgálatok szerint mind a fajlagos roskadás, mind a maximális süllyedéskülönbség igen nagy. A fajlagos roskadás minden esetben meghaladta a kritikus értéket (1%-ot), átlaga min. 5,5%. Mivel az átlagos talpfeszültség 100 kN/m^2 körül volt, az átlagos „összenyomódási modulus" értékére durva becslésként

$$E_s = \frac{100}{0{,}055} = 1800 \text{ kN/m}^2\text{-t}$$

kapunk, ami a meglehetősen nagy szervesanyag-tartalmú talajok E_s-értékének felel meg. Ami a maximális süllyedéskülönbséget illeti, erről megállapíthatjuk, hogy átlagos értéke (10,46 cm) 3,3-szerese a kritikus értéknek (amely a 3.11. táblázat szerint itt 3,2 cm, mert hirtelen alakváltozásról van szó).

Figyelemre méltó eredmény az is, hogy a feszültség és süllyedés (itt: roskadás) hányadosa, vagyis az ágyazási együtthatóval alakilag is egyező C_r padozatok esetén a tervezési segédletek által feltételezett érték 1/500–1/1000-részének felel meg. A két jellemzőt a terhelés függvényében rendezve azt is megállapíthatjuk, hogy a fajlagos roskadás σ-val fokozatosan csökken (C_r pedig nő), összhangban a 4.3.6. fejezetben írottakkal.

Térjünk át a *statikus kompresszió* okozta károkra. A 4.2. fejezetben ismertetett statisztika szerint ilyen jellegű kárt leggyakrabban az egyenlőtlen rétegződés (39 + 14 = 53%) idéz elő, de jelentős az „egyenletes rétegződés" (23%) és az „egyenlőtlen terhelés" (12 + 12 = 24%) részaránya is.

Az egyenlőtlen rétegződés okozta veszély a 3.63. ábra segítségével ítélhető meg (vö. a 3.5.2. fejezet számpéldájával is). Az ennek alapján — vagy egyéb módszerrel — számított mozgáselemeket azokkal a kritikus értékekkel kell összevetni, amelyek az adott talajnak vagy a várt hatásnak (gyors-lassú alakváltozás) felelnek meg.

Az egyenletes rétegződés nagy arányszáma a 3.5.2. fejezetben említett „Leussink-hatással" magyarázható. A véletlen jellegű süllyedéskülönbség feltöltésekre nagyobb, mint bármely más talajra, mert

— heterogenitása az esetek túlnyomó többségében nagyobb mértékű, mint a többi talajé;

— mindig „első" (tehát nem mélyen fekvő) réteg, így a Leussink-statisztika kedvezőtlenebb értékei ($\Delta s_{max} = 0{,}45\ \bar{s}$) érvényesülnek.

Ebből az következik, hogy a SKEMPTON—MACDONALD (1956) és LEUSSINK (1955) statisztikájának egybevetésével a kritikus *átlagos* süllyedésre kapott értékeket feltöltések esetén szigorúan kell venni. Így talpalapok esetében a számított (várható) süllyedés lassú konszolidáció esetén 5,0–5,2 cm-nél, gyors konszolidáció esetén 3,5–3,6 cm-nél lehet nagyobb.

Az egyenlőtlen terhelés hatása, a várható süllyedéskülönbségek a szokásos módon számíthatók.

Általános esetben a feltöltésen álló épület süllyedése három részből tevődik össze: a feltöltésnek az alapok terhéből adódó összenyomódásából, a feltöltés ülepe-

déséből és a fekü alakváltozásából. Adott esetben előfordulhat, hogy ezek közül egy (esetleg kettő) elhanyagolhatóan kis alakváltozással jár, vagy az alakváltozás ugyan viszonylag jelentős, de vízszintes értelemben közel egyenletes, és ezért nem jelent a szerkezetre veszélyt. (Az utóbbi esetben azonban az abszolút süllyedéssel arányos véletlen jellegű süllyedéskülönbségekre is gondolnunk kell.) A nagy egyenletes süllyedés csatlakozási (út, közmű) problémákat okozhat. Szemétből és szerves anyagból álló feltöltések esetében a süllyedést a szerves bomlás, erre hajlamos feltöltések esetében pedig a nagyobb hézagok vagy üregek statikus teherre bekövetkező beomlása is fokozhatja.

A feltöltésen való síkalapozás olyan területeken is — viszonylag gazdaságosan — megoldható, ahol a fagybehatolás mértéke a mérsékelt égövinek többszöröse (MARKINOV, 1977; TISIN, 1978).

A közvetlenül a feltöltésre való alapozás a legtöbb esetben szükségessé teszi a *felszerkezet* megerősítését, teherbírásának a szokásos mértéken túli megnövelését. Ebben a vonatkozásban közömbös, hogy az alapok milyen talajon állnak, így az 1.5.5.1., 2.6.2. és a 3.5.7. fejezetekben írottak itt is felhasználhatók. A kifejezetten feltöltésen (vagy az erre helyezett csere talajon álló épületekre a következő megoldásokat találjuk az irodalomban.

Egy kurszki lakótelepen az ötszintes épületek sávalapjainak alsó, 40 cm magas részét monolit vasbetonból készítették (erre kerültek az előregyártott alapok). A szinteket előregyártott vasbeton födémek választották el, a 2. és 3. szint közé 15 cm magas vasbeton koszorú került, 12 cm^2-es vaskeresztmetszettel (KRUTOV és TEPLICKIJ, 1961).

Egy hétszintes épületen az 1., 2. és 4. szinten képeztek ki 14 cm magas, tíz 10 cm átmérőjű betonacéllal erősített koszorút, a falakat pedig monolit téglablokkokból építették (VASZILJEVSZKIJ és ZAHARENKOV, 1962).

SZITNIKOV (1973) megfigyelései szerint a károsodások nagy része annak következménye, hogy a dilatációt nem vezetik át az alapokon (ez a szigetelések épségét is veszélyezteti). Véleménye szerint csak a monolit vasbeton alapok adnak kellő védelmet a felszerkezetnek.

HENDEL (1975) szerint a vastag feltöltésen álló épületeket úgy kell dilatációkkal részekre osztani, hogy egy-egy szakasz hossza ne legyen több magasságának és szélességének 2,5-szeresénél. Nagy szerepet tulajdonít a monolit vasbeton födémeknek is.

A hazai épületkár-statisztika szerint a feltöltésen álló, károsodott épületek 75%-a egy- vagy kétszintes volt. Ebből az a következtetés vonható le, hogy *a)* nagyobb magasságú épületek károsodásának valószínűsége nem nagyobb, mint az egy-két szintes (de kisebb merevségű) épületeké, *b)* a feltöltésre alapozott épületek tervezése során arra kell törekednünk, hogy a szerkezet merevsége nagyobb mértékben nőjjön, mint az önsúlya, *c)* a „kis" épületekhez legalább olyan alapos talajvizsgálat szükséges, mint a többemeletes épületekhez.

Lényeges mértékben csökkenthetjük a károsodás valószínűségét az *alapozási rendszer* megfelelő kialakításával is. Így pl. talp- vagy sávalapot tervezve a süllyedéskülönbségeket csökkenthetjük, ha

— a talpfeszültség nem haladja meg a 150 kN/m^2-t [hogy az alakváltozási diagram lineáris (vagy közel lineáris) szakaszában maradjunk],

— nagyságát pedig az épületen belül szükség szerint differenciáljuk;

— a változó rétegvastagságot lépcsőzéssel követjük (a lehetőségek szerint elkerülve a részleges alápincézést).

Szeged egyik városrészében a háromemeletes lakóépületeket és egy földszintes üzletházat vasbeton sávalapokkal, közvetlenül a 2,2–3,5 m vastag, kötött talajból készült (és kissé szerves) feltöltésre alapozták (KELLNER és UNGÁR, 1963). A kivitelezés után négy évvel az épületek sértetlenül álltak, repedések csak az üzletház egyik nem teherhordó falán jelentkeztek; itt a DNy-i rész a dilatáció miatt önálló mozgást végzett, a lehajlás 6 cm, a szögforgás 1 : 300 volt, az ÉK-i részen 7 cm lehajlás és 1 : 254-es szögforgás volt mérhető. Az emeletes épületek a süllyedéskülönbség ($\Delta s = 2$–3 cm) hatására kismértékben elbillentek.

A lemezalapnak — a nagyfokú heterogenitás miatt — nagyobb létjogosultsága van, mint bármely más talaj esetén.

Lemezalapra helyeztek Szingapúrban két földszintes és egy kétszintes épületet, az utóbbi alatt facölöpöket fogva be a lemezbe (TAN, 1977); az alapok alatt 4 m vastag szemétfeltöltés van, amit annak idején igen puha ($w = 70\%$) tengeri agyagra terítettek. A kivitelezés után négy évvel a földszintes épületeken észlelt süllyedéskülönbség (= 15 mm) repedéseket idézett elő a téglafalakon, de ezek nem okoztak problémát. (Ismét egy példa arra, hogy a teljes repedésmentességre való törekvés általában nem indokolt.)

A sávalapokhoz képest nagyobb biztonságot ad a gerendarácsalap. Ezt a megoldást választotta pl. MARKINOV (1977) egy olyan területen, ahol a fagyhatár több méter mélységben van. A drénezett homokfeltöltésen álló alapok $\Delta s = 5$–8 cm-es süllyedéskülönbséget szenvedtek, de a falakon nem jelentkeztek repedések. (Ennek egyik oka valószínűleg az volt, hogy a teherhordó és belső falakat vasbeton koszorúval kötötték össze.)

A síkalaptípusok közül a legnagyobb biztonságot a dobozalap biztosítja, nemcsak a heterogenitást kiküszöbölő és a lokális jelenségek okozta veszélyt csökkentő hatása, hanem nagy merevsége miatt is.

Dobozalapnak tekinthető a KÉZDI (1955) által említett német példa azon megoldása is, amikor a négyszekciós épület alatt kiképzett, 50 kN/m^2-rel igénybe vett, végigmenő vasbeton lemez fölé vasalt külső pincefalakat húztak fel, összekötve ezeket a pincefödémmel. (Az altalaj 8–10 m vastag építési törmelék volt.) Az épület ugyan jelentős süllyedést (billenést) szenvedett, de repedések nem jelentek meg.

A folyamatos süllyedés *sajtók* beépítésével is ellensúlyozható. Erre mutat be — az alábányászott területekre kidolgozott módszer alapján példát HENDEL (1975). A pincefalak blokkjainak felső sorában 4–6 m-ként, 1,5 m hosszúságban különleges blokkot kell beépíteni a vasbeton koszorúk alá; a sajtó beépítésére egy gyenge habarcson álló téglára támaszkodó fészek szolgál. Az emelés mértékének megfelelően a koszorú és a pincefal közötti nyílásba — különböző helyekre — acéllapokat illesztenek, és közéjük ékeket vernek be; az emelés végén a keletkezett hézagot félszáraz cementtejjel töltik ki. Egyszerre legfeljebb 10 sajtóval végzik az emelést, egy-egy ütemben 3–4 mm-t emelve.

4.5.2. Alapozás cseretalajon

A kedvezőtlen réteg teljes vagy részleges eltávolítása és más talajjal (esetleg ugyanazon — de tömörítve visszahelyezett — talajjal, salakkal stb.) való helyettesítése bármely talajfajta esetén műszakilag megfelelő és viszonylag olcsó alapozási megoldást jelent (vö. az 1.5.3.1., 1.5.3.2., 2.6.3.7. és 3.5.4. fejezetekkel). Ennek a műveletnek (a „talajcserének") egyik alternatívája, amikor a meglévő feltöltés felszínére (annak tömörítése után) a létesítmény műszaki követelményeit kielégítő anyagot („homokpárnát") helyezünk, ebben az új rétegben véve fel az alapozási síkot.

A cseretalaj *anyagát* úgy kell megválasztanunk, és olyan tömörséget kell előírnunk, hogy a cseretalaj és a bentmaradó feltöltés együttes alakváltozása a megengedett érték alatt maradjon. Ez a következő feladatok megoldását jelenti.

a) Ha a feltöltés anyaga puha (szerves stb.), a cseretalaj benyomódását — pl. geotextília terítésével — meg kell akadályoznunk.

b) A cseretalajba szivárgó víz (akár a később felemelkedő talajvíz is) ennek finom szemcséit bemoshatja a feltöltésbe. Ez ellen úgy védekezhetünk, hogy

— a szűrőszabályt felhasználva a cseretalajt két (vagy több) rétegből alakítjuk ki, vagy

— a cseretalaj anyagát (vagy más anyagot, pl. homokot) beiszapoljuk a feltöltésbe.

Az utóbbi megoldásnak az a további előnye, hogy tömörebbé teszi a feltöltést (így pl. üregeket is megszüntethet), ezáltal nő a talaj nyírószilárdsága és összenyomódási modulusa. Adott esetben ez a művelet „előzetes elárasztásnak" is felfogható, aminek eredményeképpen a potenciális roskadás egy része lezajlik.

c) A cseretalajt a 4.4. fejezet irányelvei szerint kell terveznünk, hogy az ott említett káros alakváltozásokat (roskadást, térfogatváltozást stb.) kiküszöböljük, különben — szélső esetben — az eredetinél kedvezőtlenebb helyzetet teremtünk.*

A szolnoki lakótelep egyik 11 szintes épületének lemezalapja alá 2 m vastag cseretalajt terveztek, hogy az átlagosnál valamivel puhább agyag statikus alakváltozásának egy részét (egy viszonylag kis részét!) kiváltsák. A talajcsere anyaga homokos kavics (az épület egy része alatt osztályozott kavics volt), beépítésekor a talajvíz szintjét lesüllyesztették. A később felemelkedő talajvíz hatására a laza homokos kavics jelentős roskadást szenvedett, finom szemcséi az osztályozott kavicsba mosódtak (ahol ilyen anyag volt), aminek következtében az épület 20 cm nagyságú billenést szenvedett.

d) A cseretalaj által kiváltott rekompresszió mértékét a térfogatsúly csökkentésével is elérhetjük, pl. úgy, hogy pernyéből készítjük azt (l. a 4.3.7.2. fejezetet).

Ha a pernyét mésszel vagy cementtel kezeljük, csökken a kompresszibilitása és az áteresztőképessége (vö. a 4.3.7.2. fejezet szerint akár egy nagyságrenddel is). Az utóbbi jelenség előnyei különösen akkor aknázhatók ki, ha a cseretalajon átszivárgó víz a feltöltés jelentős alakváltozását idézné elő.

A cseretalaj *vastagságát* a következő három szerepének mérlegelésével (és ezek „számszerűsítésével") kell megállapítani:

* A talajcsere tervezésénél a vonatkozó Műszaki Előírás (ME) irányelvei, ill. előírásai kötelező érvényűek. (A szerk.)

— közel zérus lesz a feltöltés eredeti, a cseretalaj vastagságával arányos alakváltozása (pl. roskadása);

— a kétrétegű rendszerre érvényes törvényszerűségeknek megfelelően a cseretalaj függőleges méretének növelésével egyre kisebb feszültség jut a bentmaradó feltöltésre;

— a „süllyedések fészke" lejjebb kerül, ezáltal csökken a LEUSSINK (1955) által észlelt véletlen jellegű süllyedéskülönbségek (roskadáskülönbségek stb.) nagysága (vö. a 3.5.4. fejezettel).

A feltöltés heterogenitása miatt a cseretalaj szükséges vastagságát a tervezés stádiumában nem lehet mindig egyértelműen megállapítani. Nyíregyházán egy kétszintes épület alá 50 cm vastag cseretalajt terveztek, hogy a korábbi mocsaras területre felhordott, 1,8–2,6 m vastag, salakos, törmelékes homokfeltöltés alakváltozása a megengedett érték alatt maradjon, de vízszintsüllyesztésre se legyen szükség. A tervező által — a terület ismeretében óvatosságból kért — művezetés során kiderült, hogy egyes helyeken szemétfeltöltés van, ami a cseretalaj vastagságának növelését teszi szükségessé. Ez az eljárás jó példa a TERZAGHI által javasolt „learn as you go" módszerre és ennek előnyeire.

Bár a *teljes talajcsere* általában költséges (főleg akkor, ha talajvízszint-süllyesztéssel párosul), sokan javasolják ezt (pl. HENDEL, 1975), elsősorban olyan esetekben, amikor az így kialakult tér pinceként (vagy garázsként) hasznosítható. Ennek a megoldásnak olyan területeken (pl. Japánban) is sok híve van, ahol az épületeket gyakori és nagy intenzitású földrengések veszélyeztetik.

Teljes talajcserének fogható fel az az eset is, amikor az épületet — a feltöltést teljes mértékben eltávolítva — bevágásban létesítik. Így készült a M. I. T. (USA) lemezre alapozott diákközpontja is (LAMBE és WHITMAN, 1979). A vizsgált területet 4,5 m vastag puha feltöltés fedi, alatta 6 m vastag kavics fekszik, amit 22,5 m vastag puha agyag követ; a lemezt a feltöltésben alapozva a várható süllyedés 30 cm lett volna. Az épület helyén 258 MN súlyú feltöltést emeltek ki, majdnem annyit, mint az épület teljes terhe (=330 MN), a várható süllyedést ezzel 50–75 mm-re csökkentve. A szerzők szerint az épület így úszó hajóként viselkedik („flotation").

Nehezebben kezelhető esettel állunk szemben, amikor a feltöltés vastagsága — szükségszerűen — változó. Ennek egyik határesete a *vegyes alapozás* (amikor az épület egy része termett talajon, másik része cseretalajon áll). Erre került sor a KRUTOV és TEPLICKIJ (1961) által említett esetben, amikoris a „termett talaj" márga volt. A süllyedéskülönbség csökkenése céljából a márga fölé is tettek homokpárnát, Δh ez a szakasz 14–22 mm-t, a többi 27–64 mm-t süllyedt. Egy vegyes alapozás esetében a sok építési törmeléket és háztartási szemetet is tartalmazó, 6 m vastag feltöltést teljes egészében kicserélték, a szerkezetet megerősítették, így az épület a süllyedéskülönbséget károsodás nélkül felvette.

Irodalom a 4. fejezethez

BARDEN, L.: Tömörített és telítetlen agyagok konszolidációja. *Géotechnique*, 1965. 3.

BARONE, F. S., YANFUL, E. K., QUIGLEY, R. M. és ROWE, R. K.: Szennyező anyagok migrációjának hatása néhány házi szemét diffúziójára és adszorpciójára természetes agyagban. *Can. Geot. J., 1989. 2.*

Barnell, L.: Fagyott szemcsés talajok tulajdonságai és felhasználásuk gátépítéshez. *6th ICSMFE*, Vol. II. Montreal, 1965.
Caldwell, J. A., Smith, S. A., Wagner, J.: Szénpala-feltöltés emelkedése. *Can. Geot. UJ.*, 1984. 2.
Casagrande, A. (1932): The structure of clay and its importance in foundation engineering. *J. Boston Soc. Civ. Engrs.*, Vol. 19.
Casagrande, A. (1936): The determination of the preconsolidation load and its practical significance. *Proc. of the 1st Int. Conf. on SMFE*, Vol. 3., Cambridge
Charles, J. A., Driscoll, R.: Egyszerű helyszíni próbaterhelés kis vastagságú feltöltésen. *Ground Eng.*, 1981. 1.
Counoulos, D. G., Koryalos, T. P.: Laza feltöltések stabilizálása szilárdítással. *10th ICSMFE*, Vol. 3, Stockholm, 1981.
Day, R. W.: Nagy szemcséket tartalmazó feltöltés relatív tömörsége. *J. of Geot. Engr.*, 1989. No 10
Farkas J., Kovács M.: Szeméttelepen álló házak alapozása pernye-cölöpökön. *12th ICSMFE*, Vol 1. Rio de Janeiro, 1989.
Franklin, A. G., Orozco, L. F., Semran, R.: Kis szervesanyag-tartalmú talajok tömörítése és szilárdsága. *Proc. ASCE*, 1973. SM 7
Gorlovszkij, B. L. (1959): Alapozás salak-meddőhányón. *Osznovania, fundamenti i mehanika gruntov*, No 4
Gray, D. H., Liu, Y-K. (1972): A tömörített pernye mérnöki tulajdonságai. *Proc. ASCE, SM 4.*
Hendel, E. M. (1975): Nagy vastagságú roskadó löszön és kultúrfeltöltésen való építkezés Szamarkandban. *Osznovania, fundamenti i mehanika gruntov*, No 3
Houghton, L. E., Leonard, R. J., Riessen, G. J. (1981): Nagy modellalap-kísérletek szerkezeti feltöltések értékeléséhez. *10th ICSMFE*, Vol. 1. Stockholm
Kassif, G., Baker, R. (1971): Tömörített anyagok duzzadási potenciáljának változása az előrejelzéssel. *Proc. ASCE, SM 3.*
Keller J., Ungár T. (1963): Feltöltéses, szerves talajra alapozott épületek Szegeden. *Mélyép. Szle*, No 5
Kézdi Á. (1955): A feltöltési anyagok vizsgálata talajfizikai, alapozási és földműépítési szempontból. *Mélyép. Szle*, No 9
Kopácsy J., Rétháti L. (1962): Tervezési Segédlet a feltöltésen való alapozás és alapozásra alkalmas feltöltés tervezésére. *Építésügyi Dokumentációs Iroda*, Budapest
Kowalski, J., Orzeszina, H. (1988): A szerves agyagok hatása a kötött talajok duzzadási nyomására gátakban. *Proc. of the 2nd Baltic Conf. on SMFE*, Vol. 1. Tallin
Krutov, V. I., Teplickij, M. L. (1961): Lakóházak építése feltöltésen. *Osznovania, fundamenti i mehanika gruntov*, No 5
Krutov, V. I., Bulgakov, V. I., Korotkova, O. N. (1980): Vlijanie sztepeni povüsenia vlazsnoszti na otnoszitelnuju proszadocsnoszt i uplotnenie lesszovih gruntov. *Osznovania, fundamenti i mehanika gruntov*, No 1
Ladd, Gh., C., Lambe, T. W. (1961): Tömörített duzzadó agyagok azonosítása és viselkedése. *5th ICSMFE*, Vol. 1
Lambe, T. W. (1958): A tömörített agyag mérnöki viselkedése *ASCE, SM 2*
Lambe, T. W., Whitman, R. V. (1979): Soil Mechanics, Si Version. J. Wiley and Sons, New York
Lawton, E. C., Fragaszy, R. J., Herdcastle, J. H. (1989): Tömörített agyagos homok roskadása. *J. of Geot. Eng.*, No 9
Lefebvre, G., Ben Belfadhel, M. (1989): Egy nemplasztikus *till* átázás okozta roskadása. *12th ICSMFE, Vol. 1. Rio de Janeiro*
Legget, R. F. (1962): Geology and engineering. *McGraw-Hill.* New York
Levensztam, V. V., Zekun, N. Sz. (1974): Melegházak építése feltöltésen. *Osznovania, fundamenti i mehanika gruntov*, No 4
Love, J. P., Burd, H. J., Milligan, G. W. E., Houloby, G. T. (1987): Puha agyagon álló szemcsés feltöltés vasalásának elmélete és modellezése. *Can. Geot. J.*, No 4
Markinov, L. P. (1963): Feltöltésen álló épületek Zapoljarban. *Osznovania, fundamenti i mehanika gruntov*, No 2
Markinov, L. P. (1977): Épületek mély fagybehatolású területen létesített feltöltéseken. *Osznovania, fundamenti i mehanika gruntov*, No 6

Novais-Ferrera, H., Horta Da Silva, J. A. (1973): Duzzadó talajok felismerése, azonosítása és viselkedésük előrejelzése. *8th ICSMFE,* Vol. 2.2

Oeltzschner, H. (1985): Allgemeine Geisichtspunkte zur Abfalldeponie. Grundbauinst. der Landesgewerbeanstalt Bayern. Nürnberg

Pruska, L. (1971): Tömörített agyagok zsugorodása. *Proc. 4th Budapest Conf.*

Peynircioglu, H. (1965): Dobozalap nagy süllyedések és billenés ellen. *6th ICSMFE,* Vol. II. Montreal

Réthàti L. (1977): Altalaj eredetű épületkárok. *Akadémiai Kiadó,* Budapest

Rizkallah, V. (1978): A talajjavítás fejlődési tendenciái. *Bauingenieur,* No 5

Sandroni, S. S. (1989): Homoktöltések tömörségvizsgálata a tömörség-differencia módszerrel. *12th ICSMFE,* Vol. 1. Rio de Janeiro

Seed, H. B., Chan, C. K.: Tömörített agyagok szerkezete és szilárdsági jellemzői. *Proc. ASCE,* SM 5

Seed, H. B., Woodward, R. J., Lundgren, R. (1962): Tömörített agyagok duzzadási potenciáljának előrejelzése. *Proc. ASCE,* SM 3.

Skempton, A. W., MacDonald, D. H. (1956): The allowable settlement of buildings. *Proc. of the Inst. Cov. Engin.,* Vol. 5

Sowers, G. F. (1973): Szemétfeltöltések süllyedése. *8th ICSMFE,* Vol. 2.2.

Sowers, G. F. (1974): Analysis and design of lightly-loaded foundations. *Proc. of the Conf. on Analysis and design in geotechnical engineering,* Vol. II., Texas

Szorocsan, E. A. (1974): Létesítmények építése duzzadó talajon. Sztroizdat, Moszkva

Tan, S. B. (1977): Szerkezetek süllyedése tömörítetlen szeméten. *9th ICSMFE,* Vol. 1. Tokió

Tisin, V. G. (1978): Feltöltésre alapozott épületekkel szerzett tapasztalatok. *Osznovania, fundamenti i mehanika gruntov.* No 6

Turnbull, W. J., Mansur, Ch. I. (1973): Hidraulikus feltöltések tömörítése. *Proc. ASCE,* SM 11

Vasziljevszkij, V. E., Zaharenkov, M. M. (1962): Lakóház építése feltöltött talajokon. *Osznovania, fundamenti i mehanika gruntov.* No 3

Warkentin, B. P., Bozozuk, M. (1961): Két kanadai agyag zsugorodási és duzzadási tulajdonságai. *5th ICSMFE,* Vol. I.

Whitman, R. V. (1970): Szerkezeti terhet hordó hidraulikus feltöltések. *Proc. ASCE,* SM 1

Wiemer, K. (1985): Verhalten de Deponierkörpers. Grundbauinst. der Landesgewerbeanstalt Bayern, Heft 44. Nürnberg

Bibliotheca Academiae Scientiarum Hungaricae
MAGYAR TUDOMÁNYOS AKADÉMIA KÖNYVTÁRA

A kiadásért felelős
az Akadémiai Kiadó és Nyomda igazgatója
A nyomdai munkálatokat
az Akadémiai Kiadó és Nyomda végezte
Felelős vezető: Zöld Ferenc
Budapest, 1995

Felelős szerkesztő: Nagy Tibor
Műszaki szerkesztő: Agócs András
A fedéltervet készítette: Kiss Mihály
Nyomdai Táskaszám: 95.23613
Megjelent 49,6 (A/5) ív terjedelemben
Kiadványszám: I/254

06707

ALAPOZÁS KEDVEZŐTLEN TALAJOKON

Rétháti