

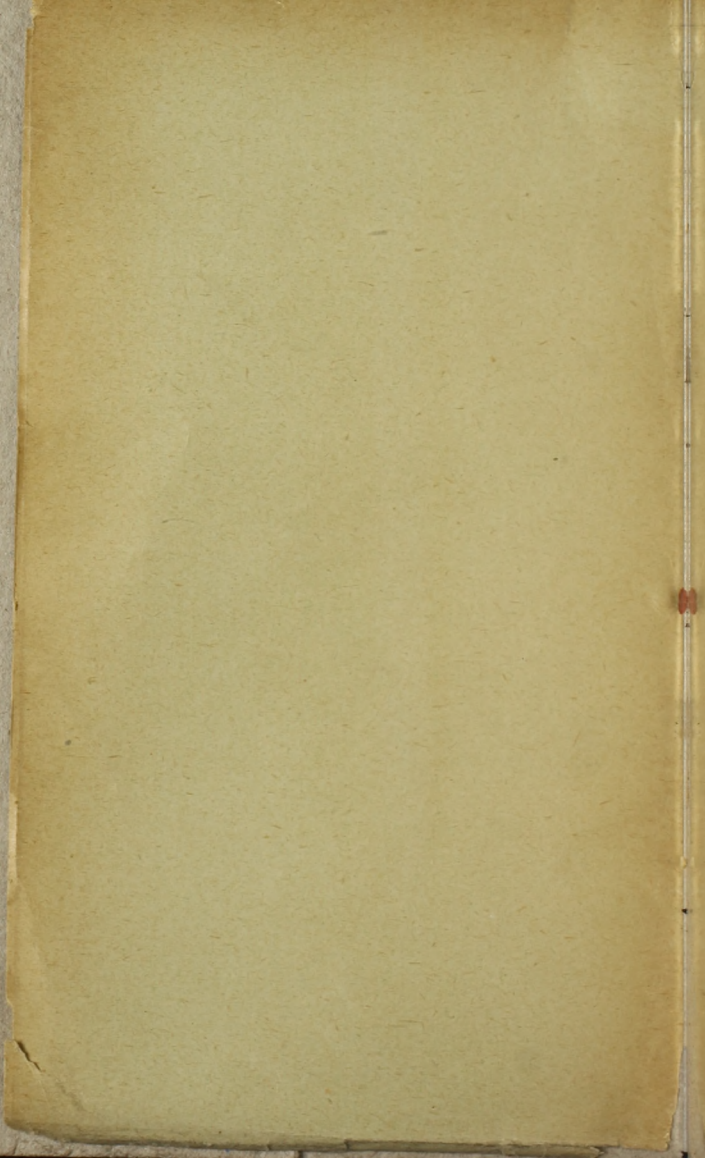
Encyel. o.

52.

158.

KORVIN TESTVÉREK
KÖNYVNYOMDAJA.
BUDAPEST, REVAY-UTÓZA 14.

224-25



Vasbetonszerkezetek a magasépítészetben

IRTA

MÜLLER FÉLIX

okl. építész,
műegyetemi tanársegéd.

1912

STAMPFEL-féle KÖNYVKIADÓHIVATAL
(Révai Testvérek Irodalmi Intézet Részvénytársaság)
Budapest, VIII. Üllői-út 18.

16689 KORVIN TESTVÉREK, BUDAPEST.

TARTALOM.

Bevezető rész.

	Oldal
I. <i>Alapelvek.</i> A vasbetonszerkezetek jellemzése	9—10
II. <i>Alapformák.</i> A vasbetonlemez. A bordáslemez. Az oszlop. Boltozatok. Alapozások. Támfalak	10—21
III. <i>Az építőanyagok.</i> A cement. A homok és kavics. A beton.	21—24
IV. <i>Statikai számítás.</i> Szabályzati rendelkezések. Kéttámaszu szerkezetek. Többtámaszu gerendák. A megengedhető legnagyobb feszültségek. A lehajlások számítása	24—34
V. <i>A hajlitott vasbetontartó.</i> Az ellenőrzés képletei. A tervezés képletei. Tabella a lemez megtervezéséhez. Példa	34—41
VI. <i>A bordáslemez számítása.</i> A nulltengely bemetsz a lemezbe. A nulltengely bemetsz a bordába. Ellenőrzés. Tervezés. (Példa az 57. oldalon)	41—45
VII. <i>Nyiróigénybevétel.</i> Kengyelezés és ferde felvezetés. Példa	45—64
VIII. <i>A kétszer vasalt vasbetongerenda</i>	64—66
IX. <i>Fenn és lenn vasalt T keresztmetszet.</i> Ellenőrzés. Tervezés	66—69
X. <i>Két irányban vasalt lemez méretezése</i>	69—73
XI. <i>Oszlopok számítása.</i> Ellenőrzés. Tervezés. Példák	73—77
XII. <i>Excentrikusan nyomott keresztmetszetek</i>	77—82
XIII. <i>Vasbetonoszlopok számítása spirális vasbetéttel. (Béton fretté.)</i> ...	82—83

Gyakorlati rész.

Oldal

<i>Az építés végrehajtása. A mintaállványok készítése. A vasbetétek hajlítása és elhelyezése. A beton keverése és dönögölése. A mintaállvány elbontása és a szerkezet megvizsgálása használatbavétel előtt</i>	84—92
---	-------

Födém szerkezetek.

I. Lemezes elrendezések:

1. Monier-féle lemezes födém.
2. Koenen vutás lemeze.
3. A Viktoria födémek.
4. A Mátrai-féle födém... .. 92—97

II. Bordáslemezes födémek:

1. A Hennebique-rendszer.
2. Pohlmann födeme.
3. Kiss Jenő és Leschinsky födeme 97—100

III. Üreges födémek:

1. Züblin födeme.
2. A Rella-féle üreges síkfödém.
3. A Siegwart-rendszer.
4. A Visintini-rendszer.
5. Herbst-rendszere... .. 100—104

<i>Vasbeton tetőszerkezetek</i>	105—109
--	---------

<i>Kupolák</i>	109—113
-----------------------	---------

<i>Rámás szerkezetek</i>	113—116
---------------------------------	---------

<i>Vasbeton lépcsőszerkezetek</i>	116—122
--	---------

<i>Vasbetonfalak</i>	122—123
-----------------------------	---------

<i>Vasbetonalapozások</i>	123—127
----------------------------------	---------

<i>Függelék. Adatok építőszerkezetek méretezéséhez. Körkeresztmetszetű vasak táblázata. Többtámaszu tartók nyomatókai</i>	128—142
--	---------

<i>Vasbetonszerkezetek elszámolása</i>	143—145
---	---------

ELŐSZÓ.

E könyvecske a vasbetonszerkezetek jelenlegi legelterjedtebb számításmódjának alapelveit rövid összefoglalásban gyűjti össze, anélkül, hogy az óriási tudományos kísérleti anyagra és számos elméletre egyébképen kitérne, ami a hely szűk voltánál fogva is lehetetlen volt. A jelölések megválasztásánál a hozzánk legközelebb álló német vasbeton-irodalomra voltam tekintettel, egyrészt, hogy a mélyebbre ható tanulmányokat tenni kívánók számára az áttérés egyszerűbb legyen, másrészt, mert a Műegyetem Alkalmazott Szilárdságtani tanszékénél is jórészt ezek vannak elfogadva s így a műegyetemi hallgatók céljainak is e könyvecske így jobban megfelel.

Köszönettel tartozom e helyen e tanszék főnökének, Czakó Adolf műegyetemi tanár úrnak, akinek tanársegédi minőségemben megismert nézetei nagy mértékben irányítóim voltak e művecske megírásánál.

A felhasznált forrásmunkák közül felemlítem a következőket :

Emperger : Handbuch für Eisenbetonbau.

Mörsch : Der Eisenbetonbau.

Kersten : Der Eisenbetonbau.

Fölzer : Eisenbetonkonstruktionen.

Weidmann : Eisenbetondecken, Eisensteindecken und Kunststeinstufen.

Betonkalender.

Magyar mérnök és építészegylet vasbetonszabályzata.

Osztrák ministeriumi vasbetonszabályrendelet 1911.

A szerző.

A használt jelölések magyarázata.

- a = a húzott vasbetét súlyvonalának távolsága a lemez vagy gerenda alsó élétől.
- a' = a nyomott vasbetét súlyvonalának távolsága a nyomott éltől.
- b_0 = a bordás lemez gerincszélessége.
- b = a bordás lemeznél az együttdolgozó lemezszélesség
= és a gerenda szélessége.
- c = a vasfelvezetésekénél, kengyelezéseknél szereplő hosszúság.
- E_v = a vas rugalmassági tényezője kg/cm^2 -ban.
- E_b = a beton rugalmassági tényezője kg/cm^2 -ban.
- f = a lehajlás értéke cm-ben.
- f_v = a húzott vaskeresztmetszet cm^2 -ban.
- f_v' = a nyomott vaskeresztmetszet cm^2 -ban.
- f_b = a betonkeresztmetszet cm^2 -ban.
- F = a vasbetonkeresztmetszetet helyettesítő homogén keresztmetszet.
- g = a szerkezet önsúlya $\text{pro } m^3$ és $\text{pro } m$.
- h = a gerenda vagy lemez teljes magassága.
- h_1 = a gerenda vagy lemez szerkezeti magassága.
- J_x = a vasbetonkeresztmetszet inertianyomatéka.
- l = a falköz
- t = a támaszköz
= kengyeltávolság
- M = a nyomaték kgcm -ben.
- N = excentrikus terhelő erő.
- R = a keresztmetszetre ható nyíró erő.

- $n =$ a rugalmassági modulusok viszonya: $\frac{E_v}{E_b}$
 $p =$ esetleges terhelés pro m^3 és pro fm .
 $P =$ az oszlop terhelő ereje.
 $q = g + p$: az összes terhelés pro m^3 és pro fm .
 $S =$ a keresztmetszet statikai nyomatéka.
 $x =$ a nulltengely távolsága a nyomott éltől.
 $X_o =$ a keresztmetszet súlyvonalának távolsága.
 $y =$ a bordás lemeznél a belső nyomó erők eredőjének távolsága a nulltengelytől.
 $\gamma =$ a feszültségek viszonya: $\frac{\sigma_v}{\sigma_b}$
 $\varepsilon = \frac{\lambda}{z}$: a húzott és nyomott szál fajlagos hosszváltozása.
 $\varepsilon_b =$ a beton fajlagos hosszváltozása.
 $\varepsilon_v =$ a vas fajlagos hosszváltozása.
 $\sigma =$ normális feszültség kg/cm^2 -ban.
 $\sigma_b =$ a beton igénybevétele és megengedett igénybevétele kg/cm^2 -ban.
 $\sigma_v =$ a vas igénybevétele és megengedett igénybevétele kg/cm^2 -ban.
 $\sigma_v' =$ a nyomott vas igénybevétele gerendánál.
 $\tau =$ nyíró igénybevétel kg/cm^2 -ban.
 $\tau_b =$ a betonra megengedett nyíró igénybevétel kg/cm^2 -ban.
 $\tau_o =$ nyíró igénybevétel a nulltengelyben kg/cm^2 -ban.
 $=$ diagonális főfeszültség kg/cm^2 -ban.
 $\tau_o' =$ a felvezetett vasak által felvett T_o feszültség kg/cm^2 -ban.
 $\tau_o'' =$ a kengyelek által felvett T_o feszültség kg/cm^2 -ban.
 $v =$ a lemez vastagsága
 $=$ a legkisebb keresztmetszeti méret.

BEVEZETŐ RÉSZ.

I. Alapelvek.

Vasbetonszerkezetek alatt vasból és portland-cementbetonból álló oly szerkezeteket értünk, melyeknél a két anyag statikailag együtt dolgozik. A vezető gondolat ilyenemű szerkezetek tervezésénél az, hogy a nyomóerőket a nagy nyomó, ellenben kis húzó szilárdsággal bíró betonnal vételessük fel, a húzóerők felvételét pedig általában a vasnak utaljuk ki. E munkafelosztás és együttműködés lehetséges, mert:

1. a két anyag közti tapadás (adhäsio) nagy;

2. a hőkiterjedési együtthatók közel egyenlők. Tapasztalatilag a beton a vasat rozsdásodás ellen is védi és tűzbiztosan burkolja.

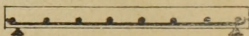
Ezen tulajdonságoknak köszönhető, hogy rövid két-három évtized alatt a vasbetonszerkezetek óriási módon tért foglalnak a kő- és vasszerkezetek rovására. Nagy gazdasági előnyökön kívül a vasbeton alkalmazása által sok régi kiviteli mód egyszerűsbödött és sok feladat egyáltalán csak általa vált megoldhatóvá. Architektonikus szempontból is igen változatos alakításokra alkalmas anyagnak bizonyult. Nincs a modern művészi törekvés számára, mely a régi salangoktól szabadulni akar, alkalmasabb terület az érvényesülésre, mint épen a vasbeton-építés területe. Oly erőteljes szerkezeti eszmék hatják át, hogy tényleg alapul szolgálhat egy új, a modern stylus kifej-

lődésére. E tekintetben hasonló korban élünk, mint a XI—XII. század tépelődő építészei, akik a gótikus szerkezet principiumainak konzekvens keresztülvitele által alkották bámulatosan struktív építményeiket. De ők ismerték és minden idegükkel érezték szerkezeteikben az erők játékát és nem is remélhető az új formák egészséges alakulása, hacsak építészeink nem követik ama nagymesterek példáját és alaposan meg nem ismerkednek szerkezeteik szellemével, ahelyett, hogy minden szerkezeti gondolatot, mint művészielent a mérnök hatáskörébe utaljanak, akiknek adatait az ellenőrzés képességének hiánya miatt vakon elfogadják.

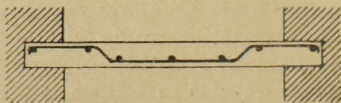
II. Alapformák.

A vasbetonlemez.

Elrendezés szerint lehet szabadon felfekvő, befo-gott és folytatólagosan több alátámasztáson áthaladó. (1—9. ábra.)



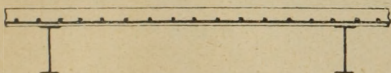
1. ábra



2. ábra.

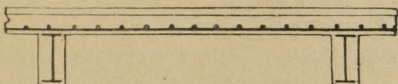
A kétoldalon szabadon felfekvő lemeznél minde-nütt positiv hajlító nyomatékok lépnek fel, a húzások tehát az alsó részen vannak, ahová — lehetőleg közel az alsó élhez — helyezzük a vasbetétet. A vas 0·5—1·00 cm. vastag betonréteggel legyen még bur-

kolva, erősebb vasaknál többel. E vasbetéteket 5—15 cm.-re helyezük egymástól; célszerűbb több kisebb keresztmetszetű vasat alkalmazni, mint kevesebb erőset. Merőlegesen ezen hordó (szerkezeti) vasbe-



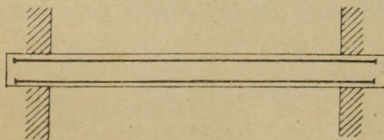
3. ábra.

tétre u. n. elosztóvasakat kell alkalmazni 10—40 cm. távolságban. Rendeltetésük: centrikus erőhatások esetén a terheket szétszrtani és kivitel közben a szerkezeti vasak viszonylagos helyzetét biztosítani,



4. ábra.

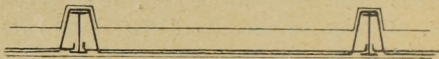
amiért is a keresztvezések helyén dróttal össze vannak kötve. Végén befogott lemeznél a középben pozitív hajlítónyomatékok lépnek fel, tehát alul kell vasalni, a befogási keresztmetszet körül pedig negatív hajlító-



5. ábra.

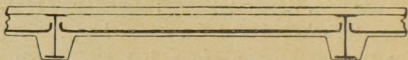
nyomatékok keletkeznek, vagyis fenn kell vasalni. E kétféle vasalást egyetlen vasbetéttel is el lehet érni azáltal, hogy ott ahol, a nyomatéki ábra szerint a vasak lent feleslegessé válnak, felvezetjük őket.

Többtámaszú lemezeket és gerendákat a maximális nyomatékok ábrája szerint, melyet a terhelések kü-



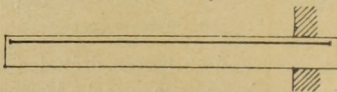
6. ábra.

lönféle helyzetére való tekintettel szerkesztünk, kell vasalni. Ilyenkor előfordul, hogy ugyanabban a ke-



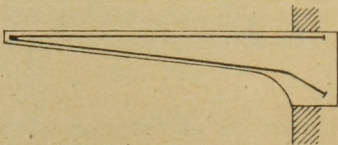
7. ábra.

szetmetszetben felváltva pozitív és negatív nyomatékok is keletkeznek, amire a vasbetétek vezetésénél



8. ábra.

figyelemmel kell lennünk. Konzolszerű tartót vagy lemezt fenn kell vasalni. Kisebb magasság elérése



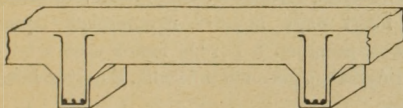
9. ábra.

céljából alsó betétet is szokás alkalmazni, ami azonban nem gazdaságos.

A vasbeton-szerkezeteknek tipikus formája :

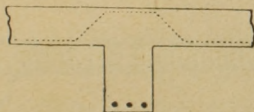
A bordás lemez. (10—12. ábra.)

A kiálló bordák feletti részt úgy kezeljük, mint a bordákon szabadon felfekvő többtámaszú lemezt és vagy a többtámaszúak pontos elmélete szerint mére-



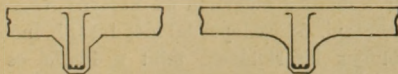
10. ábra.

tezzük vagy — és ez a rendes eset — megelégszünk a hatósági szabályzatokban megállapított közelítő nyomatékértékekkel. A bordát nem számítjuk azon-



11. ábra.

ban, ahogy az előbbiből természetesnek látszanék, mint alsó, a lemezig terjedő mestergerendát, hanem figyelemmel a lemez és borda statikai együttműkö-



12. ábra.

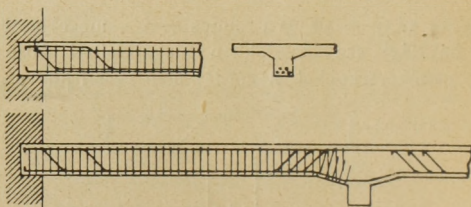
désére, jobbra-balra egy bizonyos lemezrészét együtt-dolgozónak tekintünk úgy, hogy T keresztmetszet keletkezik.

A lemez ezen kétirányú igénybevétele tapasztalati-
lag megengedhető.

A lemez és a borda között fellépő nyíróerők felvételére és a két elem jobb összekapcsolására kenyeleket alkalmazunk. Az erők jobb átvitelét lesarkításokkal vagy legömbölyítésekkel mozdítjuk elő, mely utóbbi eszköz architektonice is kiaknázható.

Többszámú elrendezésekben közbenső alátámasztások fölött nagy negatív nyomatékok lépnek fel, melyekkel szemben a bordás lemez csak mint derékszögű négyszögű gerenda működik. E helyen felső vasa-

13. ábra.



13a. ábra.

lásra van tehát szükség, melyet részben vagy egészben a mezők alsó vasalásának ferde (kb. 45°) felvezetésével nyerünk; a felvezetett vasakat célszerű a határos mezőbe belevinni és kampós végződéssel lehorgonyozni. Az oszlopoknál még inkább indokoltak az erőteljes lesarkítások, mint a borda és lemez találkozásánál, mert a gerenda szerkezeti magasságának nagyobbításával vasban takarítunk és a keresztmetszetet a nagy nyíróerők felvételére is alkalmasabbá tesszük. Ezen lesarkítások íves alakban is eszközölhetők, ami számos vashbetonépület tanúsága szerint esztétikai szempontból is előnyösen kiaknázható motívum. A földéimterheléseknek az oszlopokra

való átvitele, az erők játéka jut így alaki kifejezésre. Igen elővigyázatosan kell kezelni a befogások kérdését. A falon való felfekvésnél rendszerint számbavehető befogás nincs; az oszlopok felett a gerendát csak abban az esetben tekinthetjük befogottnak, ha többemeletes oszlopzat a befogást biztosítja.

A vasak vezetését a kéttámaszú elrendezésben a 13. ábra, többtámaszúnál a 13a. ábra mutatja.

Negatív nyomatókok helyén a vasakat lehetőleg közel kell tenni a gerenda felső éléhez, pozitívoknál pedig az alsóhoz, mert ezáltal a belső nyomó- és húzóerők karja nagyobb lesz. Két sorban azért csak abban az esetben kell elhelyezni a vasakat, ha egy sorban sehogysem lehet.

Az oszlop.

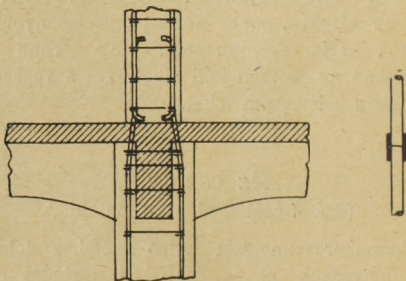
(Számítását lásd a 73. oldalon.)

A betonkeresztmetszet külső széléhez lehetőleg közel helyezzük el — centrikus terhelés esetén szimmetrikusan, excentrikus erőátadáskor esetleg aszimmetrikusan — a rendszerint körkeresztmetszetű vasakat az oszlop magasságával párhuzamosan. E betéteket elég sűrű kötözéssel kell ellátni tekintettel a kihajlás veszedelmére. Az oszlop leggyakoribb keresztmetszete a négyzet, de készíthető más alakkal, szükség esetén üregesen is gáz-, víz- stb. vezetékek céljaira. (14. ábra.)



14 ábra.

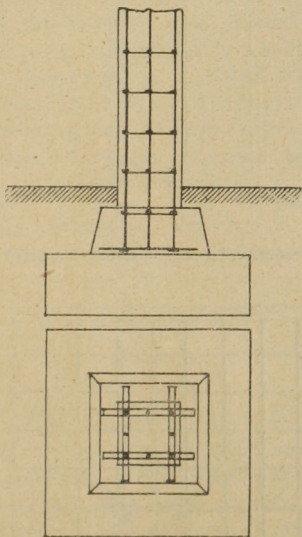
A vasbetétekkel elérjük, hogy a beton szilárdsága közelítőleg megegyezik kockaszilárdságával, ami prizmatikus testeknél vasbetét nélkül nincs meg. Ennek magyarázata, hogy a hosszbetétek és a vízszintes kötözés megakadályozzák a belső betonmagot az oldalirányú kitérésben. Többemeletes épületnél az oszlopkeresztmetszetek felfelé kisebbednek. Ilyenkor, ha elég hosszú vasak nem állnak rendelkezésünkre, az alsó vasat behajlítjuk és 50—70 cm.-re bekötjük a felső oszlopba a 15. ábra szerint.



15. ábra.

Lehet a toldást úgy is eszközölni, hogy gázcsöveket húzunk a vasak végére. (15. ábra.) Az oszlopláb kiképzése a 16. és 17. ábra szerint történhetik. A vasak végei alá helyezett lapos vasaknak célja a terhet nagyobb betonfelületre szétosztani. A vasbetonoszlopok igen nagy terhek felvételére alkalmas módja a *Considère-féle beton-fretté* (l. 49. ábra). Ezen rendszerű oszlopoknál a hosszbetét aránylag gyenge; a vas főtömege sűrű spirális kötözésekre lesz felhasználva a külső felszín közelében. A beton törési szilárdsága így kísérletek szerint 800 kg./cm.²-ra

is vihető fel. Kevésbé alkalmaztatnak *Sanders* vasbetonoszlopai, melyeknél hosszbetét egyáltalán nincsen. A beton oldalirányú kimozdulását csakis közel egymás felett bebetonozott vízszintes helyzetű *Monier* dróthálók akadályozzák meg tapadásukkal. Az oszlop



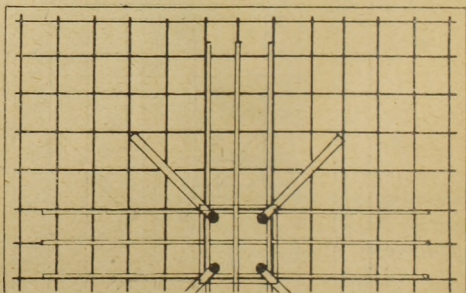
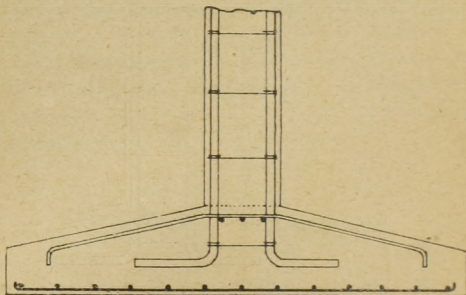
16. ábra.

teherbirósága a vasbetétnélküli oszlop háromszorosára is emelhető ily módon.

Előfordulnak még a rácsos vasoszlopok mintájára szerkesztett *Visintini*-rendszerű vasbetonoszlopok is.

Nem tekinthetők vasbetonoszlopoknak oly támasztó részek, melyek önmagukban is hordképes vasvázal bírnak.

A vasbetonoszlopok előnye a vasoszlopokhoz képest az, hogy tűzbiztosak és átlag 20—30%-kal olcsóbbak is. Hátrányuk, hogy valamivel nagyobb keresztmet-
szetet igényelnek.



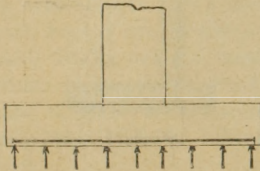
17. ábra.)*

Boltozatok.

A vasbetonboltozatok igen nagy mértékben kez-
denek érvényesülni gazdaságos voltak és teherbíró-
képességük következtében. Általában minden bolto-
zatalakot, melyet azelőtt kőből és téglából létesí-

*) L. Kersten.) L. Kersten.

tettünk, módunkban van vasbetonból előállítani. A boltozatok rendszeren szimmetrikusan, az intradoson és extradoson is kapnak vasbetéteket, bizonyos esetben azonban beérjük az intrados közelében elhelyezett vasalással is. Eppenúgy, mint a sík lemezeknél, itt is alkalmazzuk az elosztóvasalást és a kengyelezést. A vasbetonboltozatok előnye a falazott boltozatokkal szemben, hogy húzásokat is képesek felvenni, aminek következtében vékonyabbak lehetnek s ez anyagmegtakarítással jár már a boltozatban magában, de a kisebb boltozatsúllyal járó kisebb oldalnyomás következtében a boltozatot támasztó falazatban is.



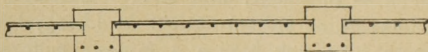
18. ábra.

Egyéb alkalmazások.

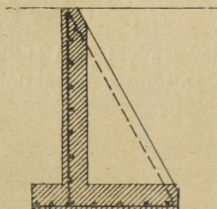
Alapozások. Igen előnyösen felhasználható a vasbeton alapozásoknál, midőn a terheket rossz talajviszonyok folytán igen nagy területre kell szétosztani. Ekkor nem vagyunk megkötve a falazatokban szokásos 60° -os vagy monolitos massákban 45° -os teherátvitel által, mert kellően elhelyezett vasbetétek által hajlításnak ellenálló alaplemezeket és tartókat állíthatunk elő (18. ábra).

Ilyennemű szerkezetek számítása ugyanazon elvek szerint történik, mint a földemké, csak hogy a talajigénybevétellel egyenlő terhelés alulról felfelé működik, támaszpontokként pedig a terhelő faltömegek szerepelnek.

2. *Támfalak.* (19–20. ábra.) A rendszer kellő stabilitással bíró falazott vagy vasbetonpillérek közé feszített, aránylag vékony vasbetonlemezektől vagy boltozatokból áll.

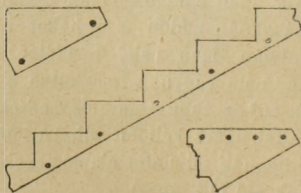


19. ábra.



20. ábra.

3. *Lépcsők.* Aszerint, amint lebegő vagy kétoldalon fölfekvő lépcsővel van dolgunk, a vasbetéteket a fokok felső vagy alsó részén helyezük el (21. ábra).



21. ábra.

Ha a lépcsőt a helyszínen betonozzuk, a szerkezeti vasakat a lejtő irányában is lehet elhelyezni és reá merőlegesen az elosztóbetéteket.

A vasbetonlépcsők rendszerint nem olcsóbbak a kőlépcsőknél. Alkalmazásuk indokolt, ha természetes kőanyag nem áll rendelkezésünkre vagy ha szerkezetileg egyébként nehézségek merülnek fel.

III. Az építőanyagok.

A cement.

A M. M. É. E. szabályzata szerint :

1. Vasbetétes betonépítkezésekhez jófajta, lassan-kötő portlandcementet kell alkalmazni.

2. A cement minőségére nézve az M. M. É. Egylettől kiadott cementnormaliák a mértékadók azzal a változtatással, hogy a nyomószilárdságnak 160 kg. helyett legalább 220 kg.-nak kell lennie.

3. A vállalkozó az építetőknek, illetőleg a hatóság-nak felhívására az építkezéshez kiszállított cementet az állami szilárdsági kísérleti állomáson megvizsgáltatni tartozik.

A cementnormaliákban a portlandcement következőképen van meghatározva :

»Természetes mészmázgáknak vagy agyag- és mésztartalmú anyagok mesterséges keverékének az összetöppörödésig való égetésével s az égetett anyagnak lisztfinomságig való őrlésével — aszerint, amint természetes anyagot vagy mesterséges keveréket dolgozunk fel — természetes vagy mesterséges portlandcementet nyerünk.

A portlandcement technikailag fontos tulajdonságainak szabályozhatása céljából szabad az egész súlynak 2^o/_o-áig terjedhető mennyiségű idegen anyagokat utólagosan hozzákeverni.

A portlandcement magnéziatartalma 3^o/_o-ot meg nem haladhat.«

Részletes határozmányok foglaltatnak benne a

portlandcement technikailag fontos tulajdonságaira: a térfogati állandóságra, kötési időre, az őrlési finomságra és a szilárdságra vonatkozólag, szabályoztatik továbbá az árusítás módja is.

Mindezek dacára a vásárlónak rendszerint nem áll módjában az áru kifogástalan voltáról rövidesen meggyőződni, amiért is ajánlatos csakis megbízható cégek gyártmányait vizsgálat nélkül felhasználni.

A homok és kavics.

A M. M. É. E. szabályzata szerint:

1. A homokhoz a legfőbb 5^m/_m szemnagyságu anyagot, ennél nagyobb szeműt pedig a kavicshoz kell számítani.

2. A homok tiszta s inkább vegyes-szemű legyen, mint egyformán durva vagy — ami még kevésbé megfelelő — egyenletesen finom.

3. A kavics, folyam- vagy bányakavics, szintén szilárd anyagból való és minél kisebb hézagférőjű legyen, tehát inkább vegyes szemnagyságú, mint egyforma szemű. Természetes kavics helyett jóminőségű aprított természetes vagy mesterséges kő is használható.

4. A vasbetéteket körülvevő betonban a kavicsnak még megengedhető legnagyobb szemnagyságát az a követelmény határozza meg, hogy a vasbetétek között még elférjen. Tehát ott, ahol szükséges, a kavicsból a beton készítése előtt az ennél nagyobb szemeket ki kell szedni.

Salak anyagokra nézve megjegyezzük, hogy felhasználás előtt betonkészítésre alkalmas voltak megvizsgálendő. *Előnyei*: olcsó, könnyű, jó, hő- és hangszigetelő. *Hátrányai*: kémiai megbízhatatlanság; adott esetben lehetséges, hogy a salak a betont tönkreteszi és a vasak rozsdásodását okozza.

A beton.

A betonra nézve a M. M. É. E. szabályzata a következőket írja elő:

1. A beépített beton 1 m³-ében legalább 300 kg. cement legyen. A homok és kavics aránya olyan egyen, amely lehetőleg kis hézagférőjű keveréket ad, amit összehasonlító hézagmérésekkel kell eldönteni, a homok térfogata azonban legalább is $\frac{2}{3}$ -a legyen a kavics térfogatának.

2. A betonkészítéshez a keverő arálynak megfelelő homokot és kavicsot *térfogatban*, a cementet pedig *súlyban* kell kimérni s a kimérést — történjék a beton-készítése akár kézierővel, akár géppel — akként kell berendezni, hogy könnyen ellenőrizhető legyen.

3. Célszerű, ha a homok és kavics kimérése külön-külön történik. Megengedhető azonban a homok és kavics természetes keverékének használata is, ha a keverékben a kétféle anyag mennyiségének egymáshoz való aránya állandó és az 1. pontnak megfelelő vagy esetleg homoknak vagy kavicsnak hozzáadásával (pótlás) megfelelővé tétetett. A munka folyamán a természetes homokos kavicsot a kétféle anyag relatív tartalmára nézve időnként átrostálással kell ellenőrizni s a netán szükséges pótlást újból meghatározni.

4. A *vízmennyiséget* a következő körülményekre tekintettel kell megállapítani, úgymint: a készítendő beton szükséges kisebb-nagyobb plasztikussága, dönghetősége, az anyagok és a levegő nedvességi állapota, a mintadeszkázás vízelvonóképessége, a hidegebb vagy melegebb időjárás stb.

Kiváló gondot kell fordítani arra is, hogy az így

megállapított vízmennyiség a beton készítésében *pontosan* megtartassék.

5. A beton elkészítésében arra kell ügyelni, hogy az anyagoknak összekeverése, mind a víz hozzáadása előtt, mind folytatólag a víz hozzáadása közben és után minél bensőbb legyen, hogy a kész keverékben minden kavicszem habarccsal legyen körülvéve.

A beton jó keverése és egyneműsége keverőgépekkel általában biztosabban érhető el, mint kézi keveréssel.

Ha a javasolt homok- és kavicsanyagoknak, mint betonalkotórésznek használhatóságára nézve s így a helyes keverőarányra nézve is még nem állanak rendelkezésre a kellő tapasztalatok, kívánatos, hogy az állami szilárdságkísérleti állomáson a szóban levő anyagokból az építés megkezdése előtt betonpróbakockák készíttessenek a szilárdságuk megvizsgálása céljából. (Előzetes laboratoriumi betonpróbák.)

Egy-egy ilyen próba 4 darab 20 cm-es kockából áll; a betonjuk annyi vízzel készüljön, hogy a keverék még *döngölhető* legyen. A próba akkor megfelelő, ha hat héttel a készítésük után, a legkisebb szilárdságú kocka kirekesztésével három kocka töréshatárértékének átlaga legalább 140 kg. cm²-kint.

IV. Statikai számítás.

A szerkezet terheléseinek kiszámítására nézve a M. M. É. E. szabályzata szerint:

1. A vasbeton saját súlyát 2400 kg.-ra kell venni pro m³, hacsak ettől eltérő súly hitelesen nincs megállapítva. A többi állandó súlyokat a szokásos egységsúlyokkal kell számításba venni. (L. függelék.)

2. A terhelés lökéseinek, valamint változásának,

hatását vagy a terhelés statikai értékének nagyobbitásával, vagy a megengedhető feszültségek csökkentésével kell számításba venni.

A mozgóterhelés szorzóját vasuti hidak méretingszámításában 1.4-re, a közúti hidakéban pedig 1.3-ra kell venni. Erős lökésekkel dolgozó gépek esetében épületi szerkezetek méretezésében is szorzóval megnagyobbitva kell a terhelést számításba venni; a szorzó ekkor 1.2—1.4 legyen.

3. Ha a szerkezet saját súlyán és a mozgó terhelésen kívül még szélnyomásnak, centrifugális erőnek, fékezőerőnek, hőmérsékleti változásnak vagy bármely más belső erőt okozó hatásnak is ki van téve, akkor mind e hatások közül csak az *egyszerre* működhetőket kell a külső erők legnagyobb hatásának megállapítására tekintetbe venni; azonban ekkor a mozgóterhelés nagyobbitó szorzó nélkül számíttassék.

A vasbetonszerkezetek számításának általános elve.

Vasbetonszerkezetekben a reakciókat, hajlítónyomatékokat és nyíróerőket ugyanolyan módon kell meghatározni, mint homogén anyagu szerkezetekben. Ez áll nemcsak a statikailag határozott szerkezetekre, hanem a statikailag határozatlan reakcióju szerkezetekre, a boltozatokra és többtámaszú tartókra is. Deformaicók és külső erők számításánál a vaskeresztmetszetet 15-szörös betonkeresztmetszettel helyettesítjük és ezen »ideális« betonkeresztmetszettel úgy dolgozunk tovább, mint egységes betonkeresztmetszettel, melynek rugalmassági modulusát húzásra és nyomásra egyaránt 140,000 kg/cm²-ra vehetjük. A

tartók keresztmetszetét rugalmassági számításoknál konstansnak vesszük.

Kéttámaszu szerkezetek.

A gerenda, illetve lemez *támaszközének* a támaszkodások középvonalai között levő távolságot kell venni. Ha azonban a támasztott rész hossza nagyobb, mint a legkisebb gerendamagasságnak $1\frac{1}{2}$ -szerese, támaszköznek a szabad nyílás és a másfélszeres gerendamagasság összegét kell venni. (Magyar sz.) Lemez-nél elég: $l + v$. (v a lemez vastagsága).

Többtámaszu lemezek és tartók közbeeső mezőiben a támasztórészeknek középvonalai közötti távolságot vesszük támaszköznek.

Tervezésnél a felfekvésre természetesen fel kell venni egy bizonyos értéket, mert akkor még nem ismerjük a gerenda, illetve lemez méreteit. Megjegyzendő, hogy a falba nyúló vasbetontartóknál bizonyos fokú befogást csakis abban az esetben szabad tekintetbe venni, ha vasbetonfalpillérek vannak elrendezve, egyébként szabadon felfekvőnek kell tekinteni éppenúgy, mint a szabványos $1\frac{1}{2}$ -szeres magassággal a falba nyúló vasgerendát, melyet sokan — igen tévesen — befogottnak tekintenek.

Többtámaszu gerendák.

- Adott esetben mindig meg kell fontolni: tényleges többtámaszu elrendezéssel van-e dolgunk, vagy pedig — ami erőteljes oszlopokkal mereven összekötött gerendáknál és többemeletes oszlopzatoknál elő szokott fordulni — a gerendákat befogottnak kell-e tekinteni, illetve ú. n. rámás-szerkezetek esete forog-e


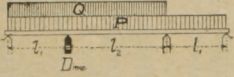
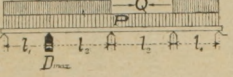
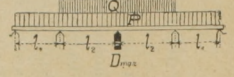
fenn. Az 1909-iki még érvényben levő M. M. és É. Egyleti vasbeton-szabályzat 3. §. szerint ugyan szabad általában az oszlopaikkal mereven összekötött gerendákat szabadon támaszkodóknak tekinteni, de sokszor előnyösebb lesz a merev összekötés következtében beálló befogással számítani. Ez kivüláglik az 1911-iki új, igen részletes osztrák vasbeton-szabályrendeletből, mely erre az esetre is kiterjed.

Az osztrák rendelet szerint egy- vagy többemeletes oszlopokkal mereven összekötött tartókat, amennyiben nem az elasztikus deformációk alapján számíttatnak, vertikális terhelésre következőképen kell méretezni: a negatív oszlopnymatókokat olyan nagyra kell venni, mintha az illető tartó teljesen befogott volna, a pozitív nyílás nyomatókokat pedig a teljesen befogottnak képzelt tartó negatív oszlopnymatóka $\frac{2}{3}$ részének figyelembevételével kell megállapítani. E befogás szélső mezőben nem jön tekintetbe. Ezzel szemben a magyar szabályzat az oszlopaikkal mereven összekötött gerendákra nézve a befogást elhanyagolja és azokat a többtámasztójuak törvényei szerint számítja, noha igen sok esetben a többtámasztójuság hatása alig észrevehető. Az osztrák szabályzat szerint közelítő számításban, tehát az oszlop feletti negatív nyomatókot — $\frac{1}{12} pl^2$ -ra, a nyílásban a pozitívot $\frac{1}{14.5} pl^2$ -ra vesszük, míg a negatív nyílásnyomatókok azok, melyek teljes befogásnak felelnek meg. A magyar szabályzat erről ily általánosságban nem rendelkezik, hanem csak kis negatív nyílásnyomatókok esetére adja — a pozitív nyílásnyomatókokra a valamivel nagyobb $\frac{1}{10} pl^2$, a negatív oszlopnymatókokra pedig aszerint, amint két- vagy többnyílású a gerenda, az $\frac{1}{8}$ és $\frac{1}{10} pl^2$ — értékét. Fontos az osztrák szabályzatnak az a ren-

delkezése is, hogy az oszlopterheléseket a többtámasztójuak törvényei szerint kell számítani, ellenében a magyar szabályzattal, mely a többtámasztóju gerenda többtámasztóju fiókgerendáit, illetőleg lemezeit az oszlopokra átvitt teher szempontjából kéttámasztójuaknak tekinti, ami 25%-os eltérést is okozhat.

Többtámaszú gerendák hajlítónyomatékait, nyíróerőit és deformációit a homogén, állandó keresztmetszetű tartókra levezetett összefüggések alapján határozzuk meg. A nyomatékokra vonatkoznak Clapeyron ismert egyenletei, melyek 3 egymásra következő oszlopnomaték és a kéttámaszú elrendezés esetén keletkező pozitív nyomatéki ábrák között levő összefüggést adják meg. n nyílás esetén tehát felírhatunk $n-2$ rugalmassági egyenletet az $n-2$ közbenső alátámasztásnak megfelelően. Gyakorlati számításokhoz igen előnyösen használhatók *Winkler* tabellái (l. függelék), melyek egyenletesen megoszló g saját állandó és p mozgó terhelésre vonatkoznak és a legnagyobb nyomatékokat előidéző teherelosztás tekintetbevételével határoztattak meg. A legnagyobb reakciók számítása az azt előidéző oszlopnomatékok meghatározása után nem ütközik nehézségekbe, mégis előnyösen alkalmazható a M. M. É. E. szabályzatában megjelent tabelláris összeállítás:

$$D_{max} = \alpha \cdot P + \beta \cdot Q$$

$\frac{l_2}{l_1}$	2 nyílású gerenda	3 nyílású gerenda (szimmetrikus nyílás-beosztással)		4 nyílású gerenda (szimmetrikus nyílás-beosztással)			
							
	$\alpha = \beta$	α	β	α	β	α	β
0.2		0.317	1.063				
0.3		0.322	0.885				
0.4		0.328	0.755				
0.5	0.688	0.333	0.696	0.348	0.438	0.018	0.600
0.75	0.640	0.352	0.634	0.309	0.411	0.160	0.569
1.0	0.625	0.367	0.600	0.286	0.407	0.232	0.570
1.5	0.650	0.405	0.593	0.273	0.433	0.309	0.563
2.0	0.688	0.445	0.610	0.282	0.474	0.354	0.557
3.0	0.792	0.528	0.668	0.308	0.560	0.298	0.536

A megengedhető legnagyobb feszültségek.

A beton szilárdsági viszonyai igen sok körülménytől függenek, nevezetesen a cement mennyiségének viszonyától a homokhoz és a kavicsához, a homok és kavics minőségétől, az adagolt vízmennyiségtől, a döngölés fokától, úgy, hogy adott módon készített beton szilárdságát csakis kísérletileg lehet megállapítani. A vasbetonszerkezetekben a beton nyomó-, húzó, nyíró-ellenállása, valamint a vason való tapadása játszik főszerepet. A megengedett nyomófeszültséget a betonnak kockaszilárdsága alapján határozzuk meg. A magyar szabályzat szerint a próbakockák 20 cm. oldalélel készitendők és 6 hét múlva törendők; más szabályzatok szerint a 28 napos 30 cm. oldalélel bíró kocka szilárdsága az irányadó. Általában véve elég biztosan járunk el, ha a 28 napos kockaszilárdság $\frac{1}{5}$ részét engedjük meg nyomásra, tekintettel arra, hogy idővel a beton szilárdsága még folyton növekszik.

A M. M. É. E. 1907-iki szabályzata a megengedett feszültség kérdését oly módon oldja meg, hogy előírja, hogy vasbetonszerkezetekben a beton 1 m³-ében legalább 300 kg. portlandcement legyen és hogy a beton kockaszilárdsága 20 cm. oldalélű kockákon 6 hét múlva legalább 140 kg/cm² legyen. Ilyfajta betonra a megengedett feszültségeket a következőképen állapítja meg:

A betonban		kg/cm ²	A vasban		kg/cm ²
nyomásra	a) A hajlított tartóban	45	a) Folyasztott vasban húzásra	1200	
	b) Az oszlopban akkor, ha a megterhelése valóban centrikus.		nyírásra	950	
	c) Az oszlopban akkor, ha a mérekszámításban a hajlítást szám-bavesszük		b) Hegesztett vasban húzásra	1100	
	d) Az oszlopban akkor, ha a mérekszámításban a hajlítást elhanyagoljuk.		nyírásra	850	
	e) Az oszlopban akkor, ha az egyszerre működhető hatásokat mind számbavesszük	36			
	nyírásra	50			
	nyírásra	5			

Felületi kötésre vas és beton között hajlítás esetében 6 kg/cm^2 .

E táblázat szerint az oszlopokban megengedhető legnagyobb feszültségek akkor érvényesek, ha az oszlop karcsúságára jellemző $m : v$ viszonyszám értéke legfőbb 15, ahol m az oszlop magasságát, v pedig a keresztmetszet kisebbik méretét jelenti. Ha az $m : v$ értéke nagyobb 15-nél, akkor figyelemmel a

kihajlás veszedelmére, a betonra megengedhető feszültséget kisebbre kell venni a következő táblázat szerint:

$m : v =$	15	20	25	30
Az oszlop betonjára megengedhető legnagyobb nyomófeszültség kg-ban cm^2 -ként	σ_b	$0.8\sigma_b$	$0.6\sigma_b$	$0.5\sigma_b$

Ahol σ_b azt a feszültséget jelenti, mely az illető esetben még megengedhető volna akkor, ha az $m : v$ viszony értéke 15-nél kisebb volna.

A táblázatban meg nem adott $m : v$ értékekhez a megengedhető feszültséget arányos közbeigatással kell meghatározni.

Más szabályzatokban különböző cementtartalmú betonokra meg vannak állapítva a megengedett igénybevételek, melyek a kockaszilárdság hányadrészét képezik. Az 1911-iki osztrák vasbeton-szabályrendelet adatai a következők:

Az anyag minősége és az igénybevétel módja	Megengedett igénybevétel kg-okban cm^2 -kint			
	Hajlításkor és excentrikus nyomáskor		Centrikus nyomásra	Nyíró és főhúzó feszültségek
	nyomásra	húzásra		
<i>Beton.</i>				
Ha a homok és kavicsanyag 1m^3 -ére jut:				
a) 470 kg. portlandcement	42	25	28	4.5
b) 350 „ „	37	24	25	4.0
c) 280 „ „	32	22	22	3.5

Megjegyzés. Amennyiben a centrikusan vagy excentrikus nyomott szerkezeti részek karcsúsága $\left(\frac{l}{i}\right)$ nagyobb mint 60, tekintettel a kihajlás veszedelmére, a megengedett igénybevételeket a fenti táblázat értékeinek a következő szorzók által megadott hányadára kell leszállítani:

$$\text{centrikus nyomásnál } \alpha = 1.72 - 0.012 \left(\frac{l}{i}\right)$$

excentrikus nyomáskor $\frac{1-\alpha}{\alpha} \sigma$ vonandó le a táblázati értékből, ahol σ jelenti a nyomó igénybevételt képzelt centrikus terhelés esetében.

A vas megengedett feszültségeiről hasonló szellemben rendelkezik a szabályzat.

Lehajlások számítása.

A lehajlás értékének megállapítása a vasbetonszerkezetekben nem bir nagy jelentőséggel, mert nem mértéke a szerkezet biztosságának. A szabályzatok rendszerint kikötik, hogy a maradó behajtás ne legyen nagyobb, mint az észlelt legnagyobb behajtás egyharmada. A behajtások számítása általában úgy történik, mint az állandó keresztmetszetű homogén tartóknál szokásos, csakhogy a vaskeresztmetszetet n -szeres betonkeresztmetszettel helyettesítjük. A tartók behajlása a currens esetekre tehát:

$$f = m \cdot \frac{Q \cdot l^3}{E_b \cdot I}$$

Kéttámaszu szabadon felfekvő tartóra;

$$m = \frac{5}{384}$$

teljesen befogott tartókra:

$$m = \frac{1}{384}$$

Q az egyenletesen elosztott terhelés kg.-ban, l a támaszköz cm.-ben, $E_b = 140,000 \text{ kg/cm}^2$, $I = I_b + n \cdot I_v$; I_v a vaskeresztmetszet inertianyomatéka a nulltengelyre.

Ha a Q teher centrikusan hat, a tartó közepén

$$m = \frac{1}{48}.$$

Ezen számítási módot azonban csak a vas arányossági határáig szabad felhasználni.

V. A hajlított vasbetontartó.

A magyar vasbetonszabályzat a külső erőkből származó hajlítónyomatékok és reakciók meghatározásáról így rendelkezik:

»A támaszponti reakciókat, hajlítónyomatékokat és nyíróerőket ugyanolyan módon kell meghatározni, mint az egynemű anyagból való megfelelő szerkezetekben.«

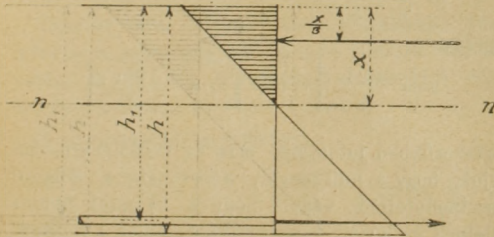
Mértékszámításaink alapja az, hogy az anyag ú. n. megengedhető igénybevételét ne lépjük túl. Adott vasbetontartó esetén — vagyis ellenőrzéskor — a számítás alapelvei ugyanazok, mint a homogén anyagú tartónál. Elfogadjuk tehát a Navier-féle hipotéziseket és a Hooke-féle alaptörvényt. A két anyag rugalmassági modulusainak viszonyát a vasbetonszerkezetekben ezenkívül konstansnak vesszük. Bármily önkényesek és a feszültségek megoszlásának meg nem felelők e feltételek, a velük levezetett közelítő képletek gyakorlati használhatósága kétségtelenül beigazolódott.

Feltesszük tehát: 1. a keresztmetszetek, síkok maradnak hajlítás után is; 2. a feszültségek arányosak a fajlagos nyúlással

$$\varepsilon = \frac{\sigma}{E}; \quad \sigma = \varepsilon \cdot E$$

1. és 2-ből már folyik akkor, hogy a feszültségek arányosak a hosszváltozást nem szenvedett száttól: nulla a nulltengelytől való távolsággal.

További feltétel, hogy a beton húzóellenállását gyelmefigyelmen kívül hagyjuk, vagyis a feszültségek megszűlését a 22. ábra szerint képzeljük. A vasban fel-



22. ábra.

lépő erők a rugalmassági modulus viszonyának állandósága folytán

$$n = \frac{E_v}{E_b} \text{ szeresei a mellette lévő betonszámban}$$

fellépő igénybevételnek, amit húzáskor is így számí-
unk, bár a beton húzóigénybevételeit elhanyagoljuk.
Ha a belső erők megszűlésére vonatkozó ezen fel-
telemek után az azon statikai követelményt vesszük
tekintetbe, hogy a belső erők erőpárt tartoznak ké-
zni, úgy függetlenül a külső erők M nyomatéká-
tól — meg van határozva az O tengely helye.

$$\frac{\sigma_b x}{2} = \frac{\sigma_b x}{2} \cdot b = \sigma_v f_v \dots \dots \dots 1.$$

$$\sigma_b : \frac{\sigma_v}{n} = x : (h_1 - x) \dots \dots 2$$

ebből:

$$\sigma_b = \frac{\sigma_v}{n} \cdot \frac{x}{h_1 - x}$$

ezen értékeket 1.-be téve:

$$\frac{b \cdot x}{2} \cdot \frac{\sigma_v}{n} \cdot \frac{x}{h_1 - x} = \sigma_v f_v$$

$$x^2 + \frac{2 \cdot n \cdot f_v}{b} \cdot x - \frac{2 n f_v h_1}{b} = 0$$

ebből:

$$x = \frac{n \cdot f_v}{b} \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2 b h_1}{n \cdot f_v}} \right]$$

Egyszerűbben juthatunk erre az eredményre, ha felírjuk, hogy a null-tengely súlyvonala a dolgozó keresztmetszetnek, vagyis hogy a nyomott betonterületnek és húzott vaskeresztmetszetnek a nulltengelyre vonatkozó statikai nyomatékai egyenlők. A vaskeresztmetszetet n -szeres értékkel kell behelyettesíteni.

$$\frac{b x^2}{2} = n \cdot f_v (h_1 - x)$$

innen

$$x^2 + \frac{2 n \cdot f_v}{b} x - \frac{2 n f_v}{b} h_1 = 0$$

az előbb nyert egyenlet.

A legnagyobb feszültségeket a belső és külső erők nyomatékainak egyenlőségéből nyerjük, ahol M helyébe a legnagyobb nyomatékot kell írni:

$$1. \quad M = \frac{\sigma_b \cdot b x}{2} \left(h_1 - \frac{x}{3} \right) \text{ ahonnan}$$

$$\sigma_b = \frac{2 M}{b \times \left(h_1 - \frac{x}{3} \right)}$$

$$2. \quad M = \sigma_v \cdot f_v \left(h_1 - \frac{x}{3} \right)$$

$$\sigma_v = \frac{M}{f_v \left(h_1 - \frac{x}{3} \right)}$$

Ezen képletek *ellenőrzésre* szolgálnak. *Tervezés*kor a saját súly becslésszerű felvétele után ismeretes: M , σ_v , σ_b ; a gerenda b szélességét szintén felvéve, keressük h_1 - -et és f_v -at.

A rugalmassági egyenletből:

$$\sigma_b : \frac{\sigma_v}{n} = x : h_1 - x \text{ folyik}$$

$$x = \frac{n \cdot \sigma_b}{\sigma_v + n \sigma_b} \cdot h_1$$

Vagy ha a megengedett feszültségek viszonyát

$$\frac{\sigma_v}{\sigma_b} = \gamma \text{ val jelöljük:}$$

$$x = \frac{n \cdot h_1}{n + \gamma}$$

mely értéket a külső és belső erőkből származó nyomatékok egyenlőségéről szóló egyenletben téve nyerjük h_1 -et: a gerenda szerkezeti magasságát és f_v -t: a szükséges vasbetétet

$$M = \frac{\sigma_b \times b}{2} \left(h_1 - \frac{x}{3} \right) \text{ innen } x \text{ behelyette}$$

sítése után:

$$h_1 = (n + \gamma) \sqrt{\frac{6 M}{b \cdot n \cdot \sigma_b (n + 3\gamma)}} = C \sqrt{\frac{M}{b}}$$

vagyis választott $\frac{\sigma_v}{\sigma_b}$ és felvett b szélesség esetén

$$h_1 = \sqrt{\frac{M}{b}} \times \text{konstans.}$$

f_v -t következőkép kapjuk:

$$\begin{aligned} f_v \cdot \sigma_v &= \frac{x \cdot b \cdot \sigma_b}{2} = \frac{b \cdot \sigma_b}{2} \cdot \frac{n}{n + \gamma} h_1 = \\ &= \frac{b \cdot n}{2 \gamma (n + \gamma)} \cdot C \sqrt{\frac{M}{b}} \text{ vagyis} \end{aligned}$$

$$f_v = a \cdot \sqrt{M \cdot b} = \text{egy konstans} \times \sqrt{M \cdot b}.$$

lemez esetén $b = 100 \text{ } \mu\text{m}$ és így egyszerismindenkorra

$$\frac{\sigma_v}{\sigma_b} = \gamma \text{ különböző értékeire ki lehet számítani a}$$

constansokat, ami a tervezést rendkívül meggyorsítja.

Gerendatervezés esetén a h_1 -re vonatkozó állandókat 10-zel kell szorozni, az f_v -re vonatkozókat pedig 10-zel osztani.

σ_b	σ_v	h_1	f_v	x	$h_1 - \frac{x}{3}$
30	750	0.0451 $\sqrt{\quad}$	M 0.0338 $\sqrt{\quad}$	M 0.375 h_1	0.875 h_1
35	750	0.0401	» 0.0385	» 0.412	» 0.863
40	750	0.0363	» 0.0430	» 0.444	» 0.852
45	750	0.0334	» 0.0474	» 0.474	» 0.842
50	750	0.0310	» 0.0517	» 0.500	» 0.833
30	800	0.0459 $\sqrt{\quad}$	M 0.0309 $\sqrt{\quad}$	M 0.360 h_1	0.880 h_1
35	800	0.0408	» 0.0353	» 0.396	» 0.868
40	800	0.0367	» 0.0397	» 0.429	» 0.857
45	800	0.0339	» 0.0436	» 0.458	» 0.843
50	800	0.0314	» 0.0475	» 0.484	» 0.839
30	900	0.0474 $\sqrt{\quad}$	M 0.0264 $\sqrt{\quad}$	M 0.333 h_1	0.889 h_1
35	900	0.0420	» 0.0301	» 0.368	» 0.877
40	900	0.0380	» 0.0337	» 0.400	» 0.867
45	900	0.0348	» 0.0373	» 0.429	» 0.857
50	900	0.0322	» 0.0407	» 0.455	» 0.848
20	1000	0.0685 $\sqrt{\quad}$	M 0.0158 $\sqrt{\quad}$	M 0.230 h_1	0.923 h_1
25	1000	0.0568	» 0.0193	» 0.273	» 0.909
30	1000	0.0490	» 0.0228	» 0.310	» 0.897
35	1000	0.0433	» 0.0261	» 0.344	» 0.885
40	1000	0.0390	» 0.0293	» 0.375	» 0.875
45	1000	0.0357	» 0.0324	» 0.403	» 0.866
50	1000	0.0330	» 0.0354	» 0.429	» 0.857
30	1200	0.0519 $\sqrt{\quad}$	M 0.0177 $\sqrt{\quad}$	M 0.273 h_1	0.909 h_1
35	1200	0.0457	» 0.0203	» 0.304	» 0.898
40	1200	0.0410	» 0.0228	» 0.333	» 0.889
45	1200	0.0375	» 0.0253	» 0.360	» 0.880
50	1200	0.0345	» 0.0277	» 0.385	» 0.872

Példa.

3·00 m. belső ürmélységű folyosó fölött vasbeton-lemezből álló födém tervezendő. A mozgó terhelés legyen 320 kg/m^2 , a padlózat önsúlya pedig (linoleum gipszsimitáson) 35 kg/m^2 .

A lemez magasságát az önsúly megbecsülése céljából $0\cdot12 \text{ m}$ -re vesszük fel: a támaszköz $3\cdot00 + 0\cdot12 = 3\cdot12 \text{ m}$. A vizsgálat $1\cdot00 \text{ m}$. széles sávra vonatkozik.

Terhelés.

Lemezsúly $0\cdot12 \times 2400$. . .	288 kg/m^2
Padlóburkolat		35 »
Esetleges terhelés		320 »
		643 kg/m^2

$$M_{\max} = \frac{q l^2}{8} = \frac{643 \cdot 3\cdot12^2}{8} = 782 \text{ mkg} = 78200 \text{ cmkg.}$$

$$\sqrt{M} = 279$$

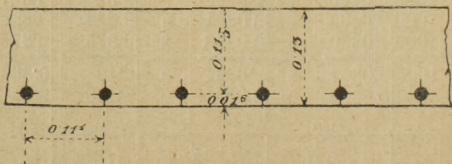
ha $\sigma_v = 1000 \text{ kg/cm}^2$ és $\sigma_b = 40 \text{ kg/cm}^2$ akkor a 39. oldalon levő tabella szerint

$$h_1 = 0\cdot039 \cdot 279 = 10\cdot9 \text{ cm.}$$

$$f_v = 0\cdot0293 \cdot 279 = 8\cdot2 \text{ cm}^2, 9 \times 11 \text{ } \phi, 8\cdot55 \text{ cm}^2$$

$$h = h_1 + a = 10\cdot9 + 1\cdot5 = \approx 13 \text{ cm.}$$

A végleges elrendezés a következő:



A tényleges igénybevételek meghatározása

$$M_{\max} = \frac{(320 + 35 + 312) 3\cdot13^2}{8} = 815 \text{ mkg} = 81500 \text{ cmkg.}$$

$$x = \frac{15 \cdot 8 \cdot 55}{100} \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{200 \cdot 11 \cdot 5}{15 \cdot 8 \cdot 55}} \right] = 4 \cdot 30 \text{ cm.}$$

$$\sigma_b = \frac{2 \cdot 81500}{100 \cdot 4 \cdot 30 \cdot 10 \cdot 07} = 37 \cdot 6 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\sigma_v = \frac{81500}{8 \cdot 55 \cdot 10 \cdot 07} = 946 \text{ kg/cm}^2.$$

A vasak távolsága $\frac{100}{9} =$ kerekén 11 cm. Elosztó vasak $0 \cdot 20 \cdot 8 \cdot 55 = 1 \cdot 71 \text{ cm}^2$. $9 \times 5 \phi = 1 \cdot 77 \text{ cm}^2$.

VI. A bordás lemez számítása.

A M. M. É. E. vasbetonszabályzatának rendelkezése:

»Ha valamely vasbetonlemez gerendákkal (bordákkal) úgy van megtámasztva, hogy a lemez és a gerendák összefüggő egészet alkotnak s a lemezben a gerenda mentén nyomóeszültség keletkezik a gerenda hajlításakor, ennek az együttműködő lemezsávnak szélességeül számításba veendő mérete, vagy a gerenda támaszközének $\frac{1}{3}$ része, vagy a gerenda magasságának — a lemezvastagság beleszámításával nyert — ötszöröse, vagy pedig a bordáknak egymástól való távolsága, amelyik t. i. a három közül a legkisebb.«

Az új osztrák vasbetonszabályrendelet idevágó pontja szerint pedig:

»Bordás lemezeknél az együttdolgozónak vett lemezszélesség a borda tengelyének egyik és másik oldalán nem lehet több, mint a négyszeres bordaszélesség, vagy pedig a nyolcszoros lemezvastagság, vagy pedig a bordák tengelytávolságának fele. 6 cm-nél vékonyabb lemezeket együtt dolgozóknak nem szabad tekinteni.«

Ebben a rendelkezésben legfigyelemreméltóbb a lemezvastagsággal való kapcsolat, melyről nem célszerű megelégedezni.

A számításnál 2 esetet kell megkülönböztetni: 1. a nulltengely távolsága a felső éltől;

1. $x \leq v$
2. $x > v$

Az 1. esetet már elintéztük, mert ezen T keresztmetszet statikailag ugyanaz, mint a derékszögű négyszögalakú, alul vasalt keresztmetszet, csak hogy el van belőle hagyva az, ami úgysem dolgozik, úgy hogy azon alaptétel logikus konzekvenciájának tekinthető, hogy a beton húzásra nem lesz számítászerűen igénybevéve.

Az ellenőrzéshez szükséges formulák tehát:

$$x = \frac{n \cdot f_v}{b} \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2b \cdot h_1}{n \cdot f_v}} \right]$$

$$\sigma_b = \frac{2 M}{b x \left(h_1 - \frac{x}{3} \right)}$$

$$\sigma_v = \frac{M}{f_v \left(h_1 - \frac{x}{3} \right)}$$

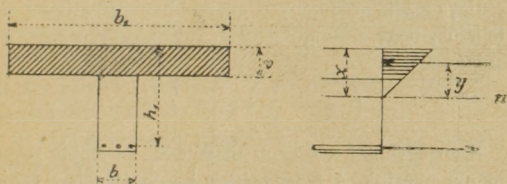
Hogy az $x \begin{matrix} \geq \\ \leq \end{matrix} v$ esetek közül melyikkel van dolgunk, azt eldönthetjük úgy, hogy felírjuk a lemez alsó élére a nyomatéki egyenletet:

$$\frac{b x v^2}{2} \begin{matrix} \geq \\ \leq \end{matrix} n \cdot f_v (h_1 - v);$$

ha a baloldal nagyobb vagy egyenlő, akkor az x az elbemetszett a lemezbe vagy éppen az alsó élével esik

össze; ez esetben tehát a négyszögű keresztmetszetre felállított és fentebb újra felírt képletek alkalmazandók. Ha pedig a baloldal kisebb a jobboldalnál, akkor a nulltengely bemetsz a bordába. Ez új eset.

2. A *nulltengely bemetsz a bordába*. Ekkor, egyszerűbb képletek kedvéért, elhanyagoljuk a bordában fellépő jelentéktelen nyomófeszültséget és a 23-ik ábra szerint képzeljük a feszültségeknek a megoszlását.



23. ábra.

A szükséges egyenletek értelmileg identikusak a négyszögű keresztmetszetre felírottakkal.

1. A keresztmetszetek síkai maradnak, a σ -ák arányosak az s -okkal.

$$\sigma_b : \frac{\sigma_v}{n} = \frac{x}{h_1 - x} \quad \text{innen } x \text{ innen}$$

$$\sigma_v = \frac{n \cdot \sigma_b (h_1 - x)}{x}$$

2. A belső nyomó- és húzóerők egyenlők egyenlők:

$$\sigma_v \cdot f_v = \frac{b_1 x}{2} \cdot \frac{\sigma_b}{2} + \frac{b_1 (x - b)}{2} \cdot \frac{\sigma_b}{2} = \frac{b_1 (x - b)(x - v)}{2} \cdot \sigma_b$$

$$\sigma_b \text{ helyébe írható } \sigma_b \frac{x - v}{x}$$

σ_v helyébe az előbb nyert értéket téve, elsőfokú egyenletet kapunk:

$$\frac{n \cdot \sigma_b (h_1 - x)}{x} f_v = \frac{b_1 x}{2} \sigma_b - \sigma_b \cdot \frac{x - v}{x}$$

$$\frac{b_1 (x - v)}{2}$$

mely egyenletből:

$$x = \frac{2 n \cdot h_1 \cdot f_v + b v^2}{2 (n \cdot f_v + b \cdot v)}$$

Ugyanezen eredményre gyorsabban juthatunk, ha felírjuk, hogy a nulltengely a dolgozó keresztmetszet súlyvonala:

$$b \cdot v \left(x - \frac{v}{2} \right) = n \cdot f_v (h_1 - x)$$

Ezen egyenlet x szerint megoldva, az előbbi eredményt nyerjük. A feszültségek kiszámításához szükségünk van a belső erők karjára: $(h_1 - x + y)$ -ra.

Közelítő számításoknál $\left(h_1 - \frac{v}{2} \right)$ -lel vehetjük egyenlőnek. Ekkor

$$\sigma_v = \frac{M}{f_v \left(h_1 - \frac{v}{2} \right)} \quad \text{és}$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_v \cdot x}{n \cdot (h_1 - x)}$$

Az így számított igénybevételek nagyobbak a ténylegeseknél, mert a belső erők karja mindig nagyobb, mint $h_1 - \frac{v}{2}$. Pontosabb számítások meghatároz-

hatjuk y helyét a nyomatéki tétellel, mert y egyenlő a trapéz alakú feszültségtest súlyvonalának a 0 tengelytől való távolságával.

$$y = x - \frac{v}{2} + \frac{v^2}{6(2x - v)}$$

$$\sigma_v = \frac{M}{f_v (h_1 - x + y)}$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_v \cdot x}{n (h_1 - x)}$$

Tervezéskor a lemez vastagsága már megvan, mert a lemezt előbb méretezzük. A tervezés menete az, hogy a helyiség alaprajza szerint kiosztjuk a bordákat és felvesszük a bordamagasságot és szélességet. Gazdaságos a bordát minél magasabara felvenni, mert ekkor *vasban takarítunk*. A betonnyomóigénybevétel gazdaságosan tervezett bordáslemezben nincs kihasználva.

A vasmennyiséget gyakorlatilag elegendő pontossággal adja:

$$f_v = \frac{M}{\sigma_v \left(h_1 - \frac{v}{2} \right)}$$

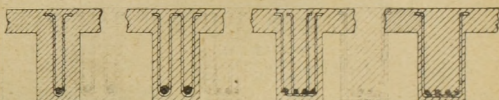
Az így megtervezett gerendában fellépő igénybevételeket az előző pont szerint kell kiszámítani. Negatív nyomatékok ellen a **T** keresztmetszet, mint a borda szélességével bíró derékszögű négyszögű keresztmetszet szerepel. Ily alakban látjuk többtámaszú elrendezésben az oszlopok felett, ahol nagy negatív *M*-ek lépnek fel. *Ott szükségessé fog válni a felső vasalás*. Számpéldát l. az 57. oldalon.

VII. Nyíróigénybevétel.

Kengyelezés és ferde felvezetés.

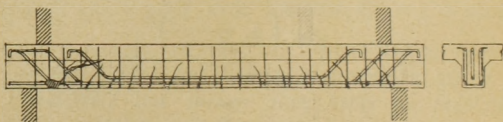
A kéttámaszú vasbeton-gerendának teherbírása nagy mértékben növekszik, ha a húzóerők felvételére rendelt és M_{max} . alapján meghatározott vasbetéteket a

felfekvések tájékán kb. 45° alatt felvezetjük. Hasonló hatása van az ú. n. *kengyelezésnek*, ami alatt a 24. ábrában látható drótbetéteket értjük.



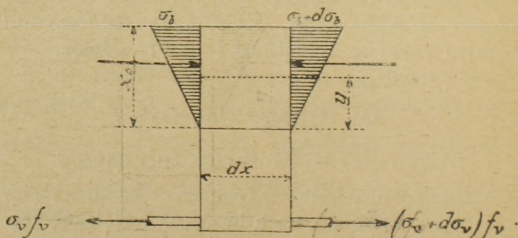
24. ábra.

Ennek magyarázata a hajlított gerendában fellépő nyíróerőkben és diagonális húzófeszültségekben keresendő. Ezen feszültségek fa- és vastartókban a megengedett határon alul maradnak, amiért is ott nem számítjuk őket; a vasbeton-szerkezetekben azonban éppolyan jelentőségük van, mint a normális feszültségeknek, mert tapasztalatilag a gerenda igen gyakran nem a maximális nyomaték helyén megtönikre, hanem a 25. ábrán látható módon.



25. ábra.*)

A hajlított tartóban fellépnek horizontális nyírófeszültségek is, melyek értéke két végtelenül közeledő



26. ábra.

Mörsch*) Mörsch kísérleteiből.

keresztmetszet jobb- és baloldalára ható normális belső erők differenciájával egyenlő, melyet egyenletesen eloszolva képzelünk. (26. ábra.)

A nulltengely fölött y magasságban lévő szárra áll a következő egyenlet:

$$\tau \cdot b \cdot dx = \int_y^{x_0} b \cdot d\sigma \cdot dy$$

$$\sigma_b = \frac{2M}{b x_0 \left(h_1 - \frac{x_0}{3} \right)} \quad (\text{a szélső szárra})$$

$$(y \text{ magasságban}) \sigma_b = \frac{2M}{b x_0^2 \left(h_1 - \frac{x_0}{3} \right)} \cdot y$$

$$\frac{d\sigma_b}{dx} = \frac{2}{b x_0^2 \left(h_1 - \frac{x_0}{3} \right)} y \cdot \frac{dM}{dx} =$$

$$= \frac{2R}{b x_0^2 \left(h_1 - \frac{x_0}{3} \right)} \cdot y$$

$$d\sigma_b = \frac{2R}{b x_0^2 \left(h_1 - \frac{x_0}{3} \right)} \cdot y \cdot dx$$

$$\tau \cdot b \cdot dx = \int_y^{x_0} \frac{2R}{x_0^2 \left(h_1 - \frac{x_0}{3} \right)} y \cdot dy \cdot dx$$

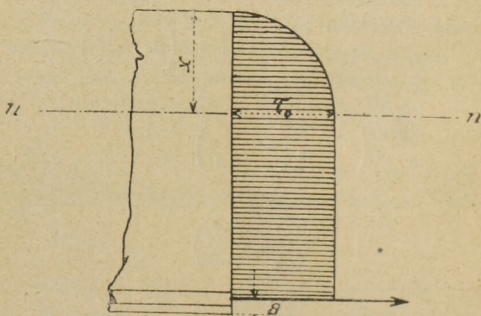
$$\tau \cdot b = \frac{2R}{x_0^2 \left(h_1 - \frac{x_0}{3} \right)} \cdot \frac{(x_0^2 - y^2)}{2} =$$

$$= \frac{R(x_0^2 - y^2)}{x_0^2 \left(h_1 - \frac{x_0}{3} \right)}$$

τ_{max} . a nulltengelyben lesz; vagyis az $y = 0$ helyen.

$$\tau_0 = \frac{R}{b \left(h_1 - \frac{x_0}{3} \right)}$$

Ezt az értéket a vasbetétig állandónak kell képzelni, tekintve, hogy a betonban fellépő húzóerőket elhanyagoljuk.



27. ábra.

A nyíróerők képét a 27. ábra mutatja.

A képletben $h_1 - \frac{x_0}{3}$ jelenti a belső erők karját, vagyis a háromszögű nyomófeszültségi éktest súlypontjának a vastengelytől való távolságát, az eredmény tehát lényegileg ugyanaz, mint a homogéntartóknál, ahol a nulltengelyi

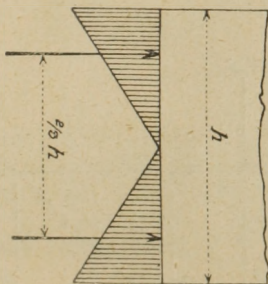
$$\tau_{max} = \frac{Q S}{b \cdot J} = \frac{Q}{b \cdot \frac{2}{3} h},$$

mert

$$J = \frac{b \cdot h^3}{12}, \quad S = \frac{b h^2}{8}$$

$$\frac{J}{S} = \frac{2}{3} h.$$

$\frac{2}{3} h$ pedig szintén nem más, mint a belső erőkarja. (28. ábra.)

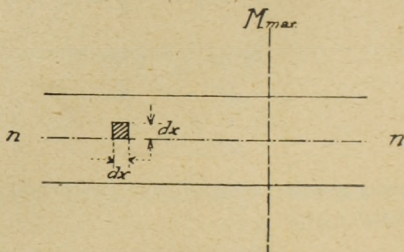


28. ábra.

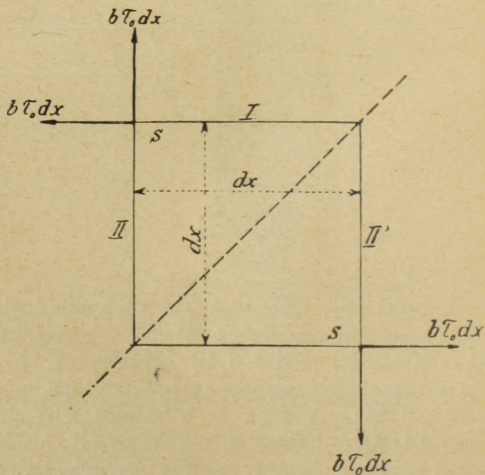
E képlet nagy fontossága abból a körülményből folyik, hogy a nulltengelyben 45° alatt húzófeszültségek keletkeznek, melyek τ_0 -al egyenlők és így a betont leggyengébb tulajdonságában támadják meg. Ezért kell kengyeleznünk és a vasakat felvezetni. Ennek belátására hasítsunk ki a tartó M_{max} . nyomatékától balra, a nulltengely felett egy dx szélességű és magasságú hasábot, melynek mélysége $= b$. (29. ábra.)

Tegyük ezen elemet szabaddá és jelezzük rajta az öt megtámadó erőket, melyeknek hatása alatt egyensúlyban tartozik lenni (30. ábra).

A 0 tengelyben $\tau_0 \cdot dx$ jobbra mutat, mert a dx elem II' keresztmetszetében nagyobbak a



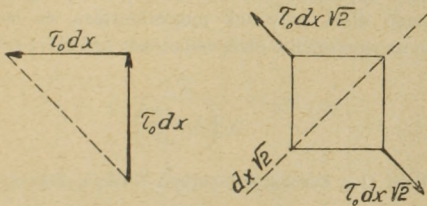
29. ábra.



30. ábra.

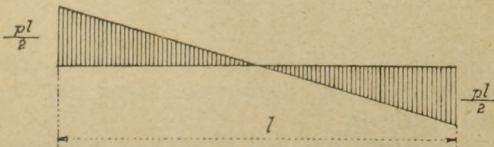
normál feszültségek, mint a II. keresztmetszetben, minthogy az M_{max} -tól balra vagyunk és $\tau_0 dx$, az

elemet tekintve, mint reactio értelmezendő, vagyis: a balra mutató $d\sigma$ normálfeszültség többlettel ellenkező értelemben; az I. metszetben $\tau_0 dx$ értelme egyezik $\tau_0 d\sigma$ értelmével. A vertikális nyírófeszültség értéke a $dx \times dx$ elem egyensúlya következtében egyenlő a



31. ábra.

horizontálissal és a II. metszetben felfelé mutat, mert itt a nyíróerők összege még felfelé irányul; a II' metszetben lefelé mutat, mert itt mint reactio értelmezendő vagy — ha úgy tetszik — mint a jobbra eső tartó-rész által átvitt nyíróerő.



32. ábra.

Ha az S sarkokon találkozó erőket eredővé tesszük össze, (31. ábra) úgy annak értéke $\tau_0 \cdot dx \sqrt{2}$, a mélység 1 cm.-rére vonatkoztatva, mely erő a reá merőleges átlós metszetben húzófeszültséget hoz létre, melynek értéke :

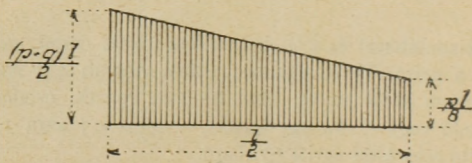
$$\sigma_0 = \frac{\tau_0 dx \sqrt{2}}{dx \sqrt{2}} = \tau_0$$

vagyis a nulltengelyben 45° alatti irányban τ_0 értékű húzófeszültségek keletkeznek.

Ezen bizonyításnál nem lényeges a végtelenül kisebbedő elem helyének megválasztása és mi ezt csupán az egyszerűbb elképzelhetőség kedvéért tettük.

$$\tau_0 = \frac{Q}{b \left(h_1 - \frac{x}{3} \right)}$$

képletben Q a keresztmetszetben fellépő legnagyobb



33. ábra.

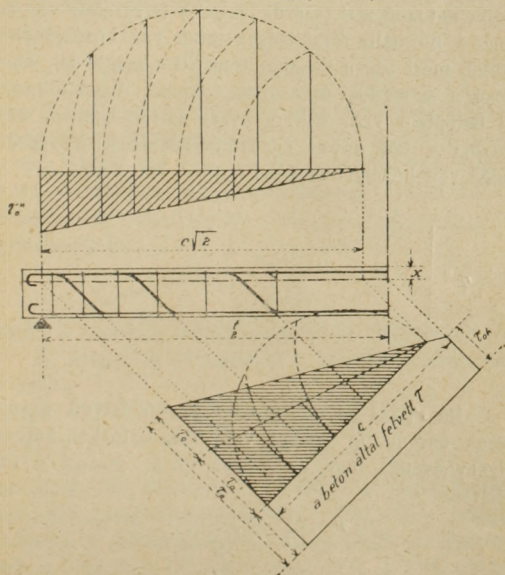
nyíróerőt jelenti. Egyenletes, állandó terhelés esetén a kéttámaszú tartó nyíróerőinek ábrája a 32. ábra szerint változik.

Tekintettel arra, hogy az esetleges terhelés folytán, partialis terheléskor a középben is fellépnek nyíróerők, a kengyelek és felvezetések számításának alapjául a maximális nyíróerőknek a biztonság felé egyszerűsített ábráját vesszük (33. ábra).

A 34. ábra kivetítve mutatja a 0 tengelyi 45° -os húzófeszültségeket, melyeknek alapján, mélyebb tudományos indokolás nélkül a következő módon

szerkeszthetjük meg a vasfelvezetések helyét és a kengyelezés módját:

$$\tau_0\text{-nak értéke} = \frac{(p + g) \frac{l}{2}}{b \left(h_1 - \frac{x}{3} \right)}$$

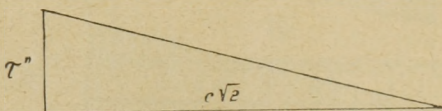


34. ábra.

A tartó közepén felmért τ_{ok} -érték pedig a $\frac{pl}{8}$ nyíróerőnek megfelelő, az általános képlet szerint számítandó értéke:

$$\tau_{ok} = \frac{pl}{8b \left(h_1 - \frac{x}{3} \right)}$$

Ezen feszültségi ábrából önkényesen kiutalunk egy bizonyos részt a beton húzószilárdságának, mely érték 2—5 kg./cm.² között változik. Legyen például 2 kg./cm.²; a fennmaradó ($\tau_0 - 2$ kg) húzóerőből annyit utalunk ki a felvezetni szándékolt vasaknak, hogy az igénybevétel 500 kg./cm.² körül legyen. Ezt azon indokolással tesszük, hogy a felvezetett vasban már a normális feszültségek miatt van húzóigénybevétel, mert bár a vasakat csak ott vezetjük fel, ahol ezek a nyomatéki ábra szempontjából disponibílisek, a betonban való behorgonyzás következtében, ami alapja a két anyag együttműködésének: a vasban még van húzóigénybevétel.



35. ábra.

Ha τ'_0 -val jelöljük a $\tau_0 - 2$ kg.-ból felvett ugyancsak háromszög szerint való megosztásban képzelt igénybevételt, úgy az összes húzás, melyet a vas felvesz

$$\frac{b \cdot \tau'_0 \cdot c}{2} = \frac{F_v \cdot \sigma_v}{2} \text{ innen}$$

$$\tau'_0 = \frac{F_v \cdot \sigma_v}{b \cdot c} = \frac{1000 F_v}{b \cdot c}$$

F_v a felvezetett vasak keresztmetszetének összegét jelenti. Lehetséges, hogy $\tau'_0 > \tau_0 - 2$ kg., vagyis a felvezetett vasak képesek az összes húzást felvenni; ennek dacára is kengyelezünk, mert ezzel, aránylag kis vasmennyiséggel, lényegesen emeljük a szerkezet

biztosságát. Legyen általában a $\tau_0 - 2$ -ből a τ'_0 levonása után fennmaradó feszültségérték τ_0'' , úgy a kengyelek által felveendő összes nyíróerő (35. ábra)

$$\frac{b \cdot c \cdot \tau_0'' \sqrt{2}}{2}$$

A szükséges kengyelek száma:

$$S_z = \frac{b \cdot c \cdot \tau'' \sqrt{2}}{2 F \sigma}$$

ahol F a választott kengyelek keresztmetszetét, σ pedig megengedett igénybevételöket jelöli, egyszerű kengyelek esetén egy kengyel ellenálló keresztmetszete $2 r^2 \pi$, kettős kengyelek alkalmazásakor pedig $4 r^2 \pi$. Általában a t távolságban levő egyszerű kengyelek igénybevétele:

$$\sigma = \frac{b \tau t}{2 r^2 \pi}$$

ahol τ a vertikális nyíróigénybevétel a kengyel helyén.

A kengyelek távolságát a következő képletből kapjuk:

$$t = \frac{2 r^2 \pi \sigma_{mg.}}{\tau \cdot b},$$

ha tehát egy bizonyos x helyen τ az igénybevétel, úgy adott kengyelkeresztmetszet esetén tőle jobbra és balra t távolságra jön az első kengyel. Gyakorlatilag t helyébe t'' -t téve, megkapjuk a tartó végén a kengyelek távolságát. Megállapítunk ezenkívül 2—3 kengyeltávolságot — mert nem célszerű a kivitel szempontjából nagyon sok kengyeltávolsággal dolgozni — és azon helyet, ahol ezen távolság már megengedhető és ezen alapon beosztjuk a kengyeleket addig, amíg a feszültségi ábra tart; azontúl a középig — ahol tehát tulajdonképp már feleslegesek — is helyezünk

kb. 30 cm. távolságban kengyeleket. 10 cm.-en aluli kengyeltávolságot nem célszerű választani; ha a számítás ezt adná: akkor vagy vastagabb kengyeleket kell venni, vagy kettős kengyeleket alkalmazni. A kengyelek átmérője 5—7 mm. A kengyelek és ferde felvezetések helyét azon alapon, hogy mindegyikre ugyanazon erő jusson, a 34. ábrán látható módon is megszerkeszthetjük. A szerkesztés után meg kell nézni, hogy a vasak felvezetése oly helyen történt-e, ahol azok már a maximális nyomatékok ábrája szerint disponibilisek voltak, amiről leggyorsabban úgy győződhetünk meg, hogy megrajzoljuk a vasak által tényleg felvehető nyomatékok ábráját, melynek sehol sem szabad a felveendő nyomatékok ábrájába bele-metszeni.

Amint említettük, a kengyeleknek és felvezetéseknek kiutalt feszültségértékek önkényesek és a mutatott eljárás nem is az egyedüli, melyet alkalmaznak. Így pl. az új igen alapos osztrák vasbeton-szabályrendelet a következőt írja elő:

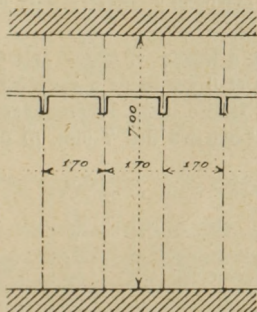
Amennyiben a nyíró- és főfeszültségek a megengedett értékeket túllépik, kengyeleket vagy más megfelelő vasbetétet kell alkalmazni, melyeket úgy kell méretezni, hogy a nyíró- és főhúzóerők azon részét, melyet a beton a megengedett igénybevételek túllépése nélkül felvenni nem képes, legalább azonban az összes nyíró- és főhúzóerők 60 százalékát felvenni képesek legyenek. Ezenkívül szükséges, hogy a beton önmagában is a nyíróerőknek legalább 30 százalékát megengedett nagyságú nyíró feszültségekkel felvenni képes legyen.

Az osztrák szabályzat megengedett igénybevételeire vonatkozólag a IV. fejezet: »Megengedett feszültségek« című részében található részletesebb adatok.

Példa. (36 ábra.)

1. A lemez megtervezése.

A lemez többtámaszú. $M_{\max.}$ -ot meghatározhatjuk a többtámasztólúak pontos elmélete szerint, ami sokszor gazdasági szempontból előnyös, rendszerint azonban elegendő lesz a szabályzatokban közbülső nyílásokra megállapított közelítő értékekkel számítani. Mi jelen esetben az utóbbit tesszük.



36. ábra.

$$M_{\max.} = \frac{1}{10} (g + p) l^2 = \frac{1}{10} Q \cdot l.$$

Az önsúly megbecslése céljából a lemez magasságát: h -t felvesszük 8 cm.-re. Támaszköznek a bordák tengelyvonalai közötti távolságot kell venni. A vizsgálat 100 m. széles lemezsávra történik.

Terhelés.

8 cm. vastag lemez súlya	
170 · 0·08 · 2400	327 kg.
a burkolat súlya	
170 · 60	102 kg.
esetleges terhelés	
170 · 400	680 kg.
	Q = 1109 kg.

$$M_{\max.} = \frac{1}{10} 1109 \cdot 170 = 188 \cdot 50 \text{ mkg.}$$

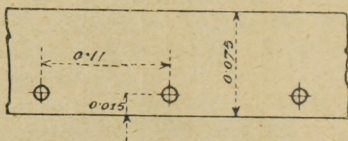
$$= 18850 \text{ cmkg.}$$

A 39. oldalon levő tabella szerint, ha $\sigma_b = 40$ kg./cm.² és $\sigma_v = 1000$ kg./cm.², akkor

$$h_1 = 0 \cdot 039 \cdot \sqrt{18850} = 5 \cdot 35 \text{ cm.}$$

$$F_v = 0 \cdot 0293 \sqrt{18850} = 4 \cdot 02 \text{ cm.}^2$$

Válasszuk a lemez végleges teljes vastagságát 7.5 cm-re, h_1 -et 6 cm-re és a szerkezeti magasságának (h_1) ezen felfelé való kikerekítésére tekintettel f_v -at 3.47 cm²-ben = 9 drb 7 mm. ϕ (37. ábra).



37. ábra.

A tervezett lemez ellenőrzése.

A terhelések számítása:

lemez

$$1 \cdot 70 \cdot 0 \cdot 075 \cdot 2400 \dots \dots \dots 306 \text{ kg.}$$

burkolat

$$1 \cdot 70 \cdot 60 \dots \dots \dots 102 \text{ kg.}$$

esetleges teher

$$1 \cdot 70 \cdot 400 \dots \dots \dots 680 \text{ kg.}$$

$$Q = 1088 \text{ kg.}$$

$$M_{\max} = \frac{1088 \cdot 170}{10} = 18500 \text{ cmkg.}$$

$$x \frac{15 \cdot 3 \cdot 47}{100} \left[\sqrt{1 + \frac{200 \cdot 6 \cdot 00}{15 \cdot 3 \cdot 47}} - 1 \right] = 2 \cdot 03 \text{ cm.}$$

$$\sigma_b = \frac{2 \cdot 18500}{100 \cdot 2 \cdot 03 \cdot 5 \cdot 33} = 34 \cdot 2 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_v = \frac{18500}{3 \cdot 47 \cdot 5 \cdot 33} = 1000 \text{ kg/cm}^2$$

A nyíró- és tapadási feszültségeket lemeznél nem szükséges kimutatni. A szerkezeti vasaknak egy részét a negatív nyomatékokra való tekintettel a bordák fölött a lemez felső részébe kell átvezetni. A szabályzat értelmében a szerkezeti vasalás 20°_0 -át mint elosztó vasalást kell alkalmazni.

2. A gerenda tervezése.

Az önsúly és a nyomaték becslése szempontjából felvesszük h_1 -et a támaszköz hányadában $1/12 \sim 1/18$ -ra. A gerinc-szélességet $15 \sim 30$ cm.-re választjuk, főképen a vasbetétek nagyságára való tekintettel. Támaszköznek egyelőre $1 \cdot 04 \sim 1 \cdot 08$ l vehető, de megállapíthatjuk előbb a felfekvés hosszát és aztán a szabályzat értelmében a felfekvések középvonalai között levő távolságot vezetjük be támaszköznek. (Nem szabad tehát — mint ahogyan magasépítkezési födémeiben rendszeren szokásos — a falközt támaszköznek tekinteni.)

Jelen esetben legyen

$$t = 7 \cdot 40 \text{ m.}$$

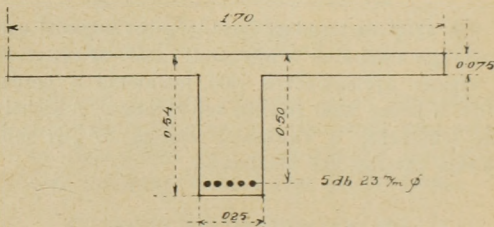
$$h_1 = 50 \text{ cm.}$$

$$b = 25 \text{ cm.}$$

Megállapítandó még a lemez együttdolgozó szélessége, mely a M. M. és É. E. szabályzata szerint nem lehet több

1. a tengelytávolságnál 1.70 m.
 2. a támaszköz $\frac{1}{3}$ -ánál . $\frac{7.40}{3} = 2.47$ m.
 3. a gerenda 5-szörös magas-
ságánál $0.54 \times 5 = 2.70$ m.
- Ezen értékek közt a legkisebb 1.70 m.*

Keresztmetszetünk tehát a következő: (38. ábra.)



38. ábra.

Jelen esetben az ellenálló keresztmetszet súlya egyúttal a tartó terhelése is, de ha pl. a támaszköz $\frac{1}{3}$ -dá kisebb lett volna 1.70 m.-nél, akkor is a közép-vonalak közötti terhelés lett volna az irányadó.

Terhelés.

lemez	$1.70 \cdot 0.075 \cdot 2400 =$	305 kg.
burkolat + esetleges teher	$1.70 \cdot (60 + 400) =$	782 kg.
gerenda	$0.25 \cdot 0.465 \cdot 2400 =$	278 kg.
		1365 kg.

*Igen figyelemreméltó az új osztrák szabályzat azon rendelkezése, hogy az együttdolgozó szélesség mindkét oldalon nem lehet több a 8 szoros lemezvastagságnál, jelen esetben $60 + 60 = 120$ cm. és a 4-szeres bordaszélességnél, jelen esetben $1.00 + 1.00 = 2.00$ m.-nél, továbbá hogy 6 cm.-en aluli lemezeket statikailag nem szabad együttműködőknek tekinteni. Látjuk, hogy az az 1.70 m.-es lemezszélességet, melyet a M. M. É. E. szabályzata értelmében elfogadunk, az osztrák szabályzat soknak tartaná. E kérdés tudományos pontossággal még nincs tisztázva, de mindenestre helyes érzékre vall az osztrák szabályzatnak a lemezvastagságra vonatkozó észrevétele.

$$M_{\max.} = \frac{1365 \cdot 7 \cdot 40^2}{8} = 9350 \text{ mkg.} = 935000 \text{ cmkg.}$$

$$F_v = \frac{935000}{1000 \left(50 - \frac{7 \cdot 5}{2}\right)} = 20 \cdot 2 \text{ cm.}^2$$

$$5 \text{ db. } 23 \text{ mm. } \phi \text{ } 20 \cdot 75 \text{ cm.}^2$$

Amint látjuk, a értéke a vasbetét erősségének megfelel, mert a vasfelület távolsága a beton külső szélétől $40 - 12 = 28$ mm., vagyis kb. a vas átmérője.

Általán gerendáknál legalább 2 cm. födést kell fölvenni, ha pedig a vasátmérő nagyobb 2 cm.-nél, akkor a vasátmérőt vesszük.

A megtervezett gerenda ellenőrzése a normális feszültségek szempontjából.

A lemez alsó élére felírt nyomatéki egyenlettel eldöntjük, hogy a neutrális tengely bemetsz-e a bordába vagy pedig benne marad-e a lemezben.

1. A lemez nyomatéka az alsó élére vonatkoztatva

$$\frac{1 \cdot 70 \cdot 7 \cdot 5^2}{2} = 4800$$

2. A vaskeresztmetszet nyomatéka a lemez alsó élére $15 \cdot 20 \cdot 75 (50 - 7 \cdot 5) = 13200$

$$4800 < 13200,$$

vagyis a neutrális tengely bemetsz a bordába

$$x = \frac{2 \cdot 15 \cdot 20 \cdot 75 \cdot 50 + 7 \cdot 5^2 \cdot 1 \cdot 70}{2 (170 \cdot 7 \cdot 5 + 15 \cdot 20 \cdot 75)} = 12 \cdot 9 \text{ cm.}$$

$$y = 12 \cdot 9 - \frac{7 \cdot 5}{2} + \frac{7 \cdot 5^2}{6 (2 \cdot 12 \cdot 9 - 7 \cdot 5)} = 9 \cdot 66 \text{ cm.}$$

$$\sigma_v = \frac{935000}{20 \cdot 75 (50 - 12 \cdot 9 + 9 \cdot 66)} = 965 \text{ kg./cm.}^2$$

$$\sigma_b = \frac{965}{15} \cdot \frac{12 \cdot 9}{50 - 12 \cdot 9} = 22 \cdot 3 \text{ kg./cm.}^2$$

Ha a számítás σ_b -ra nagyobb értéket szolgáltatott volna 40 kg.-nál, akkor ez azt jelentette volna, hogy a felvett magasság kicsi. Megjegyzendő, hogy oly bordás lemez, melynél a két anyag egyidejűleg ki van használva, nem gazdaságos. A gazdaságos bordás lemezben a beton nincs kihasználva.

Hátra van még a gerenda *hosszirányú* megtervezése, amely a rendes födémszerkezeteknél elmarad, mert azokat M_{\max} alapján méretezzük és ezen keresztmetszetet változatlanul keresztülvisszük az egész támaszközön. A vasbetontartóban ezen eljárás a nyírófeszültségekre való tekintettel még akkor sem volna lehetséges, ha gazdasági okokból is nem volnánk azon, hogy az alátámasztások felé a nyomatékok kisebbedése folytán ott részben feleslegessé váló vasalást elhagyjuk.

$$\tau_0 = \frac{1365 \cdot \frac{7 \cdot 40}{2}}{25 \cdot 46 \cdot 76^*} = 4 \cdot 35 \text{ kg./cm.}^2$$

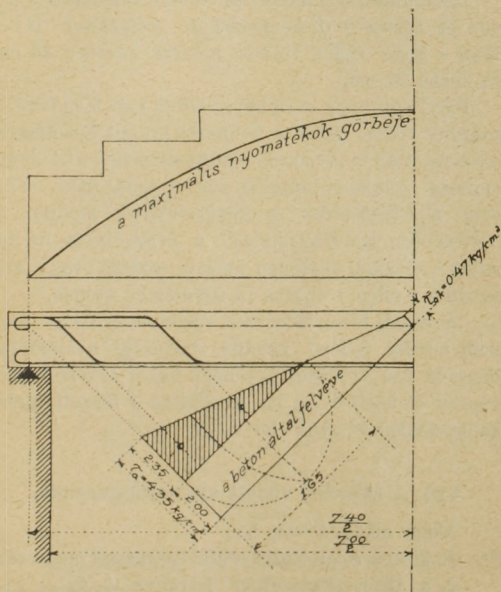
A mozgó terhelésből a tartó közepén keletkező feszültség

$$\tau_{ok} = \frac{680 \cdot \frac{7 \cdot 40}{8}}{25 \cdot 46 \cdot 76} = 0 \cdot 47 \text{ kg./cm.}^2$$

Ha ezen diagonális húzófeszültségektől 2 kg./cm.²-ot a betonnak utalunk ki és a 39. ábra szerint 2 vas-

* Megjegyezzük, hogy amennyiben a vasakat két vagy több sorban helyeztük el, a tartó végén a belső erők karja a felvezetések miatt nagyobb szokott lenni.

nak ferde felvezetését határozzuk el, akkor ezen két
vassal a fennmaradó feszültségeket felvehetjük; a
főfeszültségekből bennük keletkező átlagos feszültség-
többlet ekkor



39. ábra.

$$\frac{(4,35 - 2) 165 \cdot 25}{2 \cdot 8 \cdot 30} = 582 \text{ kg./cm.}^2,$$

ami még megengedhető, tekintve, hogy kengyeleket
is rendeztünk el, bár utóbbiakra jelen esetben számítás-
szerűen szorosán szükség nincs. Amint említettük,
a kis költségekre való tekintettel nem célszerű a

tartó biztonságát nagy mértékben fokozó kengyeleket még ily esetben sem elhagyni, mert szerepük, mely még egészen tisztázva nincs, nem merül ki a τ feszültségek felvételében.

Számításszerű indokolás nélkül alkalmazzunk 6 mm.-es egyszerű ϕ kengyeleket, melyeknek távolsága a tartó végén 15 cm., a tartó közepén 25 cm. és közbe 20 cm.

Tegyük fel, hogy az előbbi példánál τ_0 -ra 9 kg./cm²-ot kaptunk volna. Ekkor a betonnak kiutalt feszültségek levonása után fennmaradó feszültségtestből a 34. ábrán mutatott általános eljárás szerint határoztuk volna meg a felvezetések és kengyelezések módját. Az osztozkodás megállapításánál a kengyelezés és felvezetés elméleti részében idézett osztrák vagy más hasonló szellemű eljárás is figyelembe vehető.

A vasak felvezetésére a vasbetontartóban csaknem mindig fellépő negatív tartóvégi nyomatékok miatt is van szükség, úgy hogy akkor is felvezetünk vasakat a felső övbe, ha az összes τ feszültségeket kengyelekkel vesszük fel,

VIII. A kétszer vasalt vasbetongerenda.

Akkor alkalmazzuk, ha :

1. kicsi a rendelkezésre álló szerkezeti magasság ;
2. a keresztmetszetnek felváltva $+$ és $-$ nyomatékokat kell felvennie.

Tekintve, hogy nyomott vas sohasem lehet kihasználva, nyomóbetét gazdaságos voltának határául az egész keresztmetszet 0.6%-át vehetjük. A számításban elvi különbség a csakis lenn vasalt gerendához képest nincs. Az egyenletek statikai és szilárdsági jelentése ugyanaz, mint előbb (40. ábra).

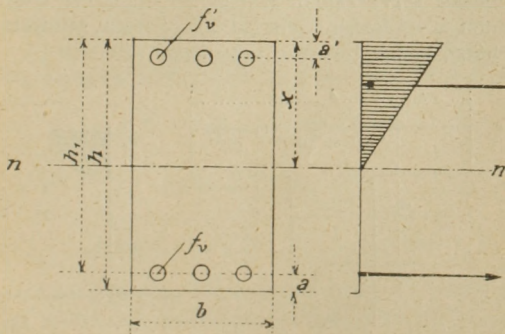
1. A belső erők egyenlők :

$$f'_v \cdot \sigma'_v + \frac{x b \sigma_b}{2} = f_v \cdot \sigma_v$$

2. A keresztmetszet sík marad, a feszültségek Hooke törvénye alapján határozhatók meg a nyúlásból.

$$\sigma_b : \frac{\sigma'_v}{n} = x : x - a'$$

$$\sigma_b : \frac{\sigma_v}{n} = x : h - a - x$$



40. ábra.

3. A belső erők nyomatéka egyenlő a külső erők nyomatékával:

$$M = \frac{\sigma_b x b}{2} \cdot \left(h_1 - \frac{x}{3} \right) + \sigma'_v \cdot f'_v \cdot (h_1 - a')$$

Ezen egyenletekből ellenőrzés számára nyerjük a következő képleteket:

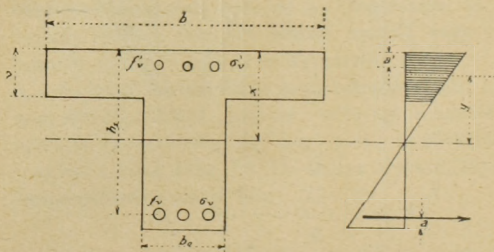
$$x = \frac{n (f_v + f'_v)}{b} + \sqrt{\frac{n (f_v + f'_v)^2}{b} + \frac{2n}{b} (h_1 \cdot f_v + a' f'_v)}$$

$$\sigma_v = \frac{\sigma_b \cdot n \cdot (h - a - x)}{x}$$

$$\sigma'_v = \frac{\sigma_b \cdot n \cdot x - a'}{x}$$

$$\sigma_b = \frac{6 \cdot M \cdot x}{bx^2 (3 h_1 - x) + 6 f'_v \cdot n (x - a') (h_1 - a)}$$

A nulltengely helyét az egyszerűen vasalt gerendánál használt azon tételből is megkaphatjuk, hogy az a dolgozó keresztmetszet súlyvonala. Kétszer vasalt gerendák tervezésekor gyorsabban érünk célt megfontolt felvételekkel, melyeket ellenőrizünk, mintsem a hosszadalmas tervezési képletekkel.



41. ábra.

IX. Fenn és lenn vasalt T keresztmetszet.

I. *Ellenőrzés.* Ha x a lemezbe vagy legfeljebb alsó élébe beleesik, akkor kétszer vasalt négyszögű keresztmetszettel van dolgunk s így a 65. oldalon levő képletek érvényesek. x helyére vonatkozólag a dolgozó keresztmetszetnek a lemez alsó élére felírt nyomatóka segítségével tájékozódunk, mint a lenn vasalt bordás lemeznél, csak hogy a nyomott f'_v -t is n -szeres területével kell számításba venni. Ha a

nulltengely bemetsz a bordába, akkor a helyét meghatározhatjuk azon elsőfoku nyomatóki egyenletből, mely kifejezi, hogy x a dolgozó keresztmetszet súlyvonalára. A nulltengelyre felírt nyomatóki egyenlet így hangzik:

$$b v \left(x - \frac{v}{2} \right) + n f'_v (x - a') = \\ = n f_v \cdot (h_1 - x) \quad \text{innen} \\ \frac{b v^2}{2} + n f'_v a' + n f_v h_1 \\ x = \frac{\quad}{n (f_v + f'_v) + b v}$$

A nevező a dolgozó keresztmetszet, a számláló pedig az egyes részek nyomatóka a lemez felső élére.

$$\sigma_v = \frac{M}{f_v (h_1 - x + y)} \quad \text{és}$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_v}{n} \cdot \frac{x}{h_1 - x}$$

$$\text{ahol } y = x - \frac{d}{2} + \frac{d^2}{b(2x - d)}$$

azon kis elhanyagolás, melyet a belső erők karjánál így elkövetünk, gyakorlatilag megengedhető, de nincs akadálya annak, hogy egészen pontosan meg ne állapítsuk a feszültségek értékét. Az alsó vasbetét tengelyére írjuk fel a külső és belső erők nyomatókának egyenlőségét:

$$M = \left(\frac{\sigma_b b x}{2} - \frac{\sigma_b (x - v)^2 b}{2 x} \right) (h_1 - x + y) \\ + f'_v \cdot (h_1 - a')$$

y és x meghatározása után σ_b innen kiszámítható és ezután

$$\sigma_v = \frac{n \sigma_b \cdot h_1 - x}{x}$$

2. Kétszer vasalt bordás lemez tervezése.

Ismeretesek b_1 h_1 b_1 , v . A megengedett igénybevételek megválasztása után

$$x = \frac{n \cdot \sigma_b}{\sigma_v + n \sigma_b} \cdot h_1$$

$$y = x - \frac{v}{2} + \frac{v^2}{6(2x - v)}$$

A beton által felvett nyomóerő

$$\frac{\sigma_b + \sigma_b \frac{x - v}{x}}{2} \cdot v \cdot b = P_b$$

$$M = P_b (h_1 - x + y) + P'_v (h_1 - a')$$

innen meghatározható P'_v az f'_v által felvett nyomóerő.

$$f_v \cdot \sigma_v = P_b + P'_v$$

$$f_v = \frac{P_b + P'_v}{\sigma_v}$$

$$\sigma'_v = \frac{\sigma_b (x - a')}{x}$$

$$\text{s így } f'_v = \frac{P'_v}{\sigma'_v}$$

A vas által felvett húzóerőket közelítőleg meghatározhatjuk, ha a belső erők karját a nyomott vaskeresztmetszet elhanyagolásával számítjuk ki

$$h_0 = h_1 - \frac{v}{2} + \frac{v^2}{6(2x - v)}$$

$$f_v = \frac{M}{h_0 \sigma_v}$$

X. Kétirányban vasalt lemez méretezése.

A kétirányban vasalt lemez a vasbeton-szerkezetekben igen nagy mértékben alkalmaztatik és szinte a tipikus formák közé tartozik. Statikailag ez meglehetősen ki nem dolgozott fejezet. A különböző államok vasbetonszabályzatai más és más rendelkezéseket tartalmaznak a méretezésre vonatkozólag. A magyar szabályzat megállapításai a négyoldalon való támaszkodás folytán számításba vehető nyomatékcsökkenés tekintetében középhelyet foglalnak el.

A magyar szabályzat 3. §. 11. pontja így szól:

»Ha a lemez két egymásra merőleges irányban úgy van bordákkal megtámasztva, hogy az l a kisebbik, l_1 pedig a nagyobbik támaszköz és ha ekkor $l_1 \geq 2l$, a lemezt úgy kell méretezni, mintha csupán a kisebbik l támaszközre volna megtámasztva s a másik irányban bordák egyáltalában nem volnának.

Ha a lemez mind a négy oldalán támaszkodik és $l_1 < 2l$, akkor mind a két támaszközre az előbbieket szerint azt a legnagyobb hajlítónyomatékot kell kiszámítani, mely akkor adódnék, ha a lemez előbb csak az egyik, azután pedig csak a másik irányú két párhuzamos tartóra támaszkodnék. Ha akkor az l támaszközre meghatározott nyomaték M , az l_1 támaszközre vonatkozó pedig M_1 , azokat a legnagyobb hajlítónyomatékokat (M' és M'_1), melyekkel a mind a négy oldalán támaszkodó lemezt méretezni kell, a következő képletek határozzák meg:

a kisebbik támaszközre

$$M' = \alpha_1 M$$

a nagyobbik támaszközre

$$M'_1 = \alpha_1 M_1$$

ahol az α és α_1 együtthatókat a következő táblázatból kell venni:

$l_1 : l$	az l (kisebb) támközre (α)	az l (nagyobb) támközre (α_1)	$l_1 : l$	az l (kisebb) támközre (α)	az l_1 (nagyobb) támközre (α_1)
1·0	0·40	0·40	1·6	0·88	0·09
1·1	0·52	0·31	1·7	0·92	0·07
1·2	0·62	0·24	1·8	0·95	0·06
1·3	0·70	0·19	1·9	0·98	0·05
1·4	0·77	0·15	2·0	1·00	0·04
1·5	0·83	0·12			

Az $l_1 : l$ arány olyan értékeire, melyek a táblázatban megadottak közé esnek, az együtthatók értékeit arányos közbeiktatással kell meghatározni.

A lemez hossza (l_1) irányában haladó vasbetét keresztmetszeti területe (a szélesség egységére vonatkoztatva) ekkor is legalább 20%-a legyen annak, ami a méretezés szerint a rövidebb támaszközre szükséges.

Ezen értékek a következő képletekből nyertek:

$$\alpha = \frac{1}{1 + 1.5 \left(\frac{l}{l_1}\right)^4}$$

$$\alpha_1 = \frac{1}{1 + 1.5 \left(\frac{l_1}{l}\right)^4}$$

Az α értékek megnagyobbítottak, hogy $\frac{l_1}{l} = 2$ -nél $\alpha = 1.00$ legyen; az α_1 értékek változatlanul megmaradtak.

Ezen reductio nemcsak a kétirányban kéttámaszú elrendezésekre vonatkozik, hanem többtámaszúakra

is, úgy, hogy a pozitív és negatív nyomatékok — akár a megengedett közelítő eljárással, akár a többtámaszúak pontos elmélete szerint határoztuk is meg azokat — ezen faktorokkal redukálhatók.

Az osztrák szabályzat, mely a magyarnál kb. 2 évvel újabb keletű és 1911. nyarán jelent meg, részletesebben rendelkezik a kétirányban vasalt elrendezésekről, amennyiben a lemezek támaszponti nyomásaira is ad felvilágosítást, ami a magyar szabályzatban hiányzik. Az 5. §-a ugyanis kivonatossan így hangzik:

Ha a' a kétirányban vasalt lemez egyik oldalának hossza, b' a másiké, úgy a terhek a kétirányban két-támaszú módon felfekvő lemezekre szétosztandók a következő faktorok szerint:

$$\alpha_a = \frac{b^2}{k \cdot a^2 + b^2}$$

$$\alpha_b = \frac{k \cdot a^2}{k \cdot a^2 + b^2}$$

ahol $k = \frac{f_{vb}}{f_{va}}$ (f_{vb} a b irányú vasalás, f_{va} az a irányú).

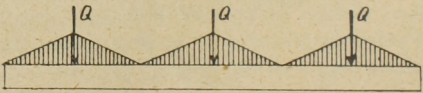
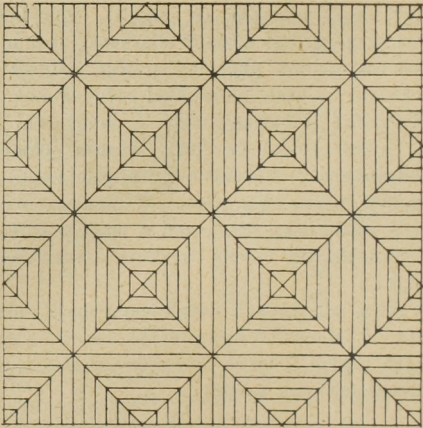
Ezen teherosztozkodás alapján kell kiszámítani a nyíróerőket, támaszponti nyomásokat és a hajlítónyomatékokat. E számítási mód érvényes a többtámaszú elrendezésekre is.

Nem szabad így számítani:

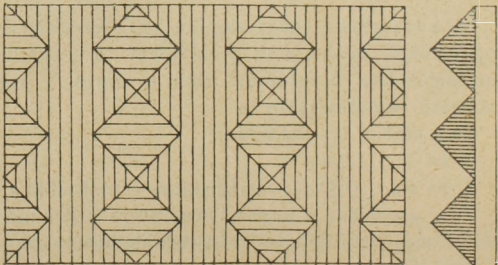
1. ha $b > 1.5 a$
2. ha $f_{vb} < 0.30 f_{va}$ folyóméterre vonatkoztatva.

Ezen esetekben a kisebb támaszközre kell a méretezést megejteni a teljes teher tekintetbevételével.

Többtámaszú és befogott lemezek esetében nem szabad azonban a pozitív nyílásnyomatékokat kisebbre venni, mint a fentiek szerint 4 oldalon szabadon felfekvő lemezre számítottakat.



42. ábra.*



43. ábra.*

* Handbuch f. Eisenbetonbau.

A reaktiók megoszlásának egy másik módja, hogy a 45°-os osztások által meghatározott terheket utaljuk ki a gerendáknak, ami négyzetes osztásoknál háromszögű, derékszögű négyszögű alaprajznál pedig a hosszú oldalra nézve trapéz, a rövidre pedig háromszög terhelésre vezet. (l. 42. és 43. ábra.)

XI. Oszlopok számítása.

Ellenőrzéskor adva van P (a centrikus terhelőerő), az oszlop keresztmetszete és magassága (m.)

Tervezéskor ismeretes P és m .

Valamely vasbetonoszlopra megengedett P teher, ha a beton keresztmetszete F_b , a vasé F_v és az igénybevétel σ_b :

$$P = \sigma_b (F_b + n F_v)$$

vagyis annyi, mint amennyi volna, ha a vaskeresztmetszetet n -szeres betonkeresztmetszettel helyettesítjük.

Vasbeton-oszlop teherbirását azon az alapon számítjuk, hogy a terhelés folytán beálló összenyomódásnál minden keresztmetszet sik marad. A fajlagos deformatio ekkor:

$$\varepsilon = \frac{\Delta l}{l} \text{ a betonra és vasra ugyanaz s így}$$

$$\sigma_v = \varepsilon \cdot E_{\text{vas}} \text{ és } \sigma_b = \varepsilon \cdot E_{\text{beton}} \text{ véve:}$$

$$\frac{\sigma_v}{\sigma_b} = \frac{E_v}{E_b} = n = 15 \text{ a magyar szabályzat szerint;}$$

vagyis a vasban az igénybevétel n -szer annyi, mint a betonban. Mivel pedig a beton megengedett igénybevétele max. 50 kg/cm², következik, hogy a vasé legföljebb 750 kg/cm², vagyis a vas *soha sincs* a vasbetonoszlopban kihasználva.

Ennek dacára a vasbetonoszlopok átlag 20–30%-kal olcsóbbak a vasoszlopoknál.

Adott P erőből a beton tehát fölvesz

$$F_b \sigma_b = P_b \text{ a vas}$$

$$F_v \sigma_v = F_v \cdot n \sigma_b \text{ erőt,}$$

$$F_b \sigma_b + F_v n \sigma_b = P$$

$$1. \quad \sigma_b (F_b + n F_v) = P$$

Adott vasbetonoszlop teherbirását e képlettel határozhatjuk tehát meg. *Tervezéskor* ismeretes P , σ_b és σ_v , ismeretlen F_v és F_b , melyek meghatározására az 1. egyenletet úgy használjuk föl, hogy a vaskeresztmetszetet a betonkeresztmetszet %-ában *felvesszük*; vagy — ami a magasépítészetben gyakran megtörténik — *felvesszük* a betonkeresztmetszetet és meghatározzuk hozzá a vasat.

A magyar vasbetonszabályzat e tekintetben a következőképen rendelkezik:

»Oszlopok hosszanti vasbetétjeinek összes keresztmetszeti területe általában legalább akkora legyen, mint az oszlop teljes keresztmetszeti területének 0,8 %-a. Ha az oszlopot centrikus nyomásra méretezzük, akkor a vasbetéteknek számításba vehető keresztmetszeti területe az oszlop teljes keresztmetszeti területének legföljebb 4%-a lehet. Az oszlop szilárdságára fontos vízszintes kötéseknél egymástól való távolsága pedig legföljebb akkora legyen, mint amekkora az oszlop keresztmetének rövidebb oldalhossza, illetőleg átmérője, de semmiesetre sem nagyobb 30 cm.-nél.

Oszlopok excentrikus nyomásra való számításánál az ebből származó hajlítónyomatékot is figyelembe kell venni.

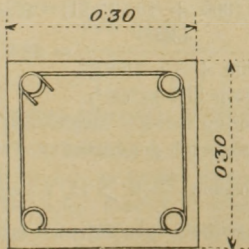
1. ha a vas ‰-ban lett felvéve :

$$F_b = \frac{P_{\max}}{(1 + n \cdot 0.01a) \sigma_b}$$

ahol ,a' a ‰-ok száma.

2. ha $n = 15$ és $\sigma_b = 40 \text{ kg/cm}^2$, úgy a különböző vas ‰-okra a következő tabellát készíthetjük, ahol α jelenti fenti törtnek a nevezőjét:

‰	α	‰	α	‰	α
0.8	44.8	1.5	49	3	58
1.00	46	2	52	3.5	61
		2.5	55	4	64



4 db. 22φ

44. ábra.

A megengedhető legnagyobb igénybevétel a magyar vb. szabályzat szerint, ha az oszlop karcsúságára jellemző $\frac{m}{v}$ viszonyszám legföljebb 15, ahol m az oszlop magasságát, v pedig a keresztmetszet

kisebbik méretét jelenti, a »Megengedett feszültségek« című fejezetben találhatók.

Példa. A 44. ábra szerinti oszlop magassága 4·00 m. és 45 t-val van terhelve.

Az oszlop ellenőrizendő.

Az ellenőrzés 2 alakban eszközölhető. Vagy kiszámítjuk a megengedett terhet, melynek 45 t-nál nagyobbak kell lennie, vagy pedig meghatározzuk a beton igénybevételét, melynek a megengedetten alul kell maradnia. A vas igénybevételét fölösleges kimutatni. Az oszlopra $\frac{m}{v} = \frac{400}{30} < 15$ s így az 1 m³ betonban 300 kg. portlandcementet tartalmazó oszlopra a megengedett igénybevétel 40 kg/cm²-ra vehető.

$$1. P = 40 (900 + 15 \cdot 15 \cdot 21) = 45130 > 45000 \text{ kg.}$$

$$2. \sigma_b = \frac{45000}{900 + 15 \cdot 15 \cdot 21} = 39\cdot9 < 40 \text{ kg/cm}^2.$$

(σ_{vas} kereken 600 kg/cm²).

Tehát az oszlop méretei megfelelők, feltéve, hogy elég sűrű kötözésről gondoskodva van (l. szabályzat). Ha az oszlop $\frac{m}{v}$ -je > 15 , a megfelelő rovatból kell a megengedhető igénybevétel értékét kikeresni.

Méretezés.

Legyen a felveendő teher 4·20 m. oszlopmagasság mellett 50 tonna. Alaprajzi okokból az oszlop ne haladja meg a 30 × 30 cm. méretet. Mi a szükséges vasbetét? Tekintve, hogy $\frac{m}{v} < 15$, a megengedett

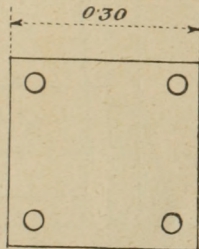
$$\sigma_b = 40 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_v = \frac{50.000 - 900 \cdot 40}{600} = 23 \cdot 33 \text{ cm}^2.$$

$$4 \times 28 \phi = 24 \cdot 63 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_b = \frac{50.000}{900 + 24 \cdot 63 \cdot 15} = 39 \cdot 3 \text{ kg/cm}^2.$$

A kellő kötés biztosítására az oszlopot 30 cm. távolságban 7 m/m -es kengyelekkel látjuk el.



4 db. 28φ

45. ábra.

XII. Excentrikusan nyomott keresztmetszetek.

Ezen eset boltozatoknál gyakori. A homogén anyagból álló testeknél szokásos számítási módhoz képest elvi különbség nincs. A vasbeton-keresztmetszet helyett a számításba a beton keresztmetszetből és a húzott és nyomott vaskeresztmetszet n -szeres értékéből képezett homogénnek képzelendő felületet vezetjük be: (46. ábra)

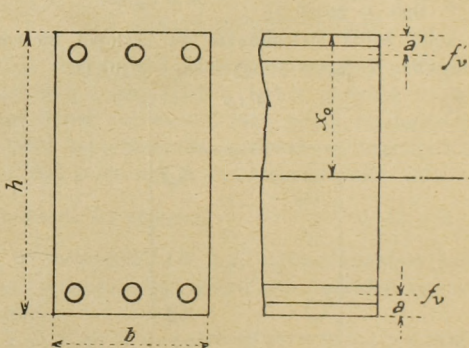
$$F = b \cdot h + n (f_v + f'_v)$$

E keresztmetszet súlyvonalát meghatározzuk a nyomatéki egyenlettel:

$$x_0 = \frac{\frac{b \cdot h^2}{2} + n (f'_v \cdot a' + f_v (h - a))}{b \cdot h + n (f_v + f'_v)}$$

Az így előállított keresztmetszetnek súlyponti inertianyomatéka:

$$I = \frac{b}{3} x_0^3 + \frac{b}{3} (h - x_0)^3 + n f_v (h - x_0 - a) + n f_v' (x_0 - a')$$



46. ábra.

Az excentrikus erőt helyettesítjük egy centrikus N erővel és egy $N \cdot \eta$ erőpárral; a feszültségeket superponáljuk (47. ábra).

Az erő oldalán

$$\sigma_{b_1} = \frac{N}{F} + \frac{N\eta}{I} \cdot e_1 \quad \dots \quad 1.$$

Az erőtől elfordított oldalon

$$\sigma_{b_2} = \frac{N}{F} - \frac{N\eta}{I} \cdot e_2 \quad \dots \quad 2.$$

σ_v vas pedig a keresztmetszeteknek deformáció után is sík voltából:

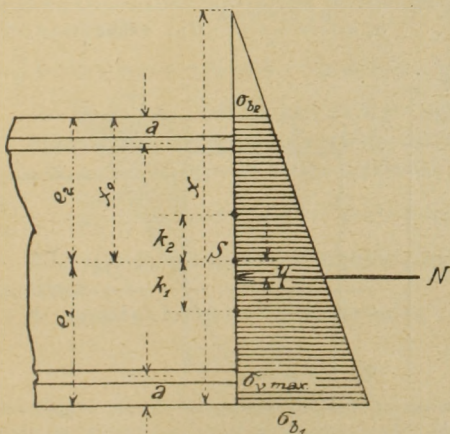
$$\sigma_v \text{ max.} = \frac{n \cdot \sigma_{b_1} (x - a)}{x}$$

ahol x jelenti a nulltengely távolságát a nyomott oldaltól.

E képleteket azonban csak addig használjuk, amíg a 2. képlet is nyomást ad, vagyis az erő benne van a »mag«-ban. A belső magpontok távolsága:

$$k_1 = \frac{I}{F \cdot e_2}$$

$$k_2 = \frac{I}{F \cdot e_1}$$



47. ábra.

Ha az erő kívül van a magon, a betonban fel lépő húzásoknak elhanyagolásával az x tengely helyét a következő egyenletekből határozhatjuk meg:

1. A belső erők összege egyenlő N -nel

$$N = \frac{bx \cdot \sigma_b}{2} + f'_v \cdot \sigma'_v - f_v \cdot \sigma_v$$

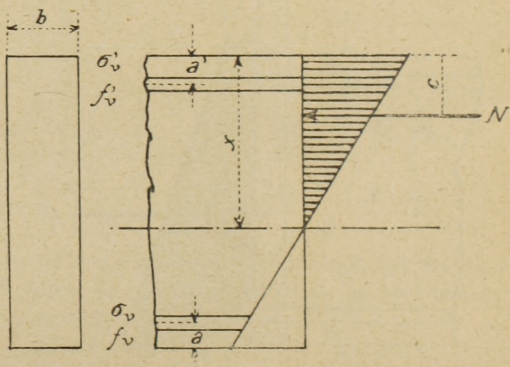
2. A belső erők nyomatéka egyenlő N nyomatékával

$$N(x-c) = \frac{b \cdot x^2}{3} \sigma_b + f'_v \cdot \sigma'_v (x-a') + \\ + f_v \sigma_v (h-x-a)$$

Eszközöljük a következő helyettesítéseket ezen egyenletekben:

$$\sigma'_v = \frac{n \cdot (x-a')}{x} \sigma_b$$

$$\sigma_v = \frac{n \cdot (h-a-x)}{x} \sigma_b, \text{ ekkor}$$



48. ábra.

$$\frac{Nx}{\sigma_b} = \frac{bx^2}{2} + n f'_v (x-a') - n f_v (h-a-x) = S_x$$

$$\frac{Nx(x-c)}{\sigma_b} = \frac{bx^3}{3} + n f'_v (x-a')^2 + n f_v (h-a-x)^2 = I_x,$$

ahol S_x a dolgozó keresztmetszet statikai, I_x pedig ugyanezen keresztmetszet inercia nyomatékát jelenti a nulltengelyre. E két egyenletet elosztva egymással,

nyerjük az x meghatározására szolgáló egyenletet, mely lényegében azonos a húzószilárdság nélküli falazatok szilárdságtanában homogén anyagokra levezetett összefüggéssel

$$x - c = \frac{I_x}{S_x}$$

I_x és S_x értékeinek behelyettesítése után négy- szögű keresztmetszetre a következő harmadfokú egyen- letet nyerjük:

$$-\frac{1}{6}bx^3 + \frac{1}{2}bcx^2 + n[f_v(a+c-h) + f'_v(c-a')]x = \\ = n[f_v(h-a) \cdot (a+c-h) + f'_v a'(c-a')]$$

Szimmetrikus keresztmetszet esetén, midőn $f_v = f'_v$ és $a = a'$, az egyenlet alakja egyszerűbb:

$$\frac{bx^3}{6nf_v} - \frac{bcx^2}{2n \cdot f_v} + (h-2c)x = 2a^2 + h^2 - h(2a+c)$$

Ezen egyenleteket legcélszerűbb próbálgatás útján megoldani.

A négy- szögű keresztmetszetre levezetett

$$x - c = \frac{I_x}{S_x}$$

összefüggés tetszőleges keresztmetszeti alakra szintén érvényes, megoldása azonban leggyorsabban grafikus uton történik.

x meghatározása után a feszültségek kiszámítása a következő egyenletekkel történik:

$$\sigma_b = \frac{N \cdot x}{S_x} \\ \sigma_v = \frac{n(h-a-x)}{x} \cdot \sigma_b$$

E feszültségeknek az excentrikus nyomásra megenge- detteknél kisebbnek kell lenniök.

Mörsch könyvében: *Der Eisenbetonbau, seine*

Theorie und Anwendung, igen értékes grafikonokat találhatunk excentrikusan igénybevett, szimmetrikusan vasalt keresztmetszet nulltengelyének meghatározására, ha a keresztmetszetre ható erők (M, N) ismereteseek.

Excentrikus igénybevételkor a tervezés, mely csak a vasmennyiség megállapításában áll, mert a betonkeresztmetszetet már a külső erők meghatározása miatt fel kellett venni, közelítő eljárások alapján történő felvételben áll, melyet aztán ellenőrizünk. Egy ilyen eljárás pl. az, hogy a húzóerőt úgy határozzuk meg, mintha homogén tartóval volna dolgunk és aztán

$$\frac{P}{\sigma_{mg}} \text{ képlettel}$$

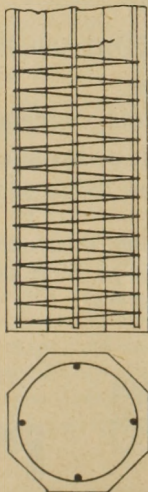
állapítjuk meg a próbaszámítás alapjául szolgáló vas mennyiséget.

XIII. Vasbetonoszlopok számítása spirális vasbetéttel (Beton frettè).

Ezen oszlopok aránylag gyenge hosszbetéttel készülnek; a vas főmennyisége az oszlop kerülete közelében elhelyezett kis menetmagasságu spirális kötözésre lesz fordítva (lásd 49. ábra). *Considère* kísérletei alapján 2·4-szeresre emelhető az oszlop hordképessége, ha ugyanazon vasmennyiséget nem hosszbetétekre, hanem spirális kötözésre szánjuk. Ily oszlopok méretezésére szolgál a *Considère*-től megadott következő képlet, melynek helyessége kísérletileg eléggé beigazolódott:

$$P = 1.5 \beta_b f_b + \sigma_v (f_v + 2.4 f'_v)$$

Ezen képletben P a törőerőt jelenti, F_b a spirálisok által körülvevett betonkeresztmetszetet, β_b a beton kockaszilárdságát, σ_v a vas folyáshatárát (2400 kg./cm.²), f_v a hosszbetét keresztmetszetét, f'_v pedig azon képzelt hosszbetét-keresztmetszetet, mely-



49. ábra.

nek súlya egyenlő a spirális kötözés súlyával. Megengedett terhelésnek a törőerő $\frac{1}{3}$ részét vesszük.

A spirálkötözésű oszlopok alkalmazása ott lesz indokolt, ahol kis keresztmetszetű pillérekkel igen nagy terheléseket kell felvenni. Az oszlop rendszeren nyolcszögű alakkal készül.

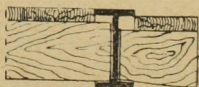
GYAKORLATI RÉSZ.

Az építés végrehajtása.

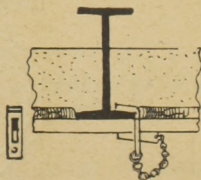
I. A mintaállványok készítése.

A mintaállványok szerkesztésénél két főszempont irányadó:

1. Kellő szilárdsággal bírjanak, hogy a döngölési munkát és a beton súlyát káros alakváltozások nélkül elviselni képesek legyenek.



50. ábra.

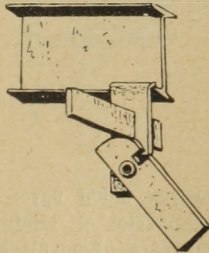


51. ábra.

2. Gazdaságosok legyenek, mert éppen a mintaállványok észszerűtlen szerkesztése folytán veszít sokszor a vasbeton versenyképességéből.

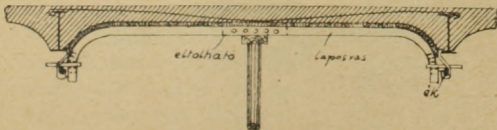
E két szempont összeegyeztetése volt a vasbetonszerkezetek fejlődésének egyik főiránya. Rövid idő alatt a „rendszerek“ nagy sokasága tűnt fel, melyek a mintaállványnak részben, sőt egészben való elhagyása által csökkenteni akarták az előállítási költségeket.

E törekvés azonban a vasbetonszerkezetek lényeges tulajdonságának, a monolitosságnak feláldozására vitte többé-kevésbé a szerkesztőket, amiért is nagyobb-szabású építkezéseknél rendszeren inkább vagyunk hajlandók a teljes aláállványozásnak nagyobb költségeit megadni. A fősúlyt a mintaállvány oly szerkesztésére helyezzük, mely annak minél kevesebb hulladékkal való előállítását, könnyű felállítását és szétszedését, valamint újból való felhasználhatóságát lehetővé teszi. Ugyanannak a mintaállványnak többszörös felhasználása természetesen lényegesen olcsóbbá teszi az építést. A mintaállványok főanyaga a fa.



52. ábra.

Némely rendszer (l. üreges födémek) különböző anyagokból, mint égetett agyag, nádfonat stb. készített formákat is alkalmaz aláállványozási célokra, mely testek a födémbe benne maradnak. Megerősítésre, bekapcsolásra és felfüggesztésre különféle vasalkotórészek szolgálnak.

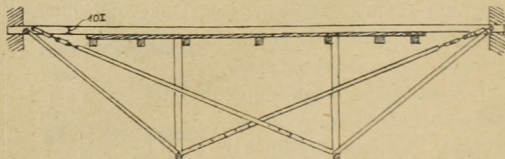


53. ábra.

- A mintadeszkázatok szerkezetükre nézve lehetnek:
1. a födémek vasbetétein felfüggesztettek,
 2. önmagukban is megállók.

Az első csoportba tartoznak a hordképes profilvas

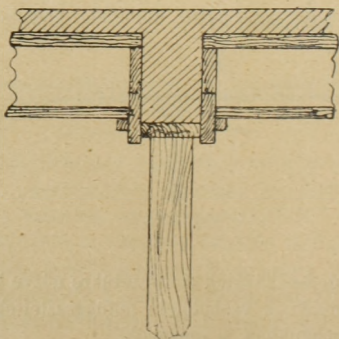
betéttel bíró födécek, továbbá a Leschinsky és Kiss-féle födécek. Ez utóbbiaknál éppen a mintaállványok megegyeszerűsítésére való tekintettel a tartó vasalásának egy részére alacsony profilvasak alkalmaztatnak,



54. ábra.

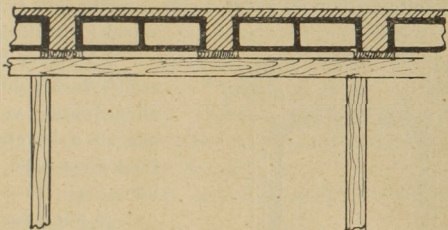
melyek külön ügyesen szerkesztett függesztőműves szerkezetekkel tételnek alkalmasakká a döngölési munkára. Előnyük a hordképes profilú vasbetonszerkezetekhez képest abban van, hogy a vasat jobban lehet kihasználni, mert távolabb esik a nulltengelytől.

Az 50—54. ábrák példákat mutatnak az e csoportba tartozó födécek aláállványozási módjára.



55. ábra.

A második csoportba tartoznak a helyszínen döngölt bordáslemez, esetleg fő- és melléktartókra osztott födéme. Rendszerint teljes alátámasztást igényelnek. Ily rendszerű mintaállványokra az 55—56. ábrák mutatnak példákat.

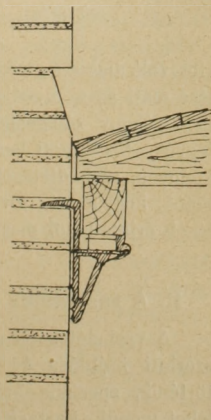


56. ábra.

A falakhoz csatlakozó deszkázat alátámasztására előnyösen alkalmazzák az 58. ábrán látható vas-konzolokat.

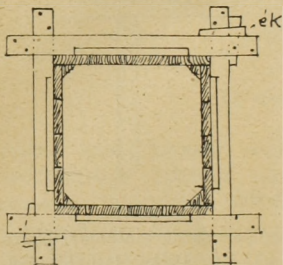
Oszlopok mintaállványa az oszlop keresztmetszetéhez simuló szekrényalakú bir, melynek egyik oldala nyitva marad és csak a döngölő munka fokozatos előrehaladásával lesz elzárva (59. ábra).

A vasbeton-boltozatok mintaállványai a boltozatok kisebb súlya következtében könnyebbek lehetnek, mint a kő- és téglaboltozatoké. Süvegek és gömbfelületek mintadeszkázatait könnyen hajlítható kb. $8\frac{m}{m}$ vastag deszkából képezzük. Egyébként a mintadeszkázatra



58. ábra

használt minimális méret $30 \frac{m}{m}$. A deszkák rendszerint gyalulatlan állapotban lesznek felhasználva. Ha különösen sima alulnézetek kívántatnak, a belső oldalak gyalulandók. A beton rátapadásának megakadályozására a deszkákat régebbi betonmaradékoktól meg kell tisztítani és a betonozás kezdete előtt erősen vízzel megöntözni.



59. ábra.

A M. M. és É. E. szabályzata a minta-állványokra vonatkozóan a következő rendelkezéseket tartalmazza:

„A mintadeszkázat és a megtámasztó állások szilárdak és merevek legyenek, hogy a tartók, oszlopok, lemezek stb. pontosan a terv sze-

rint való alakot és méreteket nyerjék; a beton dögölése alatt se szenvedjenek alakváltozást s a dögölésnek vékony rétegekben való végrehajtását lehetővé tegyék. Szerkezeti berendezésük olyan legyen, hogy könnyen, rázkódtatások nélkül s úgy legyenek elszedhetők, hogy a még továbbra is szükséges megtámasztások érintetlenül megmaradhassanak.“

II. A vasbetétek hajlítása és elhelyezése.

A vasbetéteknek pontosan kottázott részlettervek szerinti hajlítása $12 \frac{m}{m}$ átmérőig hideg állapotban történik, speciális hajlítószerzőkkel $40 \frac{m}{m}$ -ig is el lehet menni. Vastagabb betéteket meleg állapotban hajlítunk. A betét végén levő kampó létesítésére gáz-

csöveket lehet felhasználni. A vágás ollók és külön vágószerszámokkal történik. Célszerű a szükséges hosszakat rögtön a gyárból megrendelni. Ugyanazon az épületen nem kell sokféle vasátmérőt alkalmazni, mert ez tévedésekre ad alkalmat.

A vasbetétek elhelyezésének időpontja különböző. Némelyek készen összeszerelve betonozás előtt helyezik el a gerendák vasbetéteit, mások pedig betonozás közben. A legfontosabb szempont, hogy a vasak helyzetükben rögzítve legyenek és hogy betonozás közben történő elhelyezésből folyóan a csömöszölésben túlhosszú szünetek ne álljanak be.

A M. M. és É. E. szabályzatának idevonatkozó pontja a következő :

„A vasbetéteket pizoktól, olajtól és lazán tapadó rozsdától előre meg kell tisztítani, azután pontosan terv szerint elhelyezni és helyzetükben a betonozás (döngölés) alatt is biztosítani.

A vasaknak hegesztéssel való toldását kerülni kell s legföljebb olyan helyeken szabad megengedni, ahol a vas feszültsége nem jelentős. A betéteket végükön meg kell hajlítani, vagy más módon akként alakítani, hogy elcsúszásuk a betonban megnehezíthessék.“

III. A beton keverése és döngölése.

A beton keverése nagyobb méretű munkáknál gépi erővel történik, csak kisebb betonmennyiségek előállításánál alkalmazzuk a kézi keverést, mely megbízhatatlanabb és kisebb szilárdságokat is eredményez. A keveréshez a homokot és kavicsot térfogatban, a cementet pedig súlyban kell kimérni. A vasbetonszerkezetekhez használt beton rendszerint annyi vízzel keverendő, hogy plasztikus és nem földnedves betont kapjunk, mert bár a nagyobb vízadagolás folytán

szilárdsága némileg csökken, mégis csak így érhető el, hogy a vasbetétek mindenütt hézag nélküli betonnal legyenek körülvéve. A földnedves beton használata igen gondos döngölőmunkát igényel s így a szerkezet jósága nagyban a munkás jóakarától függ. A döngölés a szerkezet nagyságához mért döngölőszerszámokkal történik.

A munka folytatására nézve a M. M. és É. E. szabályzata így rendelkezik:

„A betonozást vékony rétegekben kell végrehajtani s különösen arra kell ügyelni, hogy a beton habarcsa a vasbetéteket egész felszínükön körülfogja. A gerendák és lemezek betonozása lehetőleg a munka félbeszakítása nélkül hajtassék végre.“

„Ha pedig ez nem volna lehetséges, akkor a munka folytatása előtt a már lekötött régi beton felszínét le kell tisztítani és le kell mosni. A munka félbeszakításának helyét pedig mindig úgy kell megválasztani, hogy az építmény teherbírása még abban az esetben se szenvedjen, ha az új és a régi beton között nem is sikerült a tökéletes jó kötést létrehozni. A betonozás félbeszakítható pl.: a) oszlopon bárhol; b) gerendán az öt megtámasztó oszlop tengelyében, az általa hordott lemezek alsó síkjában és c) lemezen az öt megtámasztó gerendának tengelyében.“

„Az elkészült épületrészek még friss betonját a hirtelen száradás következményeitől, a hajszálrepedések keletkezésétől meg kell óvni. E célból a betont a legkedvezőbb körülmények között is legalább egy hétig állandóan nedvesen kell tartani.“

„Fagyos időben — 4 C° alatt — csak akkor szabad betonozni, ha a fagy káros hatásának elhárítása érdekében a szükséges intézkedések megtételnek. Fagyott anyagokat azonban egyáltalában nem szabad használni.“

IV. A mintaállvány elbontása és a szerkezet megvizsgálása használatbavétel előtt.

A M. M. és É. E. szabályzata a mintaállvány elbontására a következő két adatot nyújtja :

1. Azokon a hajlított szerkezeteken, amelyekben a saját súly legföljebb olyan nagy belső erőket okoz, mint az esetleges terhelés, ha nyílásuk legföljebb 7·00 m., elkészültük után legalább *két hétig*.

2. Olyan tartókat, melyeknek súlya nagyobb mint az esetleges terhelés kétszerese, vagy amelyeknek nyílása nagyobb 10·00 m.-nél, legalább *négy hétig* kell megtámasztva hagyni.

Ezen határidőkbe csak fagymentes (0°-on felüli) napokat szabad beleszámítani, fagy beállta esetén a határidőt a fagyos idő tartamával kell meghosszabbítani.

• A döngölést követő 4 napon belül a szerkezeteket semmiesetre sem szabad megterhelni. Ezentul a mintaállványok elbontásáig pedig csak annyiban terhelhetők építőanyagokkal vagy támasztóállványokkal, amennyiben ez káros alakváltozások és az állványok teherbíróságának figyelembe vételével megengedhető.

A mintaállványok kibontása után nem szabad a szerkezeteket saját súlyukon kívül másokkal terhelni, ha elkészültük után *négy hét* még el nem telt; 7·00 m.-nél nagyobb szabad nyílású gerendákat pedig csak hat hét leforgása után. Olyan szerkezeteket, melyekre próbaterhelés van kikötve, a próbaterhelés előtt egyáltalán nem szabad megterhelni.

Az esetleges *próbaterhelést* a betonozás befejezése után legalább hat hét elmultával szabad csak megtartani. A próbaterhelés általában az legyen, mely az illető alkotórész méretszámításában mint legnagyobb esetleges teher volt fölvéve. Indokolt esetekben legfeljebb akkora próbaterheket szabad követelni, melyek

a megengedett feszültségeket 15%-kal haladják túl. Ilyenkor arra is kell ügyelni, hogy az alapzatokban a talajnyomás ne haladja meg a megengedett legnagyobb feszültségeknek mértékét.

Az egész *maradó* behajlás ne legyen nagyobb, mint az észlelt legnagyobb behajlás egyharmada.

Törési próbáknál a törő erő (saját súly + állandó súlyok + rárakott teher) legalább 3 $\frac{1}{2}$ -szer akkora legyen, mint az egész teher (saját súly + állandó súlyok + esetleges megterhelés), melyet rendeltetésénél fogva hordani fog (M. M. É. E.).

Megemlítjük még az 1911-iki osztrák vasbeton-szabályzat azon rendelkezését, hogy *részleges próbatерheléseknél*, melyeknél monolitosság folytán a terhelt részen túlmenő együttdolgozást lehet feltételezni, a próbaterhet a másfélszeres esetleges terhelésben kell megállapítani.

Födém szerkezetek.

A födémrendszereket a következő csoportokba oszthatjuk fel:

1. Lemezes elrendezések.
2. Bordáslemezes elrendezések.
3. Üreges födémek.
4. Egyéb rendszerek.

I. Lemezes elrendezések.

1. A Monier-féle lemezes födém.

A Monier-féle lemezes födémeket 1.2—4 m. fesz-távolságig alkalmazzuk. Nagyobb támaszközknél a nagy önsúly miatt nem gazdaságosak és inkább

Monier-boltozatokkal helyettesítendők. A vasbetéteket felosztjuk az u. n. szerkezeti és az elosztóvasakra. Előbbieket a rövidebb támaszköz irányában $5\text{--}15$ cm. távolságban elhelyezett körkeresztmetszetű vasak alkotják, utóbbiak ezekre merőlegesen vannak elhelyezve $10\text{--}30$ cm. távolságban. Átmérőjük $5\text{--}8$ mm; céljuk komentrált erők hatását nagyobb lemezszélességre elosztani. A keresztezési pontokon a kétféle vasat 1 mm-es vasdróttal kötjük össze. A lemez vastagsága a támaszköz szerint $5\text{--}20$ cm. között szokott változni. Célszerű a számításnál 8 cm-en alul adódó lemezvastagságokat 8 cm-re kiegészíteni. A Monier lemezeket rendszerint a helyszínén betonozzuk. Olykor gyárilag készült lemezeket is helyezünk el. Ezen eljárás előnye a zsalluzás megtakarítása, hátránya a szerkezet egységes összefüggő voltának megszűnése. A leggyakoribb alkalmazás a vastartók közötti Monier lemezes vasbetonfödém. A lemez magassági helyzete a vastartóhoz képest a cél és a hatás szerint, melyet el akarunk érni, különböző lehet. Ha síkfödémot kívánunk, a vastartó alsó övére helyezzük a lemezt oly módon, hogy még az öv alsó felülete is betonnal befödhető legyen.

Oly épületeknél, melyeknél az esztétikai szempont nem játszik szerepet, a lemez a gerendák felső övére fektethető. Az így nyert födém könnyebb, de kevésbé hő- és hangszigetelő. A lemezre közvetlenül ráhelyezhető a padlóburkolat.

Hézagmentes padlóburkolatok alkalmazásakor a lemez felső éle a gerenda felső élével egy magasságba helyezhető, mely elrendezés mellett a burkolat alzataul szolgáló $2\text{--}3$ cm. vastag cement- vagy gipszsimitás feltöltés nélkül rávihető (l. 1., 3., 4., 5., 6., 7. ábrákat).

Hang- és hőszigetelés elérése céljából a vastartók alsó tövére vékony Rabitz-födémot lehet rá-

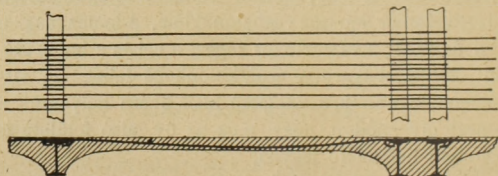
erősíteni. A tulajdonképpeni szerkezeti lemez a tartók felső övére helyeztetik.

A vastartókat falkapocs-vasakkal kell ellátni.

Hasonló szerkezeti elrendezéseket találunk: *Ransome, Hyatt, Wunsch, Habrich, Müller* stb. rendszereinél. Az eltérés főképen csak a szerkezeti vasbetét keresztmetszeti alakjának megválasztásában nyilatkozik. Betétül alkalmaznak kis szögvasakat, lapos vasakat, apró Γ profilokat, csavarolt négyszögkeresztmetszeteket stb. Némelykor acélból vagy más fémekből való hálószerű lyukasztott bádogbetéteket is használunk. (Expandedmetall, Streckmetall.)

2. A Koenen-féle vutáslemez.

A Koenen-féle vutáslemez két végén befogott lemez. Egyenletes terheléskor tehát a pozitív hajlító



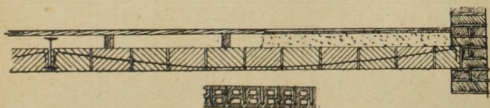
60. ábra.

nyomaték a középén $\frac{1}{24} Ql$, a negatív nyomaték a felfekvéseknél pedig $\frac{1}{12} Ql$. A befogási nyomatékok elérése céljából a lemez a faltestekkel vagy a vastartókkal, melyeken nyugszik, huzásnak ellenálló kapcsolatba lesz hozva a lemez felső részébe átvezetett és a vastartókba vagy a faltestbe behorgonyzott vasbetétek segélyével. A vutászerű keresztmetszet a nyomatékokból eredő horizontális nyomóerők átvitelét

közvetíti. A nyomatéki ábra menetének megfelelően a láncgörbeszerűen lelógó vasbetétek a középső keresztmetszeteknél a lemez alsó részén, a felfekvéseknél pedig a felső részen vannak elhelyezve. Ha a falazat tömege a befogási nyomatékok keletkezését nem biztosítja, a lemez úgy kezelendő, mintha szabadon felfeküdne. A Koenen-féle vutáslemez a vasbetonszerkezeteknek igen gazdaságos alakja, mely 8 m.-es fesztávolságok áthidalására is alkalmas (60. ábra).

3. A Viktória-födémek.

E födémeket nemcsak vasbetétes beton alakjában, hanem téglafalazatszerűen is készítik. A húzott részekbe helyezik — mint a vasbetonszerkezetekben — a vas-



61. ábra.

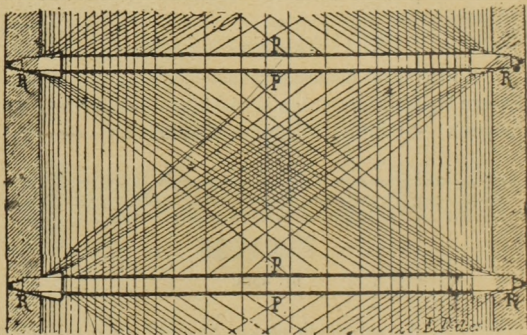
betéteket. A vasbetétek alakja hasonlít a Koenen-féle vontáslemeznél ismertetthez. A 61. ábra vastartók között alkalmazva mutatja e födémfaját. A vastartókat gyakran vasbetontartókkal is helyettesítik.

4. A Mátrai-féle födém.

Statikai alap gondolata a terheléseknek a tartóvégekre való átterelése által az igénybevételeknek, illetve a tartó szükséges keresztmetszeti modulusának csökkenését elérni. E célból Mátrai láncgörbeszerűen áthajló haránt és diagonális dróthálózatot alkalmaz, mellyel e teherátvitelt biztosítani kívánja. A hálózat úgy van méretezve, hogy a terhelés hordására önmagában is képes, minek folytán a kavics vagy

salakbeton csak kitöltőanyag szerepét játssza. A rendszer statikája eddig matematikai pontossággal nincs kidolgozva, ennek dacára meglehetősen el van terjedve (62. ábra).

Lolat rendszere külső megjelenésében egyszerű vasbetonlemez. A negatív nyomatékokat külön rövidebb vasbetétekkel veszi fel (az alsó vasbetéteket



62. ábra.

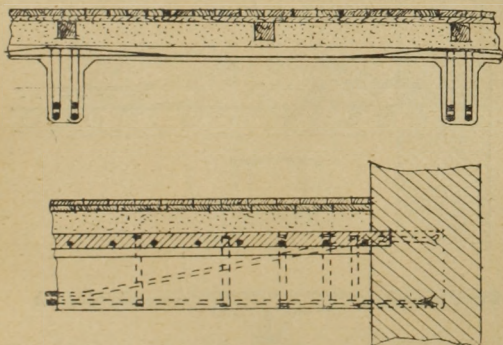
végigviszi), melyeket helyzetükben speciális törtvonalú betétekkel biztosít. *Eggert* a vasak végeinek kiképzésével igyekszik a betonban a betonozás mértékét fokozni. A húzott övet likacsos téglákból, salakbetonból stb. is készíti. Rendszerint vastartók nélkül alkalmazza.

A felsoroltakon kívül az egymástól többé-kevésbé eltérő rendszereknek még nagy sokasága létezik, melyekre helyszűke miatt ki nem terjeszkedhetünk.

II. Bordás lemezes födékek.

1. A Hennebique-rendszer.

Lényege: alul bordaszerűen kiálló mestergerendákból, esetleg mestergerendákból és fiókgerendákból képezett rendszer; a gerendák közé vasbetonlemezek vannak feszítve, mely utóbbiak a gerendákkal statikailag együtt dolgoznak. A vasbetéteknek egy része a támaszok irányában (rendszerint a

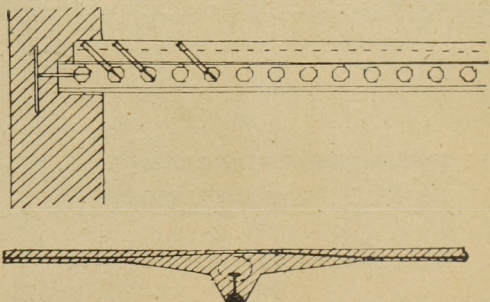


63. ábra.

fesztávolságnak $\frac{1}{3}$ táján) felvezettetik, aminek célja részben a diagonális húzófeszültségeknek, részben a támaszponti negatív nyomatékok felvétele. A vasak végei a betonban való jobb behorgonyzás elérése céljából kampószerű alakot nyernek. Ugyanerre szolgál a vas végének széthasítása és kigörbítése. A borda és lemez jobb összekapcsolását, valamint a nyíróerők felvételét célozza Hennebique laposvas-kengyeleknek elrendezésével, melyek a nyíróerőknek megfelelően a támaszpontok táján közelebb, a gerenda közepén pedig

távolabb állanak egymástól. A gerendának falbanyúló része (felfekvése) úgy méretezendő, hogy a falazatnak megengedett igénybevétele ne legyen túllépve. A lemezek vastagsága 8—15 cm. 8 cm.-en aluli lemezvastagságokat főképp a hangszigetelésre való tekintettel nem célszerű választani (63. ábra).

A négyzetalakhoz közeljaro mezőosztás esetén a lemez mindkét irányban vasalt lemez alakjában lesz kiképezve. Nagy fesztávolságok esetén boltozatszerű kiképzést is szoktak adni a lemeznek, ami architektonikus szempontból is hatásos motívum.



64. ábra.

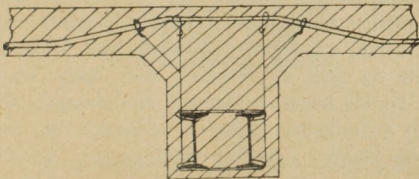
2. A Pohlmann-féle lyukasztott vastartóval bíró födém.

Lényege: speciális keresztmetszetű perforált hengerelt vasprofilok alkalmazása, melyeknél a vas főtömege a húzott övben van. E födémnél tehát egyszerűbb mintadeszkázatra van csak szükség és a vasbetétek elhelyezése is gyorsabb mint a körkeresztmetszetű vasbetéttel bíró tartóknál. A födém ára a merev betét dacára nem több, mint a rendes vasbetonfödémeké. A gerinchen látható 8 szögű lyukasztás célja a beton

és a vas közötti kötést előmozdítani, továbbá a laposvasakból álló kengyeleket befogadni, melyek igen hathatósan kötik be a hengerelt vastartókat a nyomott betonöbbe. A vastartók végeire falkötővasakat erősítünk, mint a rendes födém tartóknál.

A vastartókat 15, 16, 17, 22, 26 és 30 cm. magasságban gyártják. E tartók közé téglalobozatokat is lehet feszíteni (64. ábra).

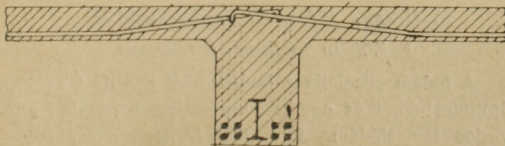
A Hennebique-rendszer változatai a *Wayss & Cie* valamint a *Luitpold-födémek*. Laposvas-kengyelek helyett gömbvas-kengyeleket alkalmaznak.



65. ábra.

3. A Kiss Jenő és a Leschinsky-féle födém.

Vezető gondolatuk egyesíteni a vastartók közötti vasbeton födémeknek azon előnyét, hogy gyorsan és egymástól függetlenül készíthetők egy épület egymás feletti födémei a tiszta vasbetonfödémeknek csekély vasszükségletével.

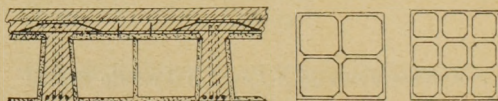


66. ábra.

Ennek elérésére a vasbetétek egy része pl. igen gyenge normal I profilokból áll, melyek az építés-ideje alatt könnyen felszerelhető ideiglenes függesztő-művek segítségével az építőanyagok, majd a mintadeszkázat és beton hordására alkalmasakká tételnek, később pedig részben vagy egészben a vasbetonfödém húzott övét képezik (65—66. ábra).

III. Üreges födékek.

Az üreges födékek azon követelményből fejlődtek ki, hogy az építetők és az építészek gyakran sík alulnézetű, lehetőleg hangizoláló födémekeket kívánnak. A két szempont kielégítése az önsúly lényeges nagyobbitása nélkül a födémnek két részre való felosztására vezetett. Az egyik a szerkezeti rész, mely rendszerint a bordás lemezes födékek elrendezését követi, a másik a statikailag indifferens térkitöltő rész, melyet lehetőleg könnyű anyagból állítanak elő. A födékek



67. ábra.*

további előnye a mintadeszkázatnak egyszerűsülése.

Az üreges födékek másik csoportját képezik a gyárilag elkészített üreges vasbetongerendákból álló födékek. Ezeknél a mintaállványok teljesen elmaradnak.

a) *Üreges födékek betéttestekkel.*

1. *Züblin üreges síkfödém.*

A födém speciális salakbetonból készített üreges kitöltöttestekből és egymást keresztező bordákból álló bordás lemez-födém. A födémkészítéshez szükséges

* Kersten.

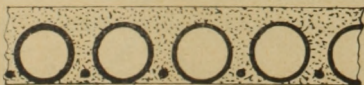
állványzatot keresztező pallók képezik, melyek a bordáknak és az üreges testek széleinek alátámasztására szolgálnak. A betéttetek szekrényszerű fent nyitott alakkal bírnak és nyitott részükkel felfelé állítatnak a pallókra, majd $2\frac{1}{2}$ —3 cm. vastag, előre elkészített vasbetonlappal lefedetnek. A testek közeit kibetonozzák és 5—7 cm. vastag szerkezeti vasbetonlemez tőngölnek tetejükre, mely a bordák nyomott övét képezi. A vasbetéteket a bordáslemezes födémekek ismert szabályai szerint méretezik (67. ábra).



68. ábra.

2. A Rella-féle üreges síkfödém.

Amint a 68. ábrán látható-e födémnél is, az előbbihez hasonlóan, a bordásfödém közei üreges testekkel vannak kitöltve. Anyagjuk gipsz és salak. A födém csak részleges alátámasztást igényel.



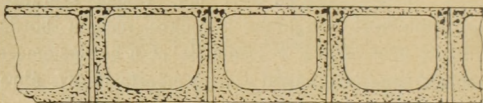
69. ábra.*

Hasonló elrendezésűek a Zöllner, Bramig, Siegféle és a nádcellás födémekek. A különbség közöttük főképen csak a betéttetek alakjában és anyagában van. A 69. ábra a Bramig födémekek mutatja, melyeknél a betéttetek égetett anyagcsövekből állanak.

* Kersten.

b) Üreges gerendákból álló födécek.

Az üreges födécekhez tartozik még néhány rendszer, melyeknél üreges, előre elkészített gerendák egymás mellé helyezve szolgáltatják a födéceket. Szerkezeti alap gondolatuk tehát hasonló a köldökgerendás famennyezetekhez. Ez az eljárás igen gazda-



70. ábra.

ságos, mert a gerendákat oly időben lehet gyárilag készíteni, amikor az építkezés szünetel. További előnyük a mintaállványok elmaradása. Hátrányuk a monolitos kötés megszűnése.

1. A Siegart-rendszer.

A 70. ábra szerinti keresztmetszettel bíró gerendákat rendszerint 6 típusban gyártják egységesen 25 cm. szélességgel. A normális hosszak 6.50 m.-ig mennek. A huzások felvételére 5–10 mm. erős drótbetéteket alkalmaznak a negatívnyomatékoknak és



71. ábra.

nyíróerőknek megfelelő vezetéssel. Az egymás mellé helyezett gerendák közeit betonnal öntik ki. A tapadás előmozdítására az oldalfelületeket durván készítik. A normálprofilok legnagyobb megengedhető hajlítónyomatékai 1000 kg./cm^2 vas igénybevétel mellett a következők:

Magasság cm.	Ö n s ú l y kg./m ²	Megengedett nyomaték kgcm.-ben 1'00 m. födém- szélességre vonatkoztatva.
12	140	70864
15	155	106786
18	170	150979
21	190	194165
22	210	240931
23	230	275451

2. A Visintini-rendszer.

E rendszer a rácsostartók alap gondolatát átviszi a vasbetonépítésbe. Így válik csak lehetségessé az anyagot, mely tömör tartóknál csak a nulltengelytől legtávolabb eső szálakban van kihasználva, mindenütt a megengedett feszültségek határáig igénybevenni. A gerendák rendszerint a párhuzamos övű rácsos tartók módjára vannak készítve. A rúderöket a rácsos tartók ismert szabályai alapján grafikusán vagy tisztán számítással lehet meghatározni. A húzott rudaknál a beton húzószilárdságát elhanyagoljuk és a vasbetéteket az egész húzóerőre dimenzionáljuk. A nyomott diagonálisok nem kapnak vasbetéteket, a nyomott felső öv vasbetétjeinek főrendeltetése a húzott diagonális rudak vasbetétjének behorgonyzását előmozdítani. 40 cm.-nél hosszabb felső öv osztásoknál e rudakat hajlításra is kell méretezni. Az önsúlytól és az esetleges terhelésből származó erőket a magasépítészetben a felső öv csomópontjaiban összpontosítva képzeljük. (71. ábra.)

A gerendákat egymás mellé fektetik az épületen. Az egymástól független gerendák áthajlásából eredhető repedéseknek úgy van eleje véve, hogy hosszirányú csatlakozásuknál fecskéfarkalakú hornyok vannak kihagyva, melyek utólag cementhabarccsal lesznek kiöntve és ily módon biztosítják a gerendáknak viszonylagos helyzetét.

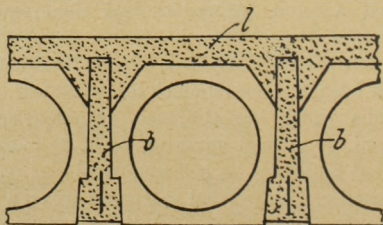


72. ábra.

Igen érdekes típus a *Thoul*-féle íves tartó, mely a boltívek és gerendák között foglal helyet. A statikailag kevésbé értékes betontömegeknek kiküszöbölésére törekszik. (72. ábra.)

3. *Herbst* rendszere.

Áll gyárilag készült vékony bordákból (b), melyek közé salakbetonból vagy égetett agyagból üreges térkitöltő betétestek lesznek helyezve. A rábetonozott lemez (l) képezi a bordák nyomott övét. Az egész szerkezet állítólag statikailag együtt dolgozik. A födém mintadeszkázat nélkül készül.



73. ábra.

Vasbeton-tetőszerkezetek.

Előnyük: tűz és rothadás elleni biztonság, tágas munkatermek kiképzésének lehetősége, kisebb fenn tartási költségek. Különösen áruházaknál, gyári és ipari épületeknél adják meg a tervezőnek a módot arra, hogy a rendszerint kevésbé használt tetőtérrel, munka- vagy raktári helyiségek létesítésére kihasználhassa.

A kiképzés módjai:

1. Vasfedélszékre alkalmazott vasbetonlemez.
2. Bordáslemezes tetőszerkezetek.
3. Vasbeton rácsos fedélszékek.
4. Boltozatok.

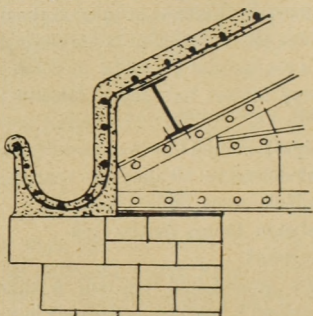
Különös gondot kell fordítani a külső héjalásra és adott esetben a belső helyiségeknek hőszigetelésére, mert a betonlemez önmagában sem a nedvesség, sem a hő ellenében nem szigetel. Az időjárásnak kitett beton összeropedezik.

Héjalás céljaira az összes ismert módok alkalmazhatók a tető síkjának lejtése szerint. Cserép- és fémlemezfödésekhez szükséges lécezések és deszkaborítások megerősítésére bebetonozott lécek szolgálnak; ugyanilyen rendeltetéssel bírhatnak kiálló drótok is. Palalemezeket a betonozást követő 5—10 napon belül közvetlenül a betonra is lehet szegezni. Gyakran alkalmazzuk a facementfödési módot is. Egészen vízszintes tetőlemezeket Pyxolin símitással láthatunk el.

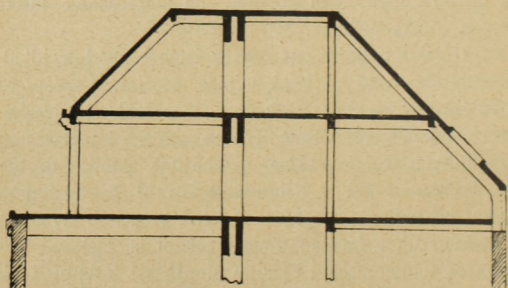
Hő elleni szigetelést rendszerint a betonlemezre kívül ráhelyezett 3—4 cm. vastag parafaréteggel, salakbeton-rábetonozással, izoláló légrétegek elrendezésével, felfüggesztett Rabitz-mennyezetekkel, kátrány-papírrétegek felragasztásával stb. érünk el.

A tetőszerkezetek számítása rendszerint többszörösen statikailag határozatlan problémákra vezet,

melyek szigorú kezelése gyakorlatilag szinte használhatatlan eredményeket ad. Leginkább közelítő fel fogások alapján történik a méretezés, melyeknek felvételei a biztonság javára szolgálnak.



74. ábra.

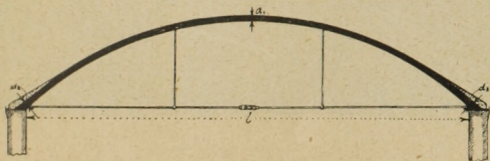


75. ábra.*

A 74. ábra mutatja a vasfedélszékre alkalmazott vasbetonlemez példáját; a 75. ábrán egy mansardtető bordás lemezes szerkezetét lehet látni (l. Kersten könyvét). Rácsos vasbetonfödélszékeket aránylag ritkán alkal-

* Kersten.

maznak, a körülményes készítési módra való tekintettel. Nagyon elterjedtek az *íves vasbetontetők*, melyek igen nagy fesztávolságoknak áthidalására alkalmasak aránylag csekély anyagszükséglet mellett, mert húzásokat is képesek felvenni. A szerkezeti vasbetétek hajlítottak; az alkotók mentén vannak elhelyezve az elosztóvasak. A szerkezeti vasbetéteket egyes rendszerekben (Melan) merev hengerelt profilok képezik, melyek közé van döngölve a beton-bolthéj. A boltozatok oldalnyomását rendszerint vonóvasakkal vesszük fel, melyek 3—4 m. távolságban lesznek elhelyezve

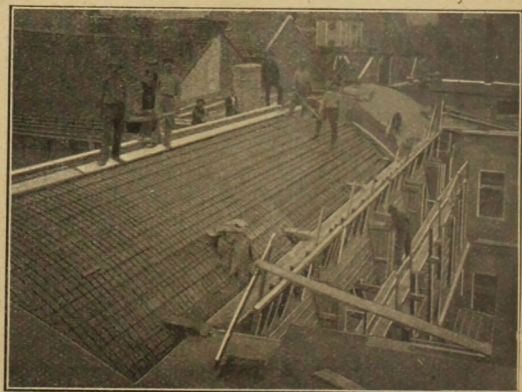
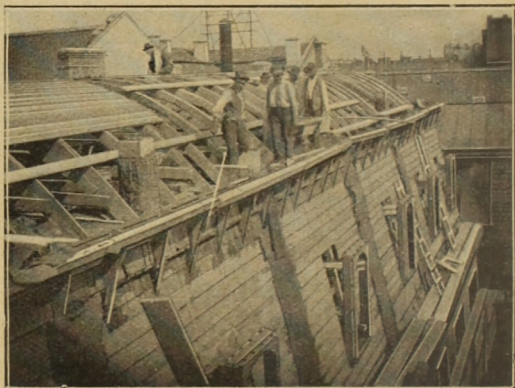


76. ábra.

a váll magasságában. Architektonikus okokból magasabban is elrendezhetők. Tűzbiztonsági szempontokból a vonóvasakat és az áthajlásukat megakadályozó felfüggesztőrudakat betonnal burkoljuk úgy, hogy külsőleg betontartók képét mutatják. A boltváll mentén hengerelt profilokból álló, vagy horizontális irányban hajlításnak ellenálló vasbetongerendát kell elrendezni, melybe a vonóvasak kellően behorgonyzandók. (76. ábra.)

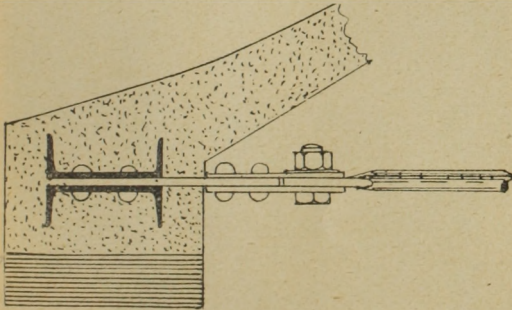
Az effajta elrendezéseknél a rendes falvastagságok megtarthatók. Az oldalnyomás felvételére kihasználhatjuk az utolsó emelet födémszerkezetét is. A 108. oldalon levő képek íves határolású vasbeton-mansardtetőt mutatnak be munka közben.*

A fényképeket a pesti Biehn-cég volt szives átengedni.



A boltozatok tervezésénél a vastagságok felvételére felhasználhatjuk a következő adatokat (l. Fölzer Eisenbetonkonstruktion) a 76. ábra jelöléseivel.

fesztávolság l	6	8	10	12	14	16	18	20	22	24	26	28	30
záradék vastagság d_1	6	7	8	8	9	10	11	12	12	13	13	14	14
vállvastagság d_2	8	9	10	12	14	14	16	16	18	18	20	20	22

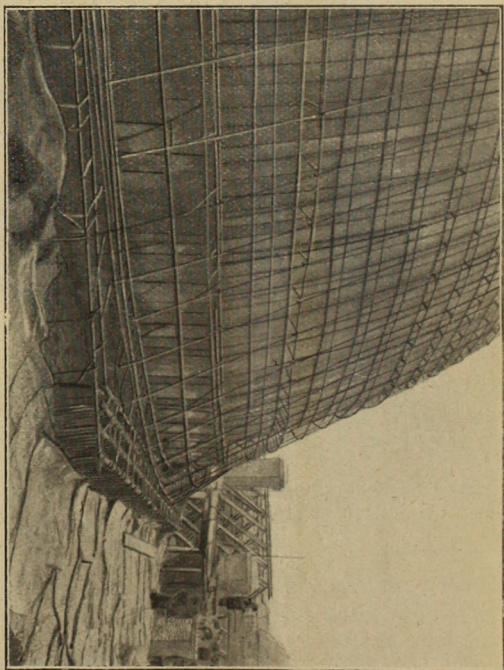


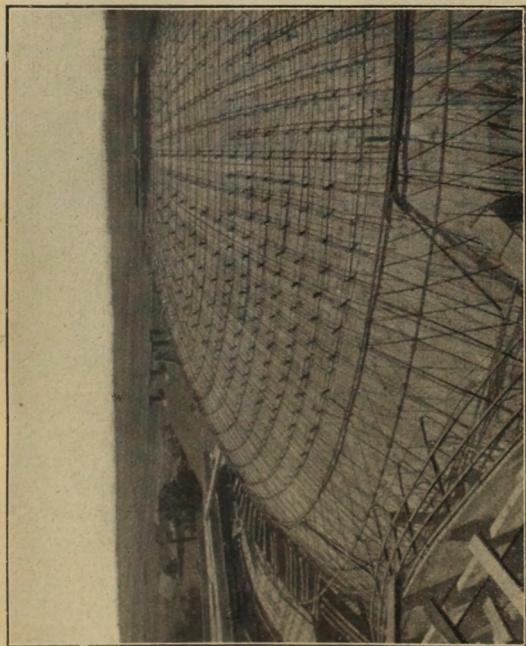
77. ábra.

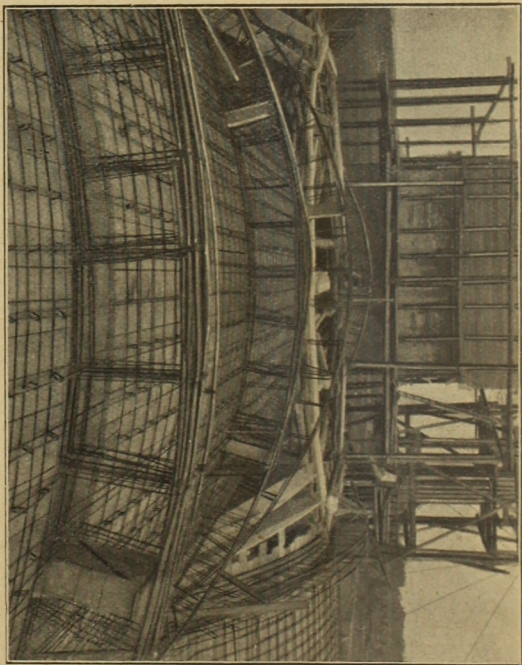
Az íves tetőket mint három- és kétsuklós vagy csukló nélküli íveket szokás számítani.

Kupolák

A vasbetonszerkezetek megengedik a legönkényesebb kupolaalakok választását. Szerkezetre nézve megkülönböztetünk bordás kupolákat, melyeknél tehát az egész forgási felület bordákra és ezek közé feszített lemezekre van osztva és bordanélküli kupolákat, melyek horizontális keresztmetszetei körgyűrűk. A szerkezeti vasbetéteket a meridianok mentén helyezhetjük el, míg a horizontális gyűrűk az elosztó vas



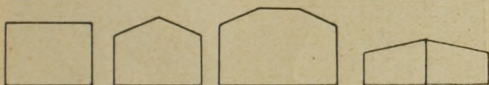




szerepét viszik. A kupola oldalnyomását hengerelt profilokból vagy kellően vasalt betongerendákból álló vállgyűrűvel vesszük fel.

Vasbetonban készültek *kereszt-, kolostor-* stb. boltozatok is. A legnagyobb nehézséget a sokfelé domborodó süvegfelületeknél a mintadeszkázat készítése okozza.

A 110. és 111. oldalon levő képek munka közben mutatják egy kupola (Budapesti fasori ref. templom és muraszombati r.-kath. templom) vasvázának elrendezését és az átmenetet a körből a négyszögű alaprajzba. A 119. oldalon közölt kép dongaboltozatokat mutat munka közben.*



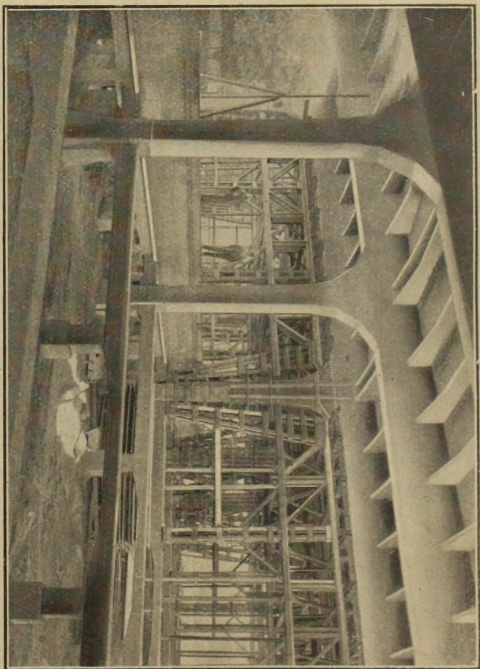
78–81. ábra.

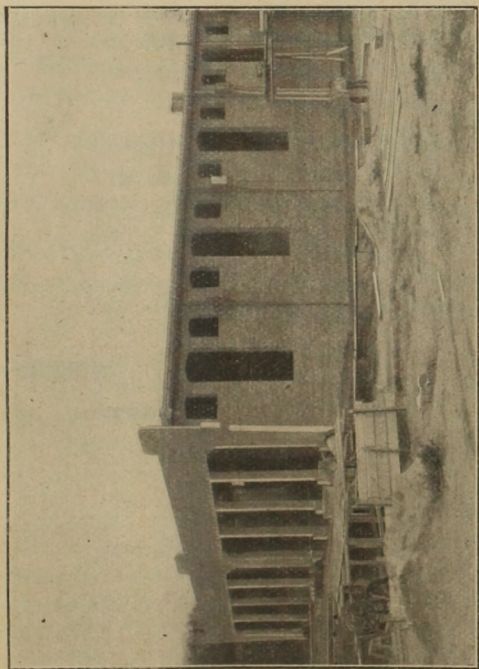
Rámás szerkezetek.

Igen érdekesek a vasbeton monolitos természetének megfelelő u. n. rámás szerkezetek, melyeknél az oldalnyomás felvételére látható húzószervek nincsenek alkalmazva. Megkülönböztetünk két-, három- és többnyelű rámákat. A statikai számítás (l. részletesen Handbuch für Eisenbetonbau) rendszerint csuklók felvételével történik, melyek a kivitelnél többé-kevésbé tényleg ki lesznek képezve. A 78–81. ábrák vonalas rajzban tüntetnek fel néhány rámatípust. A 114. oldalon mellékelt fényképfelvétel** egy 30 m. fesztávolságú háromnyelű rámát ábrázol. Érdekesek e fényképen

*A fényképeket a tervezőnek: Uy Károly építész urnak köszönhetjük.

**A fényképeket a budapesti *Blehn János* vasbeton-vállalkozó cég volt szíves átengedni.



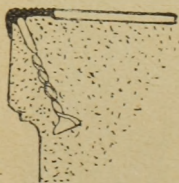


a háttérben látható állványzatok is. A 115. oldalon levő kép, mely szintén egy rámás szerkezetű fészert tüntet fel: a téglafalazatnak csakis térhatárló szerepben való alkalmazását mutatja. A negyedik oszlopon látható hézag keresztülmegy az egész épületen. Célja a hőközta káros hosszváltozások hatását ellen-súlyozni.

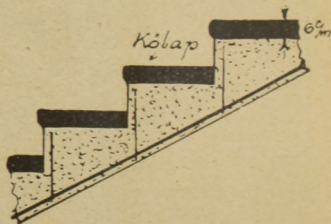
Vasbetonlépcső-szerkezetek.

A vasbetonlépcső-elrendezéseknek előnyei a vasból és kőből szerkesztett lépcsőkkel szemben :

1. tűzbiztonság, 2. nagy hordképesség és kar-szélességek, 3. nagyfokú alkalmazkodás a legbonyo-lultabb alaprajzi és emelkedési viszonyokhoz.



82. ábra.



83. ábra.

A vasbeton-lépcsőknek előállítási költségei rendszerint nem lényegesen kisebbek mint a kőlépcsőké.

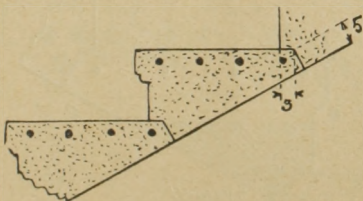
A lépcsőfokok keresztmetszete ép úgy, mint a kőlépcsőknél, lehet profilos vagy profil nélküli. A fokok felső lapjait a kopásra való tekintettel portland-cementsimítással, jobb kivitelben linoleumbetétekkel és sarokvédő fémsinnel, gránit-, márvány-, tölgyfa- stb. lapburkolattal látjuk el. A látható felületeket csiszolni és fényezni is lehet. (82–83. ábra.)

Szerkezeti szempontból megkülönböztetünk :

1. egyoldalon befogott lépcsőket (u. n. lebegő lépcsőket),
2. két végükön szabadon felfekvő fokokból álló lépcsőket,
3. lemezek vagy boltozatok által teljes hosszukon alátámasztott lépcsőket,
4. csigalépcsőket.

I. Egyoldalon befogott és két végükön szabadon felfekvő lépcsők.

A lépcsőkar lehet egyenes, csavarvonal szerinti, vagy vegyes karú.



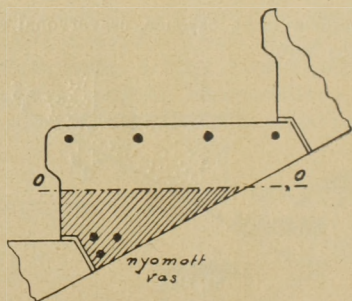
84. ábra.

A lépcsőkart rendszerint egyes önálló gyárilag készült vasbeton-lépcsőfokok alkotják, melyek a kőlépcsőnél szokásos hornyokkal csatlakozhatnak egymáshoz. Egyoldalon befogott lépcsőknél a befalazás mélysége 1·20—1·50-ig 20 cm., 1·50—2·10-ig 30 cm (84. ábra).

A lebegő lépcső statikai viszonyai határozatlanok, amennyiben az egyes lépcsőfokok nemcsak a befogási kényszernek alávetvék, hanem egymásra is támaszkodnak oly módon, hogy a fokok vertikális és horizontális irányban hajlításra, továbbá csavarásra is vannak igénybevéve. Tekintettel arra, hogy az egymásra való támaszkodás előnyösen befolyásolja a

szilárdsági viszonyokat, a lépcsőfokot, mint egyoldalon befogott tartót szoktuk számítani. A kétoldalon szabadon felfekvő lépcsők statikai viszonyai ismeretesek.

A vasbetéteket a szabadon függő lépcsőnél általában a fok felső részébe kell tenni, kétoldalon felfekvőnél pedig az alsó részbe. A lépcső szilárdsági tervezése főképen csak a vasbetét megállapításában áll, mert a külső keresztmetszet már az emelkedési viszonyok által van meghatározva. Lebegő lépcsőnél 500 kg./m.^2 mozgóterheléskor csakis a huzott övben elhelyezett



85. ábra.

vasbetétek — a nyomott öv különös magasbbitása nélkül — legföljebb 1.20 m. kiugrásig elégségesek.

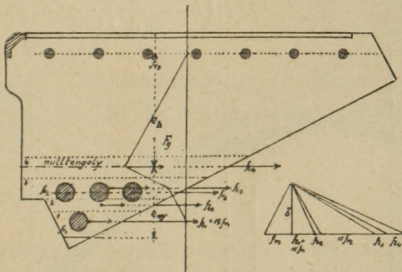
A statikai számításnál feltesszük, hogy a nulltengely az aszimmetria dacára vízszintesnek marad meg. (85. ábra.) Helyét célszerűen grafikusán határozzuk meg azon tulajdonságánál fogva, hogy a dolgozó keresztmetszet súlyvonala. A poligonok rajzolásánál a vaskeresztmetszetet természetesen n -szeres (15-szörös) értékével kell bevezetni. A 86. ábra mutatja a nulltengely meghatározását (Weidmann után). Ezek után

a nulltengelyre vonatkozó keresztmetszeti modulusok értékét Mohr eljárása alapján határozhatjuk meg.

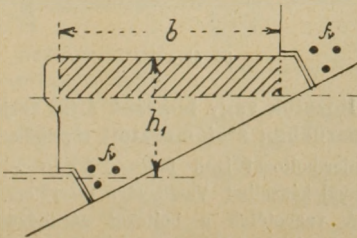
$$I = 2 \cdot b \cdot F_g, \quad K_{Ny} = \frac{I}{e_{Ny}}, \quad K_h = \frac{I}{n \cdot e_h}$$

A feszültségek:

$$\sigma_b = \frac{M}{K_{Ny}} \quad \text{és} \quad \sigma_v = \frac{M}{K_h}$$



86. ábra.



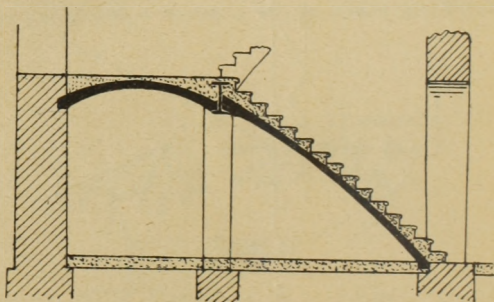
87. ábra.

Két végén szabadon felfekvő lépcsőfoknál természetesen ugyanezt az eljárást lehet követni, de dolgozhatunk a négyszögű gerendakeresztmetszetnek képleteivel is, mert a nyomott öv (l. 87. ábrát) nem mutat tőle lényeges eltérést.

$$x = \frac{n f_v}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{2 b \cdot h_1}{n \cdot f_v}} - 1 \right]$$

$$\sigma_b = \frac{2 M}{b \cdot x \left(h_1 - \frac{x}{3} \right)}$$

$$\sigma_v = \frac{M}{f_v \cdot \left(h_1 - \frac{x}{3} \right)}$$

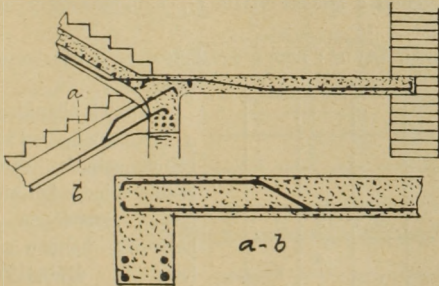


88. ábra.

II. Boltozatok vagy lemezek által teljes hosszukban alátámasztott lépcsők.

A Monier-boltozat igen laposan 1:10 ∞ 1:20 nyílviszonnyal készülhet. Vastagsága 6–12 cm. között változik. A vasbetétek a boltozat záradékában az intradoson, a vállak felé pedig úgy az intradoson, mint az extradoson lesznek elhelyezve. A lépcsőfokokat ezen boltozathéjakra vagy ráhelyezzük, vagy rábetonozzuk. Készen elhelyezett fokok csak a szállításra való tekintettel kapnak vasbetéteket. Az elrendezést a 88-ik ábra mutatja. A Monier-boltozatot lemez is helyettesítheti. Nagyobb karszélesség

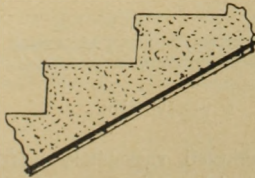
esetén szegély- (pofa) tartókat is rendezünk el, melyek a pihenőtartókba köttetnek be. A pofatartó lehet teljesen a fokok fölött, teljesen azok alatt, végre részben fölöttük, részben alattuk. Szegélytartós elren-



89. ábra.

dezéseknél a lemeznek szerkezeti vasbetétei a kar irányára merőlegesen haladnak, a pofatartóké pedig vele párhuzamosan. (89. ábra.)

A vasbeton-lépcsők igen gazdaságos alakját mutatja a 90. ábra. A hordásra hivatott lemez egy tömegben van betonozva a fokokkal, ami által 4–5 cm szerkezeti magasságot megtakaríthatunk.



90. ábra.

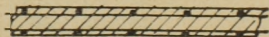
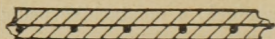
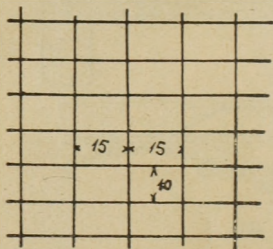
III. Csigalépcsők.

A lépcsőfokok körsektor alakjával bírnak. Az orsó üregesen is készíthető és a keletkező üres körhenger utólag vasbeton-oszlopokkal kitölthető, amiáltal az egész szerkezet ki lesz merítve.

Vasbeton-falak.

Előnyük: tűzbiztonság, kisebb vastagság és így kisebb önsúly, helyes szerkezet mellett súlyukat közvetlenül a falakra viszik át, alátámasztógerendák nélkül.

Hátrányuk: nem szögezhetők, rossz hőszigetelők és drágák.



91. ábra.

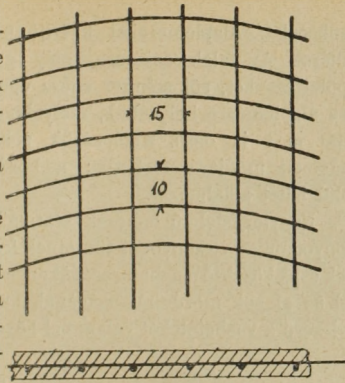
A falak állanak egy, a falközépen, nagyobb igénybevételek esetén esetleg mind a két külső falszin közelében elhelyezett, kellően megfeszített dróthálóból, melyet cementhabarccsal vagy betonnal veszünk körül. Lehet a falakat kettősen is alkalmazni, közben hőszigetelőréteggel. A fontosabb rendszerek a következők:

Monier-falak. A horizontális drótok a szerkezeti vasbetétek, a függőlegesek az elosztók. Előbbiek távolsága 5–10 cm., utóbbiaké 10–15 cm. Rendes drótvastagság 4–10 mm. A keresztezési pontokon drótkötések vannak. Minimális falvastagság vakolat nélkül 3 cm. Homlokzatokon alkalmazott kettős Monier-falak esetén a belső fal vékonyabb lehet (3–4 cm.), a külső fal pedig vastagabb (5–6 cm.). A falköz (10–15 cm.).

Wayss-féle falak. Az előbbiektől abban különböznek, hogy a szerkezeti vasbetétek alulról nézve

homorúan vannak kiképezve (92. ábra), aminek célja a terheléseknek boltozatoszerű átvitele a falakra.

Hennebique a vertikális drótokat mindkét falfelületre osztja szét és lapos vas-kengyelekkel kapcsolja össze.



92. ábra.

Chaudy a horizontális drótokat meanderszerűen hajlítja. (93. ábra.) Betétül alkalmazták még a födémeknél említett lyukasztott bádoglemezeket is (Streckmetall).



93. ábra.

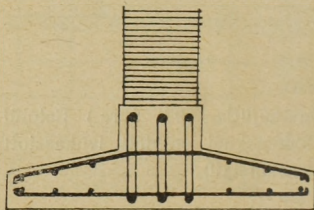
Ezekon kívül még számos rendszer létezik, melyek felsorolása azonban túlhaladja művünk kereteit.

Vasbeton-alapozások.

1. *Alaplemezek.* A vasbeton-alaplemezek előnye a szokásos eljáráshoz képest főképen a teherátvitelhez szükséges kisebb alapozási magasságban áll, amivel együtt jár a kisebb mennyiségű földkiemelés és anyag-

szükséglet. Alaplemezeket készítünk egyes különálló pillérek és falak számára, elég gyakran azonban épületrészeket, sőt sokszor egész épületeket is egységes alaplemezre helyezünk, melyeknek vastagsága az 1.00 m.-t is eléri. Kiképzésük sokszor a bordásfödémek módjára történik; a bordákat alul vagy fölül lehet alkalmazni.

Nagyterjedelmű lemezek statikailag sokszor igen bonyodalmas viszonyokat tüntetnek fel és a belső erőnek csak közelítő meghatározását engedik meg. Tekintettel az alapok mozdulatlanságának nagy fontosságára, célszerű a vasbetéteket valamivel bővebben méretezni,



94. ábra.

mint amennyire erre számítás-szerűen szorosán szükség volna. A statikai számításnál az alaplemezeket és gerendákat úgy kezeljük, mint a födémeket; a ter-

helő faltestek szerepelnek mint támasztópontok, az egyenletesnek képzelt talaj-igénybevétel pedig képezi a terhelést. Amennyiben az épület tömegeinek és terheléseinek eredője lényegesen eltér az alaplemez súlypontjától, az egyes szakaszokat különböző igénybevételre kell méretezni. Mint szerkezeti elemeket megkülönböztetjük a két- és többtámaszú tartókat és lemezeket, konsolszerű tartókat, többoldalon felfekvő lemezeket stb.

A 16. és 17. ábra mutatja az oszlop (pillér) alapozásának módját. A vasbetétek mindkét irányban egyformán dolgoznak. Némelyek a diagonálisok irányában is helyeznek el vasbetéteket, de ez nem

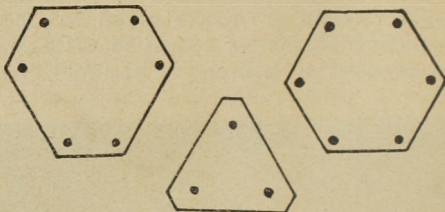
okvetlenül szükséges. Átmenő falnak alapozási típusát a 94. ábra tünteti fel. Ezen alapozási mód, mely a fal terheléseit konsolszerű terpeszkedéssel jobbra és balra szétosztja, határfalnál nem lehetséges, ilyenkor



célszerű a határos épületrészeket egy közös alaplemezzel ellátni.

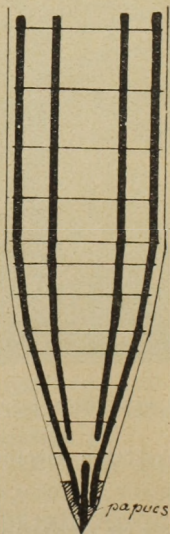
Az ez oldalon lévő kép munkaközben mutatja be a vasbetonalapok készítését.*

*A fényképet a budapesti Biehn János cég szivességéből közölhetjük.



95—97. ábra.

Az alapozásnak egy régebbi módja használt vas-síneknek egy vagy több rétegben való alkalmazásában áll, melyeknél a beton csak térkitöltésre és összefoglalásra szolgál. A vasbetonalapok boltozatszerűen is kiképezhetők. Ily alakkal esetleges felhajtóerőknek jobban tudunk ellenállni.



98. ábra.

2. *Cölöpözések.* A vasbetoncölöpöknek alapozási célokra való alkalmazása mindinkább tért hódít. Főlényük a facölöpökkel szemben a talajvízszintől való függetlenség, ami a kisebb alapozási mélység folytán gazdasági előnyöket is biztosít. Természetesen férgek pusztításainak sincsenek alávetve. Kész cölöpöket rendszeren 15 m. hosszúságig gyártanak egy darabból három—négyszögű vagy poligonális keresztmetszettel. 15 m.-en felüli alapozási mélységnél a cölöp több egymásra toldott darabból készül. A vasbetétek

használnak az oszlopokéhoz, azzal a különbséggel, hogy a vízszintes kötözések sűrűbbek. Igen ellentálló cölöp-típus a Considère-féle spirális kötözésű vasbetoncölöp. A cölöpök készítéséhez használt beton keverési aránya $1:3 \curvearrowright 1:5$. A cölöpök beverésére nagyobb súlyuk miatt erősebb emelő- és sulykológépekre van szükség, ami a vasbetoncölöpözések költségeit némileg emeli. A cölöp fejt az ütések szétoztása céljából védősisakkal kell ellátni.

A cölöpök keresztmetszetét és a láb alakítását a 95–98. ábrák mutatják.

A speciális vasbetoncölöp alapozási módok közt nevezetesebbek a Straus-, Simplex- és Raymond-féle rendszerek.

3. Sülyesztő-kutas alapozás. A sülyesztőkutas alapozási mód a falazott sülyesztő kutakhoz hasonlóan, de Monier-rendszerű falakkal lesz alkalmazva. A falak vastagsága normális viszonyok mellett kb. 8 cm. A kút kitöltése betonnal, homokkal stb. történik.

FÜGGELÉK.

XIV.

Adatok építőszerkezetek méretezéséhez.

A budapesti építőrendszabály adatainak felhasználásával.

I. Építőanyagok és falazatok térfogatsúlyai.

Csoport	Sorszám	Anyag	Súly kg.-ban m ³ -ként	Meg- jegyzés
a)		Fák (száraz állapotban).		
	1	Tölgy	800	
	2	Bükk	750	
	3	Vörösfenyő	650	
	4	A többi fenyőfajta (puhafa)	600	
	5	Parafa (parafakő) ...	350	
b)		Fémek.		
	1	Hegesztett vas	7800	
	2	Folyasztott vas	7850	
	3	Acél	7900	
	4	Öntött vas	7300	
	5	Réz	8900	
	6	Ólom	11400	
	7	Zink	7200	
	8	Bronz	8600	
c)		Kövek és köfalazatok.		
	1	Terméskőfalazat mészkőből, homokkőből stb. kőanyag szerint	2000 – 2500	Terméskőfalazatok súlya azon az alapon számítandó, hogy térfogatuk $\frac{2}{3}$ része kő, $\frac{1}{3}$ része habarcs.
	2	Terméskőfalazat gránitból, bazaltból, porfirból stb.	2700	
	3	Faragottkő-falazat mészkőből, homokkőből stb. kőanyag szerint	2100 – 2600	
	4	Faragottkő-falazat gránitból, bazaltból, porfirból stb.	2800	

Csoport	Sorszám	Anyag	Súly kg.-ban m ³ -ként	Meg- jegyzés
d		Kötőanyagok és habarcsok.		
	1	Fehér mészpép (ve- remmész)	1400	2. és 3-hoz: Ha a habarcs-, illetőleg betonanyagok adagolá- sához a keverő arányok térfogatra vonatkoznak, de a cement súly szerint akarjuk kimérni, a térfogategységnek megfelelő súly kiszámításához a következő egységeket kell hasz- nálni: románcement 800 kg., portlandcement 1400 kg. pro m ³ .
	2	Románcement (liszt) a származási helye és laza vagy berázott halmazállapota sze- rint	600—1400	
	3	Portlandcement (liszt) a származási helye és laza vagy berá- zott halmazállapota szerint	1100—2000	
	4	Gipsz (liszt)	800—1400	
	5	Fehérmész-habarcs (szilárd)	1520	
	6	Román- és portland- cement-habarcs (szi- lád)	1700	
	7	Gipszhabarcs (szilárd)	1800	
e)		Tégla falazatok vako- lással együtt és ki- száradt állapotban.		
	1	Égetett agyag-tégla közönséges vagy isza- polt tömör téglából fehérmészhabarccsal	1600	Nedves állapotban a téglafalazatok térfogatsúlyai 80—150 kilogrammal nagyobbak.
	2	Közönséges vagy isza- polt tömör téglából, román- vagy portland- cement-habarccsal	1700	
	3	Pillértéglából portland- cement habarccsal	1950	

Csoport	Sorszám	Anyag	Súly kg.-ban m ³ -ként	Meg- jegyzés
	4	Üreges téglából fehér- mész-habarccsal ...	1400	Nedves állapotban a téglá- falazatok térfogatsúlyai 80—150 kilogrammal na- gyobbak.
	5	Likacsos és üreges téglából fehérmész- habarccsal ...	1100	
	6	Likacsos téglából fe- hérmész-habarccsal	1300	
	7	Homoktéglából fehér- mész-habarccsal ...	1800	
f)		Betonok.		
	1	Románcement - beton	2000	
	2	Portlandcement-beton kavicsal vagy jó szilárdságú aprított mész- vagy homok- kövel ...	2200	
	3	Portlandcement-beton aprított bazalittal ...	2300	
	4	Portlandcement-beton jó szilárdságú aprí- tott téglával ...	1800	
	5	Portlandcement-beton homokkal és szén- salakkal ...	1600	
	6	Portlandcement-beton pusztán szénsalakkal	1000—1300	
	7	Vasbeton ...	2400	
g)		Homok, kavics és fel- töltések anyagai.		
	1	Száraz bányahomok	1400	
	2	Száraz dunahomok ..	1500—1600	
	3	Kavics (15 mm.-nél nagyobb vegyes szem- nagysággal) ...	1600—1900	

Csoport	Sorszám	Anyag	Súly kg.-ban m ³ ként	Meg- jegyzés
	4	Homokos kavics (du- nai)	1600—1800	
	5	Aprított kő a kőfajta szerint	1200—1600	
	6	Föld:		
		α) agyagos száraz föld	1600	
		β) agyagos átnedve- sedett föld	2000	
		γ) sovány száraz föld	1300	
		δ) sovány átnedve- sedett föld	1500	
	7	Agyag:		
		α) száraz agyag ...	1600	
		β) nedves agyag ...	2000	
	8	Sárgaföld:		
		α) száraz sárgaföld	1500	
		β) nedves sárgaföld	1800	
	9	Faltörmelék	1400	
	10	Kőszénhamu-salak- törmelék	750	
	11	Granulált magas- olvasztó-salak	850	

II. Burkolatokhoz használt anyagok saját súlya.

Csoport	Sorszám	Anyag	Vastagság cm.-ben	Súly m ² -ként kg.
a)		Tégla-, kő-, cement- és gipsz- burkolatok.		
	1	Közönséges burkolótégla ...	1	16
	2	Keményre égetett burkoló- tégla (keramit) ...	1	25
	3	Cementlapok, műkövek ...	1	22
	4	Vasbetonlemez ...	1	24
	5	Gipsztábla ...	1	7
	6	Gipszpadló ...	1	10
	7	Rabitz-lemez gipszhabarcsból	1	18
	8	» » cementhabarcsból	1	20
	9	Kövezés (granit, bazalt, porfir)	15	400
	10	» (mészkő, homokkő stb.)	10	200—250
b)		Faburkolatok.		
	1	Közönséges fapadlózás, fa- nemek szerint ...	1	6—8
	2	Parkéta vakpadlón ...	5	35
	3	Fakocka, aszfaltkiöntéssel, fanemek szerint ...	1	11—15
c)		Különféle egyéb burkolások.		
	1	Aszfalt ...	1	20
	2	Terrazzo ...	1	22
	3	Üveglemez ...	1	26
	4	Linoleum ...	0.4	5
	5	Parafakőlemez ...	1	3.5
	6	Xylolith, doloment, lignolith	2	35
	7	Aszfalt coulé ...	1	12
	8	» » kavicshintéssel	1	21
	9	» comprimé ...	1	20

III.

Gyakrabban előforduló raktári anyagok súlya

kg.-ban m³-ként

Tétel	Anyag	Súly m ³ -ként	Jegyzet
1	Burgonya	700	A táblázat az anyag fajtái közül a legnehezebbnek az átlagos térfogat súlyát adja csomagolatlanul, halmazott állapotban. Ezek az adatok csak tájékozásul szolgálhatnak a raktárak fődémeire előirányozandó esetleges terhelések megállapításakor. A raktározott anyag felhalmazásának magassága a legtöbb esetben bizonytalan, továbbá ugyanazon raktár gyakran más és más anyag tárolására is használtatik, ezért ajánlatos a táblázatban felsorolt egység-súlyok alapján a raktárterheléseket kellő biztonsággal felvenni.
2	Cement	1400	
3	Cukor	750	
4	Dohány	800	
5	Fa (hasábokban)	600	
6	Gabonafélék	750	
7	Hüvelyes vetemények	900	
8	Jég	900	
9	Koksz	400	
10	Könyvek	800	
11	Liszt	700	
12	Só	900	
13	Szén		
	a) faszén	240	
	b) barnaszén és kőszén	900	
14	Széna vagy szalma préselve	400	

IV. Födém szerkezetek esetleges terhelése.

Egyenletesen megosztó súly kg.-ban m²-ként.

Sorsz.	Megnevezés	Súly kg.-ban m ² -ként	Megjegyzés
1	Közönséges padlason	150	
2	Lakó- és kisebb üzlet- helyiségben	250	
3	Kórházi termekben	350	
4	Lépcsőkön, folyosó- kon, hangverseny- és táncteremben, ülés-, torna- és isko- lai tanteremben, ál- talában ott, ahol a helyiség rendelteté- séből kifolyólag an- nak embertömeggel való teljes terhelése valószínű	400—500	
5	Földszinti üzlethelyi- ségekben, munkater- mekben, raktárhelyi- ségekben legalább	550	
6	Jégveremben, 1 m.	750	
7	Émeleti üzlethelyisé- gekben, munkater- mekben, raktárakban	450	
8	Színházak, könyvtá- rak, nehéz gépekkel felszerelt munkater- mek és ezekhez ha- sonló rendeltetésű építmények födémei- re mértékadó eset- leges terhelés az, amelyre a valószí- nűen legkedvezőtle- nebb terhelésből kö- vetkeztethetünk ...	—	
9	Kocsibejárókban, alá- pincézett udvarokban	800	

Ha a helyiség rendeltetéséből kifolyólag a tényleges terhelés nagyobb, akkor ez a mértékadó.
Az embertömegterhelés m.²-ként mindenkor 400 kg.-mal szá-
mitandó.
Fenti adatok 1-3-szorosa veendő, ha a szerkezet használata rázkódásokkal jár; 1-5 szöröse pedig akkor, ha erős lökéseknek van kitéve (pl. nehéz munkagépek folytán.)

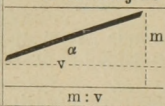
V. Födémek saját súlya.

Súly négyzetméterenként kilogrammokban.

Tétel	A födém szerkezet fajtája	Súly kg. m. ² -ként	Megjegyzés
1	Egyszerű gerenda-födém (pór-födém) gerendákkal és deszkaborítással	50	a) A közölt súlyok 6.00 m.-nél nem nagyobb menetmélységű helyiségekre érvényesek. Ennél nagyobb mélység esetében a födém szerkezet saját súlyát esetről esetre külön kell meghatározni. b) Amennyiben a feltöltés vastagsága több, mint az itt megadottak, minden centiméter többletmagasság után 14 kg.-mal nagyobbra veendő a saját súly.
2	Ugyanaz a födém szerkezet 8 cm. magas feltöltéssel és padozattal	220	
3	Közönséges borított fagerenda-födém felső és alsó deszkaborítással, nádalással és vakolattal, 8 cm. magas feltöltéssel és padlóval	250	
4	Ugyanaz a szerkezet, de a padló helyett téglaburkolattal	280	
5	Csapos gerenda-födém 8 cm. magas feltöltéssel, egyebekben úgy mint 3. alatt	340	
6	Ugyanaz a szerkezet, mint az előbbi, de a padló helyett téglaburkolattal	370	
7	Vastartók közötti borított gerenda-födém, egyébként úgy, mint 3. alatt, a vastartókkal együtt	270	
8	Vastartók közötti csapos gerenda-födém, egyébként úgy, mint 3. alatt, a vastartókkal együtt	360	
9	Vastartók közötti boltozott vagy sík-födém közönséges tömörtéglából $\frac{1}{2}$ téglá (15 cm.) vastagságban, a záradék fölött 8 cm. magas feltöltéssel, padozattal, a vastartókkal együtt	480	
10	Ugyanaz, mint az előbbi, de üreges téglából	440	
11	Vasbetonfödémek súlyait esetről-esetre, az alkotó részek súlyainak összeadásával kell megállapítani.		

VI. A födélhéjak saját súlya (födélszék nélkül).

A födél vízszintes területére számítandó
súly kg.-ban m²-ként.

Tétel	A fedés fajtája	A tetőhajlás		Súly kg.-ban m ² -ként	Megjegyzés
			α^0		
1	Egyszerű cserépfedés	1 : 1·25	40	120	A saját súlyokba a tulajdonképeni héjaláson kívül a szarufák és a szelemenek súlyai is bele vannak foglalva, a faszaruzatok súlyai azonban nem. Ezek faszaruzatok esetében 20—30, vasszaruzatok esetében pedig 10—20 kg.-mal veendő m ² -enként. Ha a födél hajlása eltér a táblázatban foglalt hajlásoktól, akkor a saját súly m ² -ként abban az arányban nagyobb vagy kisebb, mint az illető táblázatbeli érték, amilyen arányban a szarufa hosszabb vagy rövidebb a táblázatban megjelölt hajlásnak megfelelő szarufánál
2	Kettős cserépfedés	1 : 1·25	40	150	
3	Hornyos cserépfedés	1 : 2·25	25	70	
4	Egyszerű palafedés	1 : 2·25	25	80	
5	Kettős palafedés	1 : 2·25	25	90	
6	Eternit-palafedés (egyszerű)	1 : 2·25	25	50	
7	Eternit-palafedés (kettős)	1 : 2·25	25	55	
8	Zink vagy bádogfedés deszka borításon	1 : 4	15	45	
9	Aszfalt vagy kátrány-lemezfedés deszka borításon	1 : 4	15	40	
10	Üvegfedés a keresztvasakkal együtt				
	a) 6 mm. } üveg-	1 : 2	27	26	
	b) 8 mm. } vastag- ságig	1 : 2	27	38	
11	Hullámlemezfedés szögvaszelemeneken			25	
12	Facementfedés 10 cm. vastag kavicsolással	1 : 20		165	

VII. Hó- és szélnyomás.

Csoport	Sorszám	Megnevezés	Súly kg.-ban m. ² -ként																																		
1		<i>A fődél vízszintes vetületére számítandó hó-súly kg.-okban m.²-ként</i>																																			
	<i>α</i>	40°-nál kisebb hajlású fődélre	5																																		
	<i>β</i>	40° vagy ennél nagyobb hajlású fődélre egész 60°-ig	40																																		
	<i>δ</i>	60°-nál meredekebb fedélsíkokra hónyomást egyáltalában nem kell számításba venni.																																			
2		<i>A szél erejét helyettesítő egyenletesen megoszló terhelés kg.-okban m.²-ként.</i>																																			
	<i>a</i>	A szél irányára merőleges síkra rendszerint	120																																		
	<i>b</i>	A szélnek jobban kitett magas építményekre (gyárkéményekre, tornyokra)	125-150																																		
	<i>c</i>	Rendkívüli esetekben az építmény jelentőségéhez képest	150-200																																		
Fedélszékek méretezésekor a szélnyomás irányát a tető síkjára lejtően és a vízszinteshez 10° hajlással kell felvenni. Az erre a szélirányra merőleges fődélsík minden m. ² -ére a szélnyomás nagysága 120 kg.-ra veendő. Más ettől eltérő hajlású fődélsíkokra a szélnyomás merőleges komponense a $120 \sin^2 (\alpha + 10)$ kg. képletből számítandó, ahol α a fedélsíknak a vízszintestől mért hajlásszögét jelenti.																																					
A szélnyomás merőleges komponenseinek értéke a $120 \sin^2 (\alpha + 10^\circ)$ kg. képlet alapján.																																					
Jegyzet																																					
Ha 120 kg. helyett valamely nagyobb szélnyomás alapján kell a szélnyomás merőleges komponensét számítani, akkor a táblázat értékei arányosan nagyobbítandók.																																					
<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="width: 10%;">α a fedélsík hajlása</td> <td>0</td><td>5</td><td>10</td><td>15</td><td>20</td><td>25</td><td>30</td><td>35</td><td>40</td><td>45</td><td>50</td><td>55</td><td>60</td><td>65</td><td>70</td><td>75</td> </tr> <tr> <td>Merőleges szélnyomás a ferde fődélsík m.²-re kg.-ban</td> <td>4</td><td>9</td><td>15</td><td>22</td><td>30</td><td>40</td><td>50</td><td>60</td><td>70</td><td>80</td><td>90</td><td>98</td><td>106</td><td>112</td><td>116</td><td>120</td> </tr> </table>				α a fedélsík hajlása	0	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	Merőleges szélnyomás a ferde fődélsík m. ² -re kg.-ban	4	9	15	22	30	40	50	60	70	80	90	98	106	112	116	120
α a fedélsík hajlása	0	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75																					
Merőleges szélnyomás a ferde fődélsík m. ² -re kg.-ban	4	9	15	22	30	40	50	60	70	80	90	98	106	112	116	120																					

Körkeresztmetszetű vasak táblázata
terület cm²

átm. mm.	Súly fm.	Kerület cm.	d a r a b s z á m									
			1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
2	0.024	0.63	0.03	0.06	0.09	0.13	0.16	0.19	0.22	0.25	0.28	0.31
3	0.055	0.94	0.07	0.14	0.21	0.28	0.35	0.42	0.49	0.56	0.64	0.70
4	0.098	1.26	0.13	0.25	0.38	0.50	0.63	0.76	0.88	1.00	1.13	1.26
5	0.154	1.57	0.20	0.39	0.59	0.78	0.98	1.18	1.37	1.57	1.76	1.96
6	0.222	1.89	0.28	0.57	0.85	1.13	1.41	1.70	1.98	2.26	2.55	2.83
7	0.302	2.20	0.38	0.77	1.16	1.54	1.93	2.31	2.70	3.08	3.47	3.85
8	0.395	2.51	0.50	1.01	1.51	2.01	2.52	3.02	3.52	4.02	4.53	5.03
9	0.499	2.83	0.64	1.27	1.91	2.54	3.18	3.82	4.45	5.09	5.72	6.36
10	0.617	3.14	0.79	1.57	2.36	3.14	3.93	4.71	5.50	6.28	7.06	7.85
11	0.746	3.46	0.95	1.90	2.85	3.80	4.75	5.70	6.65	7.60	8.55	9.50
12	0.888	3.77	1.13	2.26	3.39	4.52	5.65	6.78	7.91	9.04	10.17	11.30
13	1.042	4.08	1.33	2.66	3.99	5.32	6.65	7.98	9.31	10.64	11.97	13.30
14	1.208	4.40	1.54	3.08	4.62	6.16	7.70	9.24	10.78	12.32	13.86	15.40
15	1.387	4.71	1.77	3.54	5.31	7.08	8.85	10.62	12.39	14.14	15.93	17.70
16	1.578	5.03	2.01	4.02	6.03	8.04	10.05	12.06	14.07	16.08	18.09	20.10
17	1.782	5.34	2.27	4.54	6.81	9.08	11.35	13.62	15.89	18.16	20.43	22.70

átm. mm.	Súly fm.	Kerü- let cm.	d a r a b s z á m									
			1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
18	1.998	5.65	2.54	5.08	7.62	10.16	12.70	15.24	17.78	20.32	22.86	25.40
19	2.226	5.97	2.84	5.68	8.52	11.36	14.20	17.05	19.88	22.72	25.56	28.40
20	2.466	6.28	3.14	6.28	9.42	12.57	15.70	18.84	21.98	25.12	28.26	31.40
21	2.719	6.60	3.46	6.92	10.38	13.84	17.30	20.76	24.22	27.68	31.14	34.60
22	2.984	6.91	3.80	7.60	11.40	15.20	19.00	22.80	26.60	30.40	34.20	38.00
23	3.261	7.23	4.15	8.30	12.45	16.60	20.75	24.90	29.05	33.20	37.35	41.50
24	3.551	7.54	4.52	9.04	13.56	18.08	22.60	27.12	31.64	36.16	40.68	45.20
25	3.853	7.85	4.91	9.82	14.73	19.64	24.55	29.46	34.37	39.28	44.19	49.10
26	4.168	8.17	5.31	10.62	15.93	21.24	26.55	31.86	37.17	42.48	47.79	53.10
27	4.495	8.48	5.73	11.46	17.19	22.92	28.65	34.38	40.11	45.84	51.57	57.30
28	4.834	8.80	6.16	12.32	18.48	24.63	30.80	36.96	43.12	49.28	55.44	61.60
29	5.185	9.11	6.61	13.22	19.83	26.44	33.05	39.66	46.27	52.88	59.49	66.10
30	5.549	9.42	7.07	14.14	21.21	28.28	35.35	42.42	49.49	56.56	63.63	70.70
32	6.313	10.05	8.04	16.08	24.12	32.16	40.20	48.24	56.28	64.32	72.36	80.42
34	7.127	10.68	9.08	18.16	27.24	36.32	45.40	54.48	63.56	72.64	81.72	90.79
36	7.990	11.31	10.18	20.36	30.54	40.72	50.90	61.08	71.26	81.44	91.62	101.79
38	8.903	11.94	11.34	22.68	34.02	45.36	56.40	68.04	79.38	90.72	102.06	113.41
40	9.865	12.57	12.57	25.14	37.71	50.28	62.85	75.42	87.99	100.56	113.13	125.66

Többtámaszu tartók maximális nyomatókainak értékei. A tartók 3, 4 és 5 egyenlő magas, egymástól egyenlő távolságban levő támaszon szabadon felfekvőknek vannak feltételezve.

$$M_{\max.} = (a \cdot g + b \cdot p) l^2; \quad M_{\min.} = (a \cdot g + c \cdot p) l^2$$

ahol $l = a$ támaszköz m.-ekben,

$x = a$ keresztmetszet távolsága a baloldali szélső felfekvéstől,

$g = a$ szerkezet saját súlya fm.-enként,

$p = a$ mozgó teher fm.-enként.

I Többtámaszu tartók 2 egyenlő nyílással.

1 : 1.

$\frac{x}{l}$	Nyomatók		
	g befolyása	p befolyása	
	M_g	$M_p. \max$	$M_p. \min.$
	a.	b.	c.
0	0	+	-
0	0	0	0
0.1	+ 0.0325	0.03875	0.00625
0.2	+ 0.0550	0.06750	0.01250
0.3	+ 0.0675	0.08625	0.01875
0.4	+ 0.0700	0.09500	0.02500
0.5	+ 0.0625	0.09375	0.03125
0.6	+ 0.0450	0.08250	0.03750
0.7	+ 0.0175	0.06125	0.04375
0.75	0	0.04688	0.04688
0.8	- 0.0200	0.03000	0.05000
0.85	- 0.0425	0.01523	0.05773
0.9	- 0.0675	0.00611	0.07361
0.95	- 0.0950	0.00138	0.09638
1.0	- 0.1250	0	0.12500

II. Többtámaszú tartók 3 egyenlő nyilással.

1:1:1

$\frac{x}{l}$	Nyomatékok		
	g befolyása	p befolyása	
	M_g	$M_{p,max}$	$M_{p,min.}$
	a.	b.	c.
I. nyílás		+	+
0.1	+ 0.035	0.040	0.005
0.2	+ 0.060	0.070	0.010
0.3	+ 0.075	0.090	0.015
0.4	+ 0.080	0.100	0.02
0.5	+ 0.075	0.100	0.025
0.6	+ 0.060	0.090	0.030
0.7	+ 0.035	0.070	0.035
0.7895	+ 0.00414	0.04362	0.03948
0.8	0	0.04022	0.04022
0.85	- 0.02125	0.02773	0.04898
0.9	- 0.04500	0.02042	0.06542
0.95	- 0.07125	0.01706	0.08831
1.0	- 0.1	0.01667	0.11667
II. nyílás			
1.0	- 0.1	0.01667	0.11667
1.05	- 0.07625	0.01408	0.09033
1.1	- 0.055	0.00748	0.06248
1.15	- 0.03625	0.002053	0.05678
1.20	- 0.02	0.030	0.05
1.2764	0	0.050	0.05
1.3	+ 0.005	0.055	0.05
1.4	+ 0.020	0.070	0.05
1.5	+ 0.025	0.075	0.05

III. Többtámaszú tartók 4 egyenlő nyílással.

1 : 1 : 1 : 1

x l	Nyomatékok		
	g befolyása	p befolyása	
	Mg.	M _p . max	M _p . min.
	a	b	c
I. nyílás		+	-
0	0	0	0
0 1	+ 0·03429	0·3964	0·00536
0 2	+ 0·05857	0·06929	0 01071
0 3	+ 0·07286	0·08893	0·01607
0 4	+ 0·07714	0·09857	0·02143
0 5	+ 0·07143	0 09822	0 02679
0 6	+ 0 05572	0·08786	0·03214
0 7	+ 0 03000	0·06750	0·03750
0 7857	0	0·04209	0·04209
0 8	- 0·00571	0·03738	0·04309
0 85	- 0 02732	0·02484	0·05216
0 9	- 0·05143	0 01629	0·06772
0 95	- 0·07803	0·01393	0 09197
1 0	- 0·10714	0·01340	0·12054
II. nyílás			
1 0	- 0·10714	0·01340	0·12054
1 05	- 0 08160	0·01163	0 09323
1 1	- 0·05857	0 01455	0 07212
1 15	- 0·03803	0·02537	0·06340
1 2	- 0 02000	0·03000	0 05000
1 2661	0	0·04882	0·04882
1 3	+ 0 0857	0·05678	0·04821
1 4	+ 0·02714	0·07357	0 04643
1 5	+ 0·03572	0·08036	0·04464
1 6	+ 0·03429	0 07715	0 04286
1 7	+ 0 02286	0 06393	0·04107
1 8	+ 0·00143	0·04170	0 04027
1 8053	0	0·04092	0 04092
1 85	- 0·01303	0·03451	0 04754
1 9	- 0 03000	0·03105	0·06105
1 95	- 0·04947	0·03173	0·08120
2 00	- 0·07143	0·03571	0·10714

Vasbetonszerkezetek elszámolása.*

Vasbetétes betonmunkák a szerződésben vagy mellékleteiben megállapított rendelkezések szerint átalányösszegben vagy egységáruk alapján fizettetnek. Az egységár vonatkozhatik a kész építménynek köb-, négyzet- vagy folyóméterére, vagy vonatkozhatik külön a betonnak köbméterére és ismét külön a vasbetétek métermázsájára.

Ha a munka egységáruk alapján van kiadva, úgy az elszámolásnál, ha csak a szerződés vagy mellékletei másképen nem intézkednek, a következő szabályok irányadók:

a) födémek; az azokat alátámasztó vakolatlan falak belső élével határolt terület szerint számolandók el és sem a lemezeknek, sem a födémgerendáknak (bordáknak) a falakon felfekvő, vagy a falakba benyuló része számításba nem vétetik.

Ha a födémeket nem falak, hanem vasbetongerendák határolják, a gerendának a födém felőli éle veendő az elszámolás határvonalául. 0.25 m^2 -nél kisebb nyílások a födém területéből nem vonatnak le, de viszont a nyílás szélein esetleg szükséges kiváltás vagy megnehezített munka címén a vállalkozó külön nem díjaztatik. 0.25 m^2 , vagy ennél nagyobb nyílások a födém területéből levonandók, az esetleges kiváltógerendák azonban külön elszámolandók.

A m^2 -ként elszámolt födém területébe eső és külön egységárral elszámolt gerendák (bordák) alapterülete a födém területéből levonandó.

b) A kiváltó vagy teherátvivő gerendák folyóméterenként, tényleges hosszúságukkal vagy darabszám szerint számolandók el.

*A m. kir. kereskedelmi ministerium elszámoló szabályzata nyomán.

Folyóméterenkénti elszámolás esetén, ha a gerenda más vasbetétes betongerendában vagy oszlopban végződik, a kiváltó vagy tehervivő gerenda hosszúságát az öt támasztó gerenda vagy oszlop középvonalától kell mérni. Többtámaszú elrendezésekben, egymást keresztező bordákkal, illetve gerendákkal, minden gerenda hosszát az áthatások figyelembevételével nélkül kell megállapítani, úgy hogy ezek a helyek kétszer lesznek elszámolva.

c) Lemeznek a gerendához, vagy a gerendának a lemezhez vagy falhoz csatlakozásánál szükséges erősbítések (magasbítás, szélesbítés) külön fel nem számíthatók.

d) Oszlopok darabonként vagy hosszúság szerint számolandók el, mely utóbbi esetben a hosszúság a talp alsó élétől az oszlopon nyugvó födém vasbetétes betonszerkezetének felső éléig mérendő. Az oszlop által elfoglalt területet a födém területéből nem kell levonni.

Az oszloptalp készítése, illetőleg az e helyen netán szükséges kiszélesítés, ha a szerződés vagy mellékletei másképp nem intézkednek, az oszlop egységárában bennfoglaltatik.

Az átalányösszegben és a kész vasbetétes betonépitmény egységárában, ha a szerződés másképpen nem intézkedik, bentfoglaltatnak mindazok a költségek, amelyek az elvállalt munka teljes elkészítéséhez szükségesek. A vállalkozót terhelik tehát mindazok a költségek, amelyek a tervezésből, a munkához szükséges anyagok beszerzéséből, megmunkálásából, az állványok és mintadéskázatok felállításából, eltávolításából és anyaguk beszerzéséből, a külső felületnek az előirt módon való megmunkálásából, simításából és víztelenítéséből és végül ama mellék- és utómunkákból erednek, amelyek a vállalatba

adott vasbetétes betonmunkának teljesen kész és kifogástalan állapotban való átadásához szükségeseknek.

Ha a szerkezet próbaterhelése elrendeltetik, vagy ha a próbaterhelés szerződésileg külön kikötöttet, ez esetben annak költségei, a szükséges állványok felállítása, lebontása, a terhelőanyagok fel- és lehordása, az észleletekhez szükséges tolókák vagy egyéb műszerek beszerzése stb. a vállalkozót terhelik.

Ha a vállalkozó a munkából kifolyólag alkalmas terhelő anyaggal rendelkezik, vagy ha a feltételekben külön kikötöttet, a próbaterheléshez szükséges terhelő anyagot is ő tartozik szolgáltatni.

Amennyiben az építető akkor is kívánja a próbaterhelés megtartását, ha az szerződésileg vagy hatósági rendelkezésekből folyóan előírva nincs, ennek költségei a vállalkozót nem terhelik.

Az anyagok minőségének az építető részéről való ellenőrző vizsgálása kapcsán felmerülő költségek csak abban az esetben terhelik a vállalkozót, ha ez külön kikötöttet, vagy ha az ilyen ellenőrző vizsgálat azt mutatja, hogy az illető anyag a feltételeknek nem felel meg.

Jótállás.

A vállalkozó az általa teljesített vasbetétes betonmunkák jóságáért három évig tartozik jótállani.

Takács és Darvas

okleveles mérnökök

Vasbeton és
betonépítési
vállalkozók

Telefon-szám: 157-58

Budapest, VI., Bulyovszky-u. 21.

Rákos Manó

○ szobrász ○

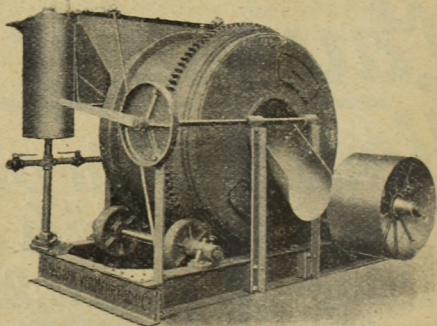


Budapest, Bálint-utca 5
Aréna- és Thököly-utak
mellett. Telefon: 75-60.

Launcz és
Kovács kárpi-
tojók és díszítőik.
Budapest, Sziv u. 26.



LHOTKA - BIRÓ



Ransome betonkeverőgépek.

Jéggépek és hűtőberendezések.

∞ Mezei- és iparvasutak, ∞
csatlakozó - vágányok, sinek,
∞ mozdonyok, görpályák. ∞

Vételre és bérbe!

Roessemann és Kühnemann gépgyára

Budapest, Váci-út 113—115.

UJLAKI TÉGLA- ÉS MÉSZÉGETŐ RÉSZV.-TÁRSASÁG - BUDAPEST

Központi iroda: V., Akadémia-utca 9.

Telefon-szám: 74—30 és 74—31.

Tetőcserepyára szállít: géppel gyártott, tehát egyenletes, vízhatlan, fagyellentálló **hódfarku, hornyolt és francia tetőcserepet**, valamint az ezekhez szükséges szegélycserepet. — **Dunakotró vállalata szállít** hajón vagy vasuton, Duna-aprókavicsot és rostált Duna-nomokot. — **Téglagyára szállít:** falburkoló disztéglát és lapokat, „Reform” választófaltéglát, vastartó-, burkoló és üreges téglát, valamint falitéglát, továbbá kéménytéglát. — **Terméskőbányáiból szállít:** követ, cyklopfal építéshez és alapozáshoz; zuzott követ. — **Mészégető telepe termel:** budai zsiros meszet. **Műhabarcsgyára termel** érdes Duna-homokból készült műhabarcsot. — **Virágcserepyára szállít:** különféle méretű virágcserepet. Ujjonnan épült **asbestpalagyára** legjobb minőségű tetőfedőpalát. Ajánlattel és mintákkal szívesen szolgál.

Mattyók Aladár

◊ okleveles mérnök,
vállalkozó és tervező

Beton, Vasbeton,
Utépítés, Vízépítés,
Csatornázás.

◊ Telefon régi: 160—01.
uj: József 22—99.

Budapest, IX., Lónyay-utca 45. sz.



BETON, VASBETON

mindennemű vasvázás beton-
munkák tervezése és kivitele.

Holstein és Sterner Testvérek

BUDAPEST, V.

Révész-utca 11.

Telefon-szám: 24-46.

BIEHN JÁNOS

aszfalt és kátrány vegyi termékek gyárai

Központi iroda:

Budapest, IX., Ferenc-körút 46.

Építő-osztály:

Rabitz- és vasbeton munkák

szabadalmazott keresztbordás cellafödémek gipsz-
lemezfalak készítésére.

Száraz gipszlemezek eladása

Budapest, IX., Dandár-utca 9-13.

Telefon 58-48.

Telefon 58-48.

**Margitta Ignác
mázoló-mester**

Budapest

VII. Elemér-utca 38.

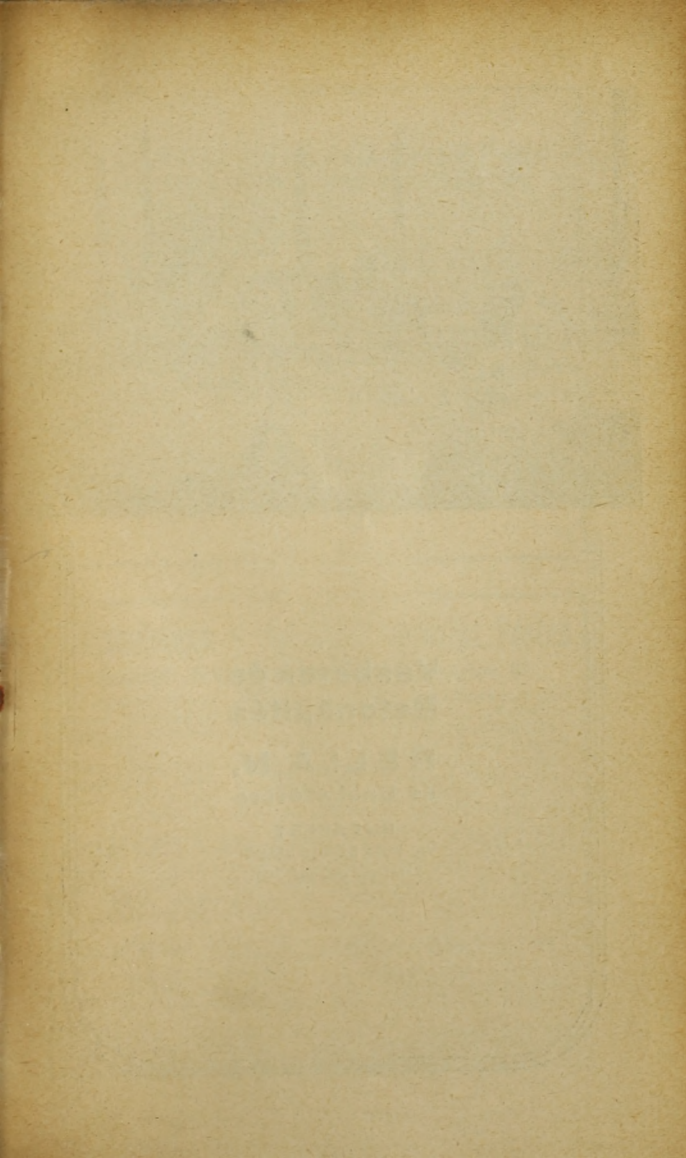
Telefon-szám 98-37.

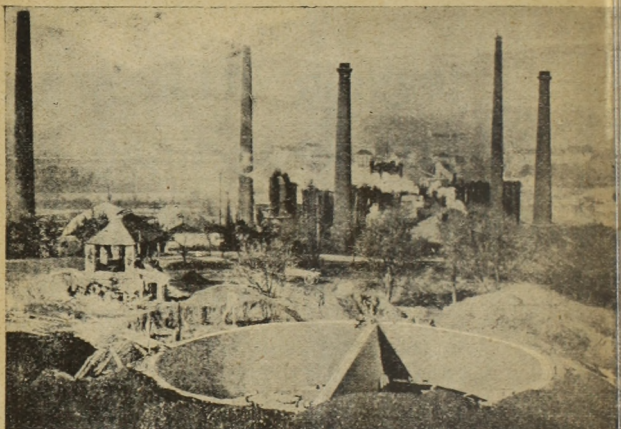
**Első magyar
papir-passepartout,
léckeret és modern
fakeret - gyár**

**mechanikai gépekkel és
villanyerőre berendezve**

**CZIRER
LAJOS**

**BUDAPEST
VII. Dob-utca 5. sz.
Telefon 13-48.**





**Vasbeton és
Betonépítés**

**RELLA N.
és Unokaöcscse**

BUDAPEST

VIII. Röck Szilárd-utca 41.

Telefon: József 206.

Vasbetontervező-iroda.

Gellért és Dávid

okl. mérnökök

Budapest, II., Lövház-utca 15.

Telefon 163-04.

Vasbetonépítési vállalat.

Köszénbánya 's téglagyár társulat Pesten

(ezelőtt DRASCHE) VII. Király-utca 67.

Kerámít kociút-
kövek, járdalapok,
faltéglák, csatorna-
kövek.

Stero pillér-téglák,
Disztéglák sárga,
vörös, bőr és más
szinben.

TELEFON 34-61.

TÜZÁLLÓ
CHAMOTTE
TÉGLÁK

Zománcozott disz-
téglák, „Reform”
választófaltéglák,
Sikfődém-téglák.
Travers (vastar-
tány) téglák, cserép
zsindely közönsé-
ges és zománcozott.


PORCELLÁN-FAYENCE LEMEZEK


minden színárnyalatban, zománcozva kapubejárat, lépcső-
ház, folyosó, konyha, fürdőszoba, closet, mosókonyha
boncterem, labororium stb. belső falainak burkolására,
homlokzatok díszítésére, nedves falak szárazzá tételére.

Szigetelők távirda- és
telefonépítke-
zéshez valamint villamvilági-
tási berendezéshez szüksé-
ges összes porcellán-cikkek.

Egészségügyi cikkek

és pedig closetcsésze, fürdő-
kád, fürdőmedence, tégelyek
stb. stb. legjobb minőségben.

A társulat elvállalja mindennemű idevágó burkolati
munkák elkészítését is.  Árjegyzék díjmentesen.




Kiss János
betonvállalkozó
Budapest

VI. Váci-körút 61. sz.



Elvállalja:
Beton, Granitto-terrazzo,
Lapfektetés és
Falburkolatok
:: készítését ::



Budapesti Vas- és Fémipari Termelő Szövetkezet

Budapest, VII. Gizella-út 53—55.
Telefon 87—77.

Elvállal mindennemű rajz szerinti
modern épület- és műlakatos-munká-
kat és tömegcikkék készítését. ∞∞

Szabadalm. Parafakőgyár R.-t.

ezelőtt

Kleiner és Bokmayer

Budapest, VIII. Sándor-tér 4.

Betonfalak hideg, meleg és nedvesség elleni szigetelése.

Betontetők és mennyezet hővédő burkolása.

Padlóburkolás talajnedvesség és hideg ellen.

Közbenső mennyezetek, válaszfalak szigetelő burkolása hangáthatás ellen.

Vastartók fejeinek szigetelése rezgés továbbvitele ellen stb. stb.

Kívánatra díjtalanul szakszerű terv és részletes költségvetés.

KÖZPONTI FŰTÉSEK.

Alacsony nyomású gőz- és melegviz-
fűtések.

Szellőző berendezések.

Központi melegvizkészítő telepek.

Száritó telepek mindenféle ipari
célokra.

Eredeti Meidinger töltő, szellőző és
szabályozó **kályhák**, Caloriferek
és

**folyton égő (Dauerbrand)
kályhák gyára.**

Szellőző rácsok minden nagyságban.

Eisler és Vértes

Meidinger kályhák gyára és központi
fűtések berendezési vállalata.

Budapest, VI. Andrásy-út 41.

Telefon 16-15.

Müller Félix

okl. építész

vasbetontervező

Budapest, I. Átlós-út 11. IV. 6.

Telefon
80-53.

