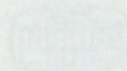
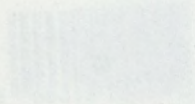


PROF. DR. GYULA BOROS

PRAXIS DER BODENVERFESTIGUNG

PRAXIS DER

BODENVERFESTIGUNG



AKADÉMIAI KIADÓ · BUDAPEST 1981

16237

PROF. DR. GYULA BOROS

PRAXIS DER BODENVERFESTIGUNG

mins dt

Succedent 2.27

Ames 8

ryhologu

(political less.)

MTAK



AKADÉMIAI KIADÓ • BUDAPEST 1993

693571

MAGYAR
TUDOMÁNYOS AKADÉMIA
KÖNYVTÁRA

ISBN 963 05 6486 6

© Gyula Boros, 1993

Alle Rechte vorbehalten. Kein Teil dieses Werkes darf ohne schriftliche Genehmigung des Verlages in irgendeiner Form (Fotokopie, Mikrofilm oder ein anderes Verfahren) reproduziert oder unter Verwendung elektronischer Systeme verarbeitet, vervielfältigt oder verbreitet werden.

Akadémiai Kiadó, H-1519 Budapest, Pf. 245

Gesamtherstellung: Akadémiai Kiadó és Nyomda Vállalat, Budapest

Printed in Hungary

M. TUD. AKADÉMIAI KÖNYVTÁRA

Könyvleltár 3.905./19 33. SZ.

INHALT

1 EINLEITUNG	9
2 DER BODEN ALS BAUSTOFF	10
2.1 Definition des Bodens	10
2.2 Klassifikation des Bodens	10
2.2.1 Kiese	12
2.2.2 Sande	13
2.2.3 Silte und Tone	13
2.3 Eigenschaften des Bodens	14
2.3.1 Die physikalischen Eigenschaften	14
2.3.1.1 Eigenschaften der festen Stoffe	15
2.3.1.2 Eigenschaften des Wassers	24
2.3.1.3 Eigenschaften des Bodengemisches	26
2.3.2 Die mechanischen Eigenschaften	36
2.3.2.1 Die Zusammendrückbarkeit	36
2.3.2.2 Die Scherfestigkeit	40
2.4 Bodenstabilisierungsverfahren	45
3 DIE MECHANISCHE BODENSTABILISIERUNG	46
3.1 Grundlagen	49
3.1.1 Entnahme und Untersuchung der Proben	49
3.1.2 Bestimmung der Kornzusammensetzung	50
3.1.3 Frostsichere Materialien für die Unterbauschicht	50
3.1.3.1 Frostsicherheit	50
3.1.3.2 Kornzusammensetzung	51
3.1.3.3 Mischung — Verteilung	52
3.1.3.4 Verdichtung	54
3.1.4 Schüttmaterial für Dämme	55
3.2 Die praktische Ausführung der mechanischen Bodenstabilisierung	55
3.2.1 Zusammensetzung des Materials	56
3.2.2 Transport des Materials auf die Baustelle	59
3.2.3 Verdichtung	62
4 BODENSTABILISIERUNG MIT KALK	63
4.1 Definition	63
4.2 Kalkarten	63
4.2.1 Chemische Reaktionen	63
4.2.2 Kalziumkarbonat (CaCO_3)	64
4.2.3 Kalziumhydroxid ($\text{Ca}[\text{OH}]_2$)	64
4.2.4 Kalziumoxid (CaO)	65

4.3 Einfluß des Kalkes auf die physikalischen Eigenschaften des Bodens	66
4.3.1 Bodenstrukturen	66
4.3.2 Die Kornverteilung	68
4.3.3 Der Wassergehalt	69
4.3.4 Die Konsistenzgrenzen	70
4.3.5 Die Dichte	71
4.3.6 Die Durchlässigkeit	71
4.3.7 Schrumpfung — Quellung	73
4.4 Einfluß des Kalkes auf die mechanischen Eigenschaften des Bodens	74
4.4.1 Die Zusammendrückbarkeit	74
4.4.2 Die Scherfestigkeit	75
4.5 Entwurf des Kalk-Boden-Gemisches	77
4.5.1 Untersuchung des Bodens	77
4.5.2 Wahl des Bindemittels	77
4.5.3 Bestimmung der Dosierung	78
4.5.4 Die Art und Intensität der Durchmischung	80
4.5.5 Die Witterungsbedingungen	81
4.6 Dimensionierung	82
4.6.1 Witterungsbeständigkeit	82
4.6.2 Die Festigkeit — die beeinflussenden Faktoren	84
4.6.3 Die Bemessung der Festigkeit	85
4.6.4 Zusammenfassung	87
4.7 Anwendungsgebiete der Bodenstabilisierung mit Kalk	87
4.7.1 Schüttmaterialverbesserung	87
4.7.1.1 Das Ortsmischverfahren	87
4.7.1.2 Das modifizierte Ortsmischverfahren	88
4.7.1.3 Schüttarbeiten während der Winterzeit	89
4.7.2 Verbesserung des Untergrundes	90
4.7.3 Forst- und Wirtschaftswege	91
4.8 Ausführungsphasen — Maschinen der Bodenstabilisierung mit Kalk	92
4.8.1 Antransport und Lagerung des Kalkes auf der Baustelle	92
4.8.2 Berechnung der notwendigen Kalkmengen	92
4.8.3 Die Verteilung des Kalkes von Hand	94
4.8.4 Maschinelle Verteilung des Kalkes	94
4.8.4.1 Einfacher Trichter mit Klappe	95
4.8.4.2 Dosierförderband	95
4.8.4.3 Zellenradschleusen-Dosierung	96
4.8.4.4 Dosierung mit Förderschnecken	96
4.8.4.5 Einstellung der Dosierung	96
4.8.5 Anhänger-Verteilergeräte	97
4.8.5.1 Halbmaschinelles System für Sackkalk	97
4.8.5.2 Lastwagenverteiler	97
4.8.5.3 Verteilergerät auf Raupen	98
4.8.6 Einmischen des Kalkes	98
4.8.6.1 Starre Mischsysteme	98
4.8.6.2 Bewegliche Mischsysteme — Bodenfräsen	100
4.8.7 Verdichtung	102
5 BODENSTABILISIERUNG MIT ZEMENT	110
5.1 Einleitung	110
5.2 Zementarten	111
5.2.1 Tonerdezement	111
5.2.2 Hüttenzemente	112

5.2.3 Portlandzement	112
5.2.3.1 Herstellung des Portlandzementes	112
5.2.3.2 Abbindeprozeß des Zementes	115
5.2.3.3 Verzögerung des Abbindebeginns	116
5.2.4 Pectacrete-Zement	117
5.3 Bodenstabilisierung verschiedener Bodenarten mit Zement	120
5.3.1 Stabilisierung grobkörniger Böden mit Zement	120
5.3.1.1 Voruntersuchung des Bodens	120
5.3.1.2 Zementdosierung	124
5.3.1.3 Prüfmethode zur Bestimmung der Zementdosierung	125
5.3.2 Stabilisierung feinkörniger Böden mit Zement	135
5.3.2.1 Voruntersuchungen des Bodens	136
5.3.2.2 Zementdosierung	137
5.4 Die Nachbehandlung zementstabilisierter Schichten	138
5.5 Qualitätskontrolle der stabilisierten Schichten	139
5.5.1 Wassergehalt	140
5.5.2 Zementgehalt	142
5.5.3 Ermittlung des Verdichtungsgrades	142
5.5.4 Rißbildung	143
5.6 Ausführungstechnologie der Bodenstabilisierung mit Zement	145
5.6.1 Einleitung	145
5.6.2 Ortsmischverfahren	146
5.6.3 Zentralmischverfahren	153
5.7 Erfahrungen mit dem Bodenstabilisierungsverfahren mit Zement	156
6 BODENVERFESTIGUNG UNTER VERWENDUNG VON ABFALL- UND RECYCLING-MATERIALIEN	162
6.1 Einleitung	162
6.2 Verwendung von Schlacke aus Müllverbrennungsanlagen	162
6.3 Verwendung von metallurgischer Schlacke	164
6.4 Bodenverfestigung mit Flugasche	165
6.4.1 Flugaschearten	165
6.4.1.1 Basische Flugasche	165
6.4.1.2 Silikat- oder „saure“ Flugasche	166
6.4.2 Stabilisierung grobkörniger Böden mit Flugasche	166
6.4.3 Stabilisierung feinkörniger Böden mit Flugasche	168
6.5 Verwendung von abgefrästem Bitumenbelagsgut	168
7 BODENSTABILISIERUNG MIT BITUMEN UND TEER	169
7.1 Allgemeines	169
7.2 Bitumen	169
7.2.1 Physikalische Eigenschaften des Bitumens	169
7.2.1.1 Struktur des Bitumens	169
7.2.1.2 Plastizität	171
7.2.1.3 Streckbarkeit	174
7.2.1.4 Viskosität	175
7.2.1.5 Reindichte	176
7.2.2 Chemische Eigenschaften des Bitumens	176
7.2.2.1 Löslichkeit	176
7.2.2.2 Oxidation	176
7.3 Bitumenarten	176
7.3.1 Naturasphalt	177
7.3.2 Destillationsbitumen	177
7.3.3 Hochvakuumbitumen	178

7.3.4 Geblasene Bitumen	178
7.3.5 Verschnittbitumen (Cutback)	179
7.3.6 Kaltbitumen (Bitumenlösung)	179
7.3.7 Bitumenemulsion	179
7.4 Teer	184
7.4.1 Definition	184
7.4.2 Herstellung von Teer	185
7.4.3 Chemische Eigenschaften des Teers	186
7.4.4 Physikalische Eigenschaften des Teers	186
7.4.4.1 Plastizität	186
7.4.4.2 Viskosität	187
7.4.4.3 Reindichte	187
7.4.5 Teerarten	188
7.4.5.1 Straßenteere	188
7.4.5.2 Kaltteere (Teerlösungen)	189
7.4.5.3 Teeremulsionen	189
7.5 Stabilisierung der nicht bindigen Böden	189
7.5.1 Untersuchung des Bodens	189
7.5.2 Wahl des Bindemittels	190
7.5.2.1 Allgemeines	190
7.5.2.2 Kornzusammensetzung	190
7.5.2.3 Temperatur	191
7.5.3 Bestimmung der Dosierung	191
7.5.4 Prüfung der stabilisierten Böden	193
7.6 Stabilisierung der bindigen Böden	195
8 BODENSTABILISIERUNG MIT CHEMIKALIEN	197
8.1 Allgemeines	197
8.2 Voruntersuchung des Bodens	198
8.3 Für die Bodenverfestigung verwendete Chemikalien	199
8.3.1 Wasserglas	199
8.3.2 Epoxidharze	199
8.3.3 Vinsolharze	200
8.3.4 Bentonit	200
8.3.5 Kalziumakrylat	201
8.3.6 Anilin und Furfural	201
8.3.7 Phosphorverbindungen	201
8.3.8 Lignin	202
8.3.9 Plasmaflott	202
8.4 Zusatzmittel	202
LITERATUR	203
RÉSUMÉ	208
SUMMARY	208

1 EINLEITUNG

Seit prähistorischen Zeiten hat der Mensch versucht, durch den Bau verschiedenster Objekte seine natürliche Umgebung zu verändern, um sich den Alltag zu erleichtern. Beim Bauvorgang spielte dabei der Boden oder Fels als Baugrund oder -stoff, aber auch als Rohstoff für verschiedene Mörtel stets eine dominierende Rolle. Aufgrund einfacher Regeln sowie überlieferter Erfahrungen wurde immer eine qualitative Auswahl der Materialien getroffen.

Auch heute bleibt der Boden als Baustoff oder -grund wie auch als Rohstoff (für Beton etc.), trotz Größe und Umfang der Bauobjekte sowie der eklatant differenzierten Bautechnik und der oft weitgehend mechanisierten Bauvorgänge, ein integrierender Bestandteil des Bauobjektes, dem oft eine entscheidende Bedeutung zukommt.

Erschwerend fällt dabei ins Gewicht, daß es, im Gegensatz zu früher, besonders wegen der Größe und des Umfanges der Bauobjekte nicht mehr möglich ist, den Boden auszuwählen, sondern man ist gezwungen, mit den an Ort und Stelle vorhandenen Materialien auszukommen. Die Gründe dafür sind meist wirtschaftlicher Natur. Es stellt sich nun die Aufgabe, durch Verfeinerung bisheriger Baumethoden sowie mit Hilfe neuer Bauverfahren den zur Verfügung stehenden Boden als Baugrund oder Baustoff in seinen Eigenschaften derart zu verbessern, daß er den höchsten qualitativen Anforderungen des Bauobjektes gerecht werden kann. Das Bodenstabilisierungsverfahren, auch Bodenverfestigung genannt, ist eine der angewandten Baumethoden, durch die die Eigenschaften des Bodens verbessert werden können.

Eine wichtige Voraussetzung für die Veränderung der Eigenschaften des Bodens ist die Kenntnis seiner physikalisch-mechanischen Beschaffenheit. Außerdem ist es notwendig, die Faktoren zu kennen, die diese Eigenschaften verändern können.

Die Aufgabe des Fachmannes ist es, die Theorie, Feld- und Laborversuche mit den eigenen Erfahrungen in Einklang zu bringen und die richtige Baumethode zu wählen. Als bestes Bauverfahren gilt im allgemeinen, mit geringstem finanziellem Aufwand die bestmögliche technische Lösung zu erzielen.

2 DER BODEN ALS BAUSTOFF

Die Abgrenzung der Begriffe Baugrund, Baustoff oder Rohstoff als Verwendungsbereiche des Bodens sind meist unscharf und nicht klar definierbar.

Wenn der Boden als Baugrund oder Schüttmaterial für einen Erddamm benutzt wird, kommen den einzelnen Eigenschaften des Bodens zwar unterschiedliche Bedeutungen zu, jedoch ist meistens die Kenntnis aller Eigenschaften notwendig. Aus diesem Grunde wird der Boden in den folgenden Abschnitten als natürliches Produkt, aus dem Gesichtswinkel des Bauingenieurs, in seinen Eigenschaften geprüft.

2.1 DEFINITION DES BODENS

Der bekannte Ausspruch des französischen Physikers H. Poincaré, daß es die Essenz der Wissenschaft sei, denselben Dingen die verschiedensten Namen zu geben, bewahrheitet sich insbesondere bei der Definition des Bodens. Der Agronom, der Geologe, der Förster und der Bauingenieur bewertet den objektiv vorhandenen Boden unterschiedlich. Dies ist damit zu erklären, daß der Boden von verschiedenen Gesichtspunkten aus und aufgrund wesentlich voneinander abweichender Prinzipien beurteilt wird. Für den Bauingenieur dürfte sich die Definition des Bodens von Terzaghi und Peck (1961) als richtig erweisen:

„Böden oder Erdstoffe sind eine natürliche Anhäufung aus mineralischen Körnern, die ohne Gewaltanwendung durch mechanische Mittel, wie Aufschütteln im Wasser, nach Korngröße zerlegt werden können.“

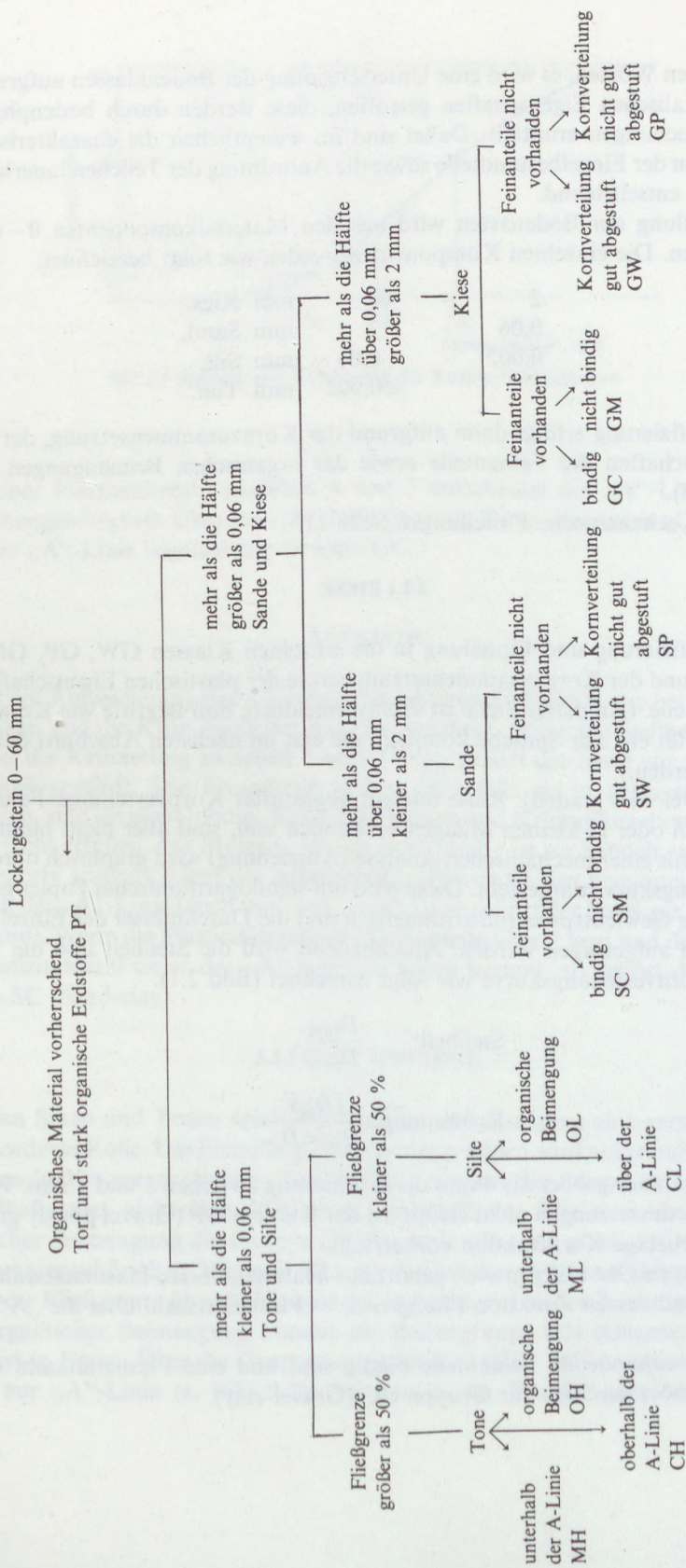
Gleichzeitig die Definition des Felsen:

„Festgestein oder Fels ist eine natürliche Anhäufung von Mineralien, die durch starke und dauerhafte Kohäsionskräfte miteinander verbunden sind.“

2.2 KLASSIFIKATION DES BODENS

Ähnlich wie bei der Definition des Bodens gibt es aufgrund verschiedener Prinzipien unterschiedliche Gruppierungen der Bodenarten. Für den Bauingenieur ist es wichtig, eine Klassifizierung zu finden, bei der innerhalb der einzelnen Bodengruppen oder -klassen ähnliche bodenphysikalische Eigenschaften vorherrschen, woraus dann die für den Bau entscheidende mechanische Beschaffenheit des Bodens resultiert.

Klassifizierung des Bodens nach USCS (Unified Soilclassification System)



Mit anderen Worten, es wird eine Unterscheidung der Bodenklassen aufgrund der bodenphysikalischen Eigenschaften getroffen; diese werden durch bodenphysikalische Untersuchungen ermittelt. Dabei sind im wesentlichen die charakteristischen Eigenschaften der Einzelbestandteile sowie die Anordnung der Teilchen innerhalb der Bodenmasse entscheidend.

Die Einteilung der Bodenarten wird aus den Materialkomponenten 0–60 mm vorgenommen. Die einzelnen Komponenten werden wie folgt bezeichnet:

2	–	60	mm Kies,
0,06	–	2	mm Sand,
0,002	–	0,06	mm Silt,
		<0,002	mm Ton.

Die Klassifizierung erfolgt dann aufgrund der Kornzusammensetzung, der plastischen Eigenschaften der Feinanteile sowie der organischen Beimengungen (Earth Manual 1985).

Die grobe, schematische Einteilung s. Seite 11.

2.2.1 KIESE

Die Identifizierung und Einteilung in die einzelnen Klassen GW, GP, GM, GC erfolgt aufgrund der Kornzusammensetzung sowie der plastischen Eigenschaften der Feinbestandteile. (An dieser Stelle ist es unvermeidlich, daß Begriffe wie Kornverteilung, Plastizität etc. zur Sprache kommen, die erst im nächsten Abschnitt detailliert behandelt werden.)

GW (Gravel well graded): Kiese mit gut abgestufter Kornverteilung. Feinanteile können fehlen oder in kleinen Mengen vorhanden sein, sind aber nicht bindig.

Das Ergebnis einer mechanischen Analyse (Aussiebung) wird graphisch durch eine Kornverteilungskurve dargestellt. Diese wird auf semilogarithmisches Papier gezeichnet, wobei die Gewichtsprozente arithmetisch und die Durchmesser der Einzelkörner logarithmisch aufgetragen werden. Anschließend wird die Steilheit und die Krümmung der Kornverteilungskurve wie folgt berechnet (Bild 2.1):

$$\text{Steilheit: } \frac{D_{60 \%}}{D_{10 \%}},$$

$$\text{Krümmung: } \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}}.$$

Die Steilheit muß größer als 4 und die Krümmung zwischen 1 und 3 sein. Werden diese zwei Voraussetzungen nicht erfüllt, ist der Kies ein GP (Gravel poorly graded), wobei eine beliebige Kornfraktion vorherrscht.

Zu der Gruppe GM (Silty gravel) gehört das Material, dessen Plastizitätszahl nicht über 4 liegt und dessen Funktion Fließgrenze – Plastizitätszahl über die „A“-Linie reicht.

Wenn die vorhandenen Feinanteile bindig sind und eine Plastizitätszahl über 7 aufweisen, gehört der Kies zur Gruppe GC (Gravel-clay).

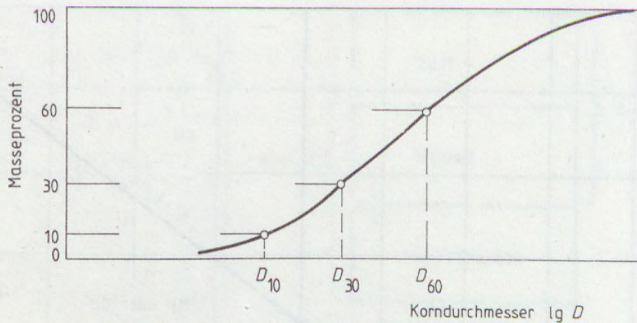


Bild 2.1 Steilheit und Krümmung der Kornverteilungskurve

Bei einer Plastizitätszahl zwischen 4 und 7 entscheidet die „A“-Linie über die Gruppenzugehörigkeit. Über der „A“-Linie liegende Kiese gehören zur Gruppe GM, unter der „A“-Linie liegende zur Gruppe GC.

2.2.2 SANDE

Nach der Aufzeichnung der Kornverteilungskurve wird, gleich wie bei den Kiesen, die Steilheit und die Krümmung der Kurven berechnet. Wenn die Steilheit größer als 6 ist und die Krümmung zwischen 1 und 3 liegt, gehört der Sand zur Gruppe SW (Sand well graded). Die Feinanteile fehlen, oder falls sie in geringsten Mengen vorhanden, sind sie nicht bindig. Wenn die Steilheit und Krümmung diese Voraussetzungen nicht erfüllen, das Material jedoch nicht bindig ist, so handelt es sich um SP (Sand poorly graded). Liegt die Atterbergsche Plastizität der Feinanteile bis 4 und oberhalb der „A“-Linie (auch zwischen 4 und 7), so gehört der Sand zur Gruppe SM (Silty sand). Wenn die Plastizitätszahl der Feinanteile über 7 liegt und die Fließgrenze – Plastizitätszahl unter der „A“-Linie zu liegen kommt, so gehört der Sand zur Gruppe SC (Sand-clay).

2.2.3 SILTE UND TONE

Bei den Silten und Tonen spielt die Kornzusammensetzung eine verhältnismäßig untergeordnete Rolle. Die Einteilung in die Bodengruppen wird aufgrund der Plastizitätseigenschaften vorgenommen. Zu den Silten werden die Feinmaterialien gezählt, deren Fließgrenze nicht über 50 % liegt. Innerhalb der Silte sind Materialien mit organischer Beimengung die Gruppe OL (Organic silts, low plasticity). Über Gruppenzugehörigkeit ML oder CL entscheidet die „A“-Linie (Bild 2.2).

Liegt die Fließgrenze über 50 %, wird das Feinmaterial zu den Tonen gerechnet. Im Falle organischer Beimengung kommt die Bodengruppe OH (Organic clays, high plasticity) in Frage. Über die Gruppenzugehörigkeit CH – MH entscheidet das Verhältnis zur „A“-Linie (s. Bild 2.2). Bei den in der Fachliteratur oft erwähnten

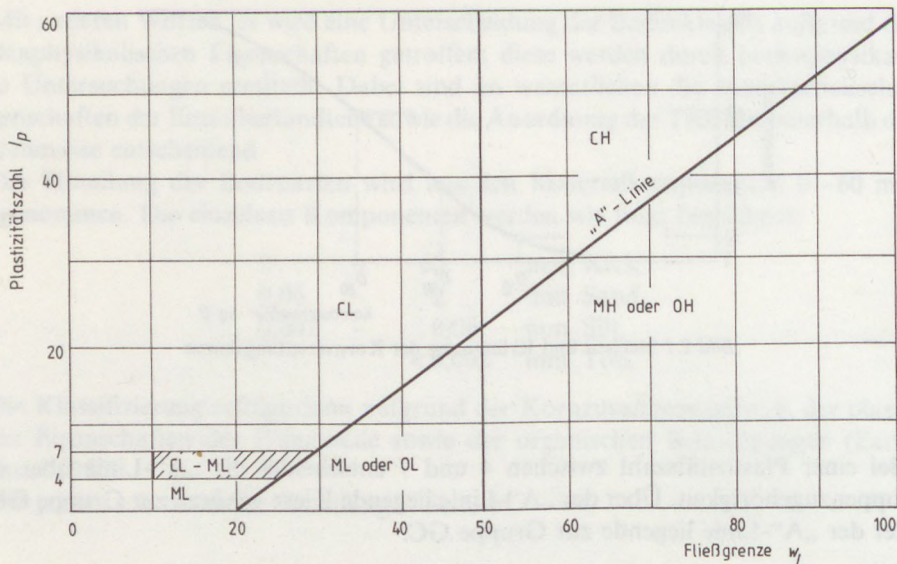


Bild 2.2 Plastizitätsdiagramm nach Casagrande

Doppelklassen, z. B. GP – CL, werden die Feinanteile unter 0,06 mm für sich und die Komponenten über 0,06 mm ebenfalls getrennt klassifiziert, wobei eine weitere Differenzierung der Bezeichnung und Klassifizierung erreicht wird.

2.3 EIGENSCHAFTEN DES BODENS

Um die Tragfähigkeit zu bestimmen und über die Verwendbarkeit eines Bodens entscheiden zu können, ist die möglichst genaue Kenntnis seiner Eigenschaften notwendig. Einerseits, um mittels theoretischer Berechnungen, Labor- und Feldversuchen sowie aus Erfahrungstatsachen heraus zu bestimmen, welche Anforderungen dem Boden zugemutet werden können. Wenn sich herausstellt, daß der Boden den gestellten Anforderungen nicht zu genügen vermag, muß andererseits geprüft werden, welche Eigenschaften des Bodens auf welche Weise verbessert werden können, damit dann, parallel mit den baulichen Maßnahmen, der Boden als Baugrund oder als Baustoff trotzdem verwendet werden kann.

Die Eigenschaften des Bodens sind in zwei Gruppen erfaßbar, die vor allem für den Bauingenieur von Bedeutung sind: die physikalischen und die mechanischen Eigenschaften.

2.3.1 DIE PHYSIKALISCHEN EIGENSCHAFTEN

Der Boden darf als ein polydisperses System betrachtet werden, das aus festen mineralischen und organischen Teilchen verschiedener Größen, aus flüssigen Phasen und aus einer zusammenhängenden oder geteilten Gasphase besteht (Bild 2.3).

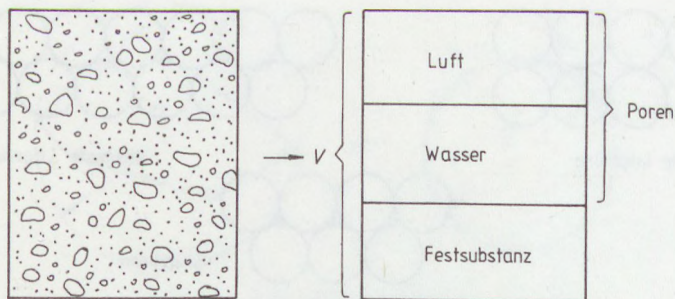


Bild 2.3 Festsubstanz, Wasser und Luft im Boden

Die bodenphysikalischen Eigenschaften hängen von den Eigenschaften der Einzelkomponenten sowie dem Zusammensetzungsverhältnis ab.

Bei den Kiesen und Sanden spielt die mineralogische Beschaffenheit des Einzelkorns der Festsubstanz eine untergeordnete Rolle. Entscheidend sind hingegen Kornform, Korngröße, Kornzusammensetzung, Anteil der Festsubstanz pro Volumeneinheit des Bodens (Trockenrohdichte), Anteil von Luft und Wasser in Volumeneinheit (Porenvolumen) sowie Menge des Wassers (Wassergehalt und Sättigungsgrad).

Bei den Silten und Tonen sind die Kornzusammensetzungen weniger ausschlaggebend, um so größere Bedeutung wird der mineralogischen Beschaffenheit des Einzelkorns beigemessen.

Das Verhältnis zwischen dem Anteil fester, flüssiger und gasförmiger Substanzen in einer Volumeneinheit Boden hat einen entscheidenden Einfluß auf dessen Eigenschaften.

2.3.1.1 EIGENSCHAFTEN DER FESTEN STOFFE

Die Zusammensetzung der festen Phasen wird mit der Kornzusammensetzung definiert. Der Boden setzt sich aus folgenden Komponenten zusammen:

> 60	mm	Steine,
2	– 60	mm Kies,
0,06	– 2	mm Sand,
0,002	– 0,06	mm Silt,
< 0,002	mm	Ton.

Die Eigenschaften der „rolligen“ Komponenten, Steine, Kies und Sand, werden von der Kornzusammensetzung, Kornform, Korngröße sowie der Lagerungsdichte bestimmt. Die Kornzusammensetzung wird durch die mechanische Siebanalyse ermittelt, im allgemeinen bis zu Korngröße 0,50 mm.

Vom bautechnischen Standpunkt aus sind die Eigenschaften eines Bodens um so besser, je mehr der zur Verfügung stehende Raum von Feststoffen, d. h. Kornmaterial, ausgefüllt ist, also je höher die Lagerungsdichte eines Korngemisches ist; mithin müssen die freibleibenden Poren zwischen den Berührungspunkten des Grobkornes mit Feinkorn ausgefüllt sein (Bild 2.4).

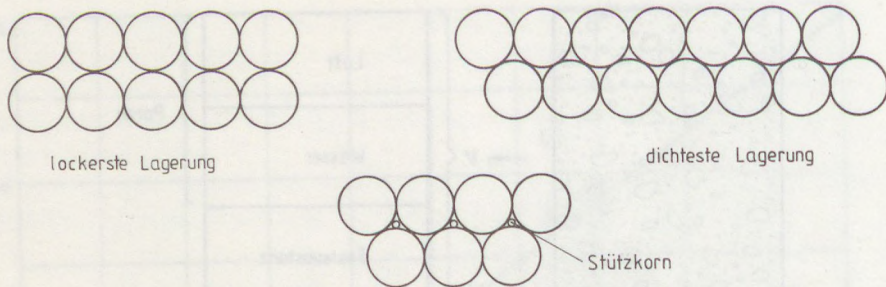


Bild 2.4 Lockerste und dichteste Lagerung

Eine gut abgestufte Siebkurve ist einer Parabel ähnlich, wenn die Korngröße in logarithmischem und die Masseprozent in arithmetischem Maßstab aufgetragen sind.

Um eine möglichst gute Kornzusammensetzung zu finden, wurden sowohl auf theoretischem wie auf empirischem Weg bereits zahlreiche Versuche unternommen. Es sei an dieser Stelle auf die Untersuchungen und Vorschläge von Fuller (Bild 2.5), Thompson, Rothfuchs (1935), Zahn, Graf sowie Allen Hazen hingewiesen. Eine allgemeingültige Idealsiebkurve gibt es jedoch nicht. Was anzustreben ist, hängt von den Gegebenheiten des Einzelfalls ab. Oft zeigt sich, daß Kornzusammensetzungen

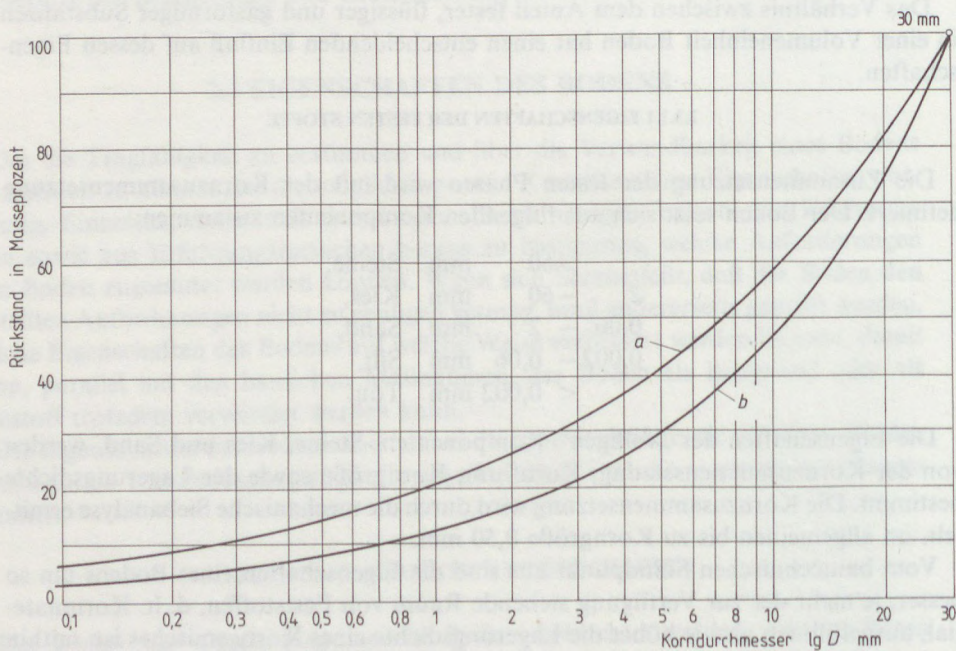


Bild 2.5 Siebkurven für Betonkies
a) nach Fuller, b) nach EMPA

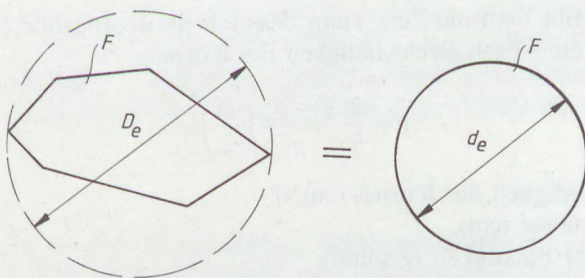


Bild 2.6 Sphärizität

mit gleicher Steilheit und Krümmung verschiedene Eigenschaften aufweisen, wodurch die Kornform besonders zum Ausdruck kommt.

Runde Einzelkörner vorausgesetzt, dürfte die Parabel der besten Zusammensetzung nahekomen. Man ist jedoch in letzter Zeit bei den Normen und Vorschriften zu Umhüllkurven übergegangen. Sind die Einzelkörner eher kubisch oder eckig, stellen häufig Kornverteilungskurven mit Ausfallkörnungen die bestmögliche Mischung dar. Einen für die Dichte nicht zu unterschätzenden Einfluß hat dabei die Kornform sowie die Korngröße. Nach Schöffner (1964) hängt die Porosität bei gleicher Kornverteilung größtenteils von der Kornform ab.

Um die Kornform als Einflußfaktor zahlenmäßig besser erfassen zu können, hat Wadell (1933) die Ausdrücke Sphärizität sowie Abrundung eingeführt (Bild 2.6).

$$\text{Sphärizität} = \frac{d_e}{D_e},$$

d_e = Durchmesser eines flächengleichen Kornquerschnittkreises,

D_e = Durchmesser des Umhüllkreises des Kornquerschnittes.

Bei der Sphärizität = 1 handelt es sich um ein rundes Korn. Je kleiner als 1 die Sphärizität ist, um so unregelmäßiger wird die Kornform und weicht von der Kugel ab.

Abrundung:

$$P = \frac{\sum_{i=1}^n \frac{r_i}{R}}{N},$$

r = Krümmungsradius einer ebenen Kante,

R = Radius des größten, inschreibbaren Kreises,

N = Zahl der Kanten in der Querschnittsebene.

Die Kornzusammensetzungen der Feinsande, Silte und Tone, also Komponenten < 0,5 mm, können nicht mehr durch die mechanische Siebanalyse ermittelt werden. Die Zusammensetzung der feinen Bestandteile wird meistens durch die Schlämmanalyse bestimmt.

Das Prinzip der Schlämmanalyse beruht darauf, daß die Teilchen, in eine Flüssigkeit geschüttet, ihrer Größe entsprechend proportionale Zeit brauchen, um wieder zu

sedimentieren. Mißt man die Zeit, kann dadurch die Korngröße ermittelt werden. Nach Stokes ist die Absetzgeschwindigkeit des Kornes:

$$v = \frac{2}{9} \frac{\varrho_s - \varrho_w}{\eta} \left(\frac{D}{2} \right)^2,$$

v = Sinkgeschwindigkeit des Kornes (cm/s),

D = Korndurchmesser (cm),

η = Viskosität der Flüssigkeit (g s/cm²),

ϱ_s = Reindichte der Körner (g/cm³),

ϱ_w = Reindichte der Flüssigkeit (g/cm³).

D in mm umgeformt:

$$D = \sqrt{\frac{1800\eta \cdot v}{\varrho_s - \varrho_w}}.$$

Die häufigste Ausführungsart ist die Aerometeranalyse, wobei die Dichte der Flüssigkeit (Anteil noch schwebender Teilchen) von Zeit zu Zeit gemessen wird.

Bekannt ist weiterhin die Pipette-Methode sowie, besonders für rasch sinkende Sande, die Sedimentationswaage. Weniger häufig angewandt wird die photoelektrische Methode.

Von Casagrande (1934) wird ein Meßbereich der Schlämmanalyse mit ausreichender Genauigkeit von 0,2 bis 0,0002 mm Korndurchmesser angegeben. Beim Korn kleiner als 10^{-4} mm wird die Brownsche Bewegung wirksam. Abweichungen von der theoretischen Berechnung können je nach Ausmaß der Abweichung zu Ungenauigkeiten führen.

Beispiele dieser Abweichungen:

1. Die Bodenteilchen sind im Gegensatz zur theoretischen Annahme nicht kugelförmig,
2. der Rand-Effekt im Glaszylinder,
3. die ermittelte und in die Berechnung eingesetzte Reindichte der Bodenkörnchen stellt lediglich einen Durchschnitt dar, von dem beträchtliche Abweichungen möglich sind.

Die Kornzusammensetzung der Komponenten kleiner als 10^{-4} mm kann durch die Ultrazentrifugalmethode ermittelt werden.

Die physikalischen Eigenschaften der Feinsande und Silte hängen zwar größtenteils von ihrer Kornzusammensetzung ab, jedoch spielt die spezifische Oberfläche, im Zusammenhang mit dem Wasserhaushalt, eine wesentlich wichtigere Rolle als bei Kiesen.

Eigenschaften der Kornfraktion kleiner als 10^{-4} mm

Bei den feinsten Teilchen $< 0,002$ mm spielt die Kornzusammensetzung eine untergeordnete Rolle. Untersuchungen von Endell (1941), Casagrande (1932), Meischneider, Skempton (1953) etc. konnten einwandfrei nachweisen, daß bei in diesen Kornbereichen untersuchten Proben mit ähnlicher Kornzusammensetzung völlig abweichen-

de physikalische Eigenschaften auftreten können. Entscheidend ist die mineralogische Zugehörigkeit des Einzelkorns. Neben Quarzen und anderen Mineralien, die in diesem Kornbereich auch vorhanden sein können (besonders in nördlichen Ländern), aber eine untergeordnete Rolle spielen, sind die Tonminerale die wichtigsten Gruppen.

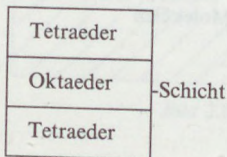
Tonminerale

Die Tonminerale sind auf Kieselsäure (Siliziumdioxid) und auf Aluminiumoxid aufgebaut. Das Siliziumdioxidmolekül hat einen tetraederähnlichen Aufbau und bildet horizontale Schichten (Bild 2.7).

Das zweite Bauelement der Tonminerale ist das Aluminiumoxid, bei dem das Aluminium oft durch Magnesium ausgetauscht wird; seine kristalline Aufbauform sieht einem Oktaeder ähnlich (Bild 2.8).

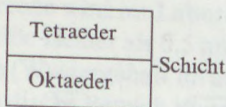
Diese horizontalen Schichten setzen sich zu Plättchen zusammen:

Erste Möglichkeit



Aus solchen Plättchen wird die Kaolinit-Gruppe der Tonminerale aufgebaut.

Zweite Möglichkeit

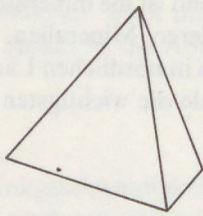


So aufgebaute Tonminerale sind z. B. die Montmorilloniten.

Die Kaolinit-Gruppe der Tonminerale ist am wenigsten quellbar und hat, im Verhältnis zu Montmorillonit, eine sehr geringe Oberflächenaktivität. Ihre Oberfläche ist klein und nimmt wenig Wasser auf.

Die Montmorilloniten verfügen dank der Beweglichkeit der Schichten über eine sehr große Oberfläche, über entsprechend große Wasseraffinität (Quellbarkeit) und Kationenaustauschfähigkeiten. Daher werden die Bodeneigenschaften schon durch geringe Mengen Montmorilloniten entscheidend beeinflusst. Die Identifizierung der Tonminerale kann durch die Differenzialthermoanalyse oder auch durch die Röntgenanalyse erfolgen.

Auch elektronenmikroskopische Aufnahmen geben Hinweise auf die Zusammensetzung der Tonminerale. Es ist aber keinesfalls notwendig, diese relativ teuren und zeitraubenden Untersuchungen durchzuführen, da oft ein linearer Zusammenhang zwischen Wasser und mineralogischer Zusammensetzung der Probe besteht. Es genügt daher meistens, das Verhalten der Proben zu Wasser zu prüfen und über die Zusammensetzung und Eigenschaften der Feinanteile Bescheid zu wissen.



Tetraeder

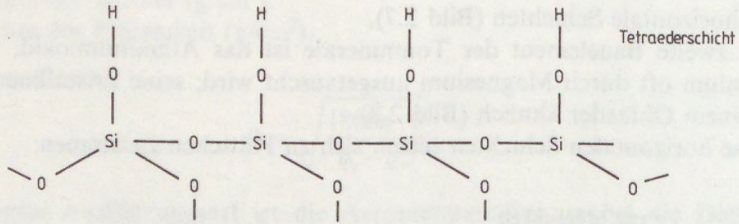
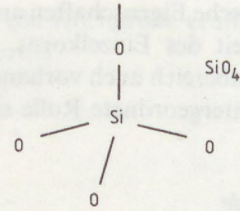
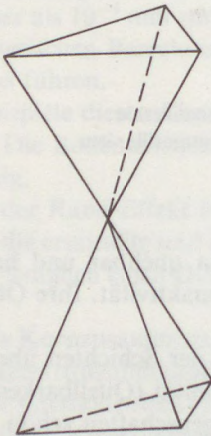


Bild 2.7 Tetraederschicht von SiO_4 -Molekülen



Oktaeder

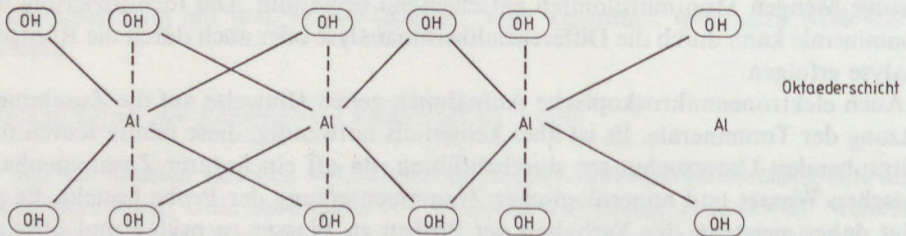
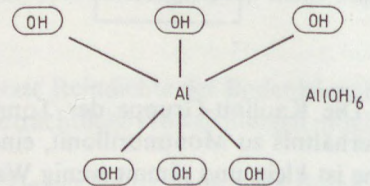


Bild 2.8 Oktaederschicht von $\text{Al}(\text{OH})_6$ -Molekülen

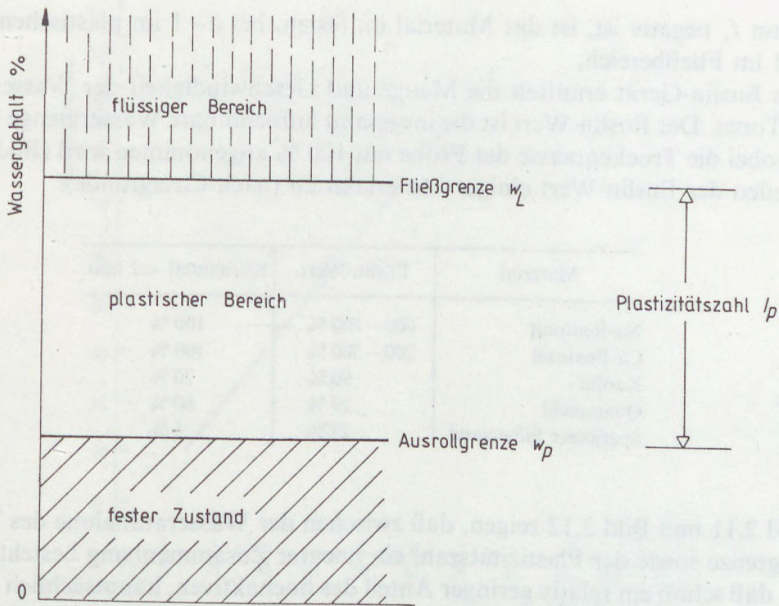


Bild 2.9 Atterbergsche Konsistenzgrenzen

Die Atterbergschen Konsistenzgrenzen dienen auch zur Klassifizierung der Feinanteile (Bild 2.9).

Die Fließgrenze wird im Laboratorium mit dem Klopfergerät (nach Casagrande) bei einer Korngröße kleiner als 0,5 mm ermittelt. Die Differenz zwischen Fließgrenze und Ausrollgrenze (Wassergehalt im ausrollfähigen Zustand) ergibt die Plastizitätszahl. Je größer der plastische Bereich ist und je höher die Fließgrenze liegt, um so mehr aktives Tonmineral wird das Material aufweisen, und umgekehrt.

Der Liquiditätsindex erteilt Auskunft über den natürlichen Zustand des Bodens:

$$I_L = \frac{w - w_p}{I_p},$$

I_L = Liquiditätsindex,

w_p = Ausrollgrenze,

I_p = Plastizitätszahl.

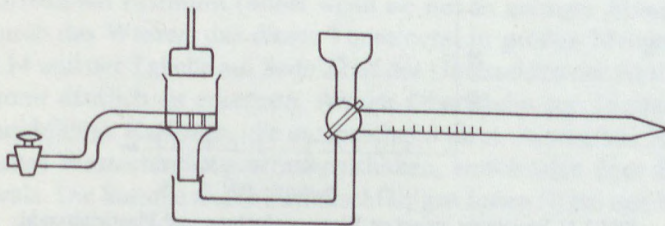


Bild 2.10 Enslin-Gerät

Wenn I_L negativ ist, ist das Material im festen, bei 0–1 im plastischen Zustand, über 1 im Fließbereich.

Das Enslin-Gerät ermittelt die Menge und Geschwindigkeit der Wassersättigung eines Tones. Der Enslin-Wert ist die insgesamt aufnehmbare Wassermenge in Prozenten, wobei die Trockenmasse der Probe mit 100 % angenommen wird (Bild 2.10). Im folgenden der Enslin-Wert einiger Materialarten (nach Casagrande):

Material	Enslin-Wert	Kornanteil < 2 mm
Na-Bentonit	600–700 %	100 %
Ca-Bentonit	200–300 %	100 %
Kaolin	90 %	70 %
Quarzmehl	29 %	80 %
Spergauer Silbersand	27 %	5 %

Bild 2.11 und Bild 2.12 zeigen, daß zwischen der Wasseraufnahme des Tones, der Fließgrenze sowie der Plastizitätszahl ein linearer Zusammenhang besteht. Bild 2.13 zeigt, daß schon ein relativ geringer Anteil des hochaktiven, hauptsächlich aus Montmorilloniten bestehenden Bentonit die Wasseraufnahme sprungartig erhöht. Auch bei den natürlich vorkommenden Bodengemischen werden die Eigenschaften weitgehend

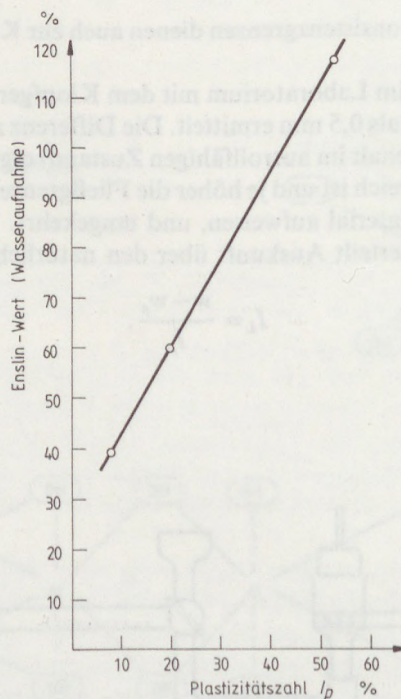


Bild 2.11 Beziehung zwischen Wasseraufnahme und Plastizitätszahl bei einem Rohton (nach Neumann)

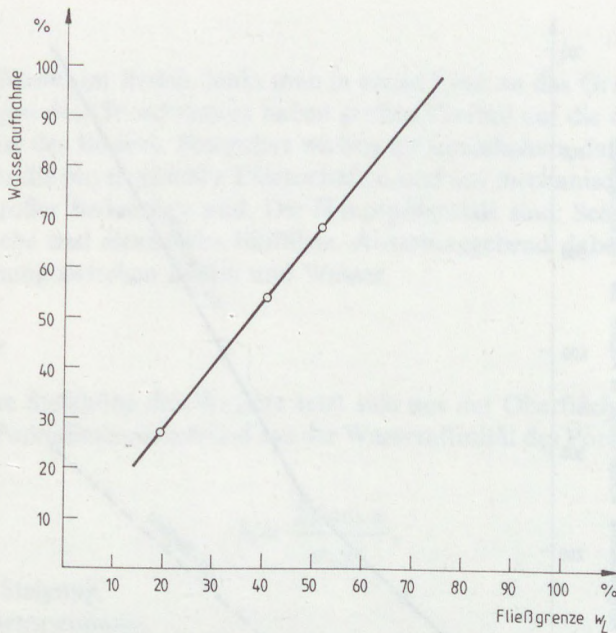


Bild 2.12 Beziehung zwischen Wasseraufnahme und Fließgrenze bei einem Rohton (nach Neumann)

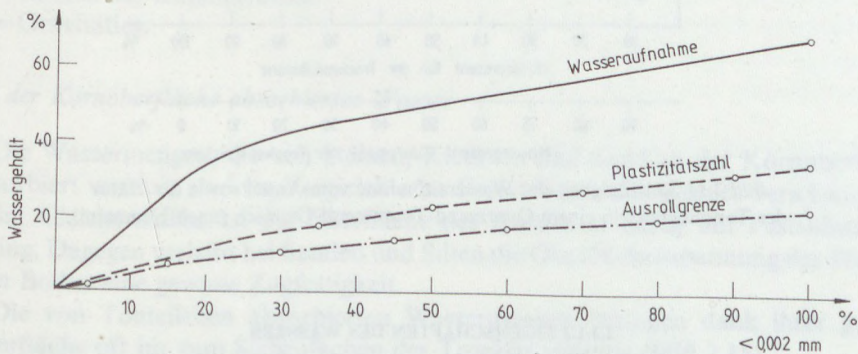


Bild 2.13 Ansteigen der Plastizitätszahl sowie Enslin-Wert bei kontinuierlicher Erhöhung der Kornfraktion $< 0,002$ mm bei einem Rohton (nach Neumann)

von Montmorilloniten bestimmt (selbst wenn sie nur in geringer Menge vorhanden sind) bzw. durch das Wasser, das dieses Tonmineral in großen Mengen absorbiert.

Auf Bild 2.14 und der Tabelle auf Seite 22 ist der Unterschied der Aktivität von Na- und Ca-Bentonit deutlich zu erkennen. An der Oberfläche der Tonminerale absorbierte, austauschfähige Kationen, die entsprechend ihrer chemischen Natur ein sehr unterschiedliches Wasserbindungsvermögen haben, entscheiden über Eigenschaften des Tonminerals. Die Summe dieser austauschfähigen Ionen ist bei den Montmorilloniten 10- bis 20mal so groß wie bei den Kaoliniten.

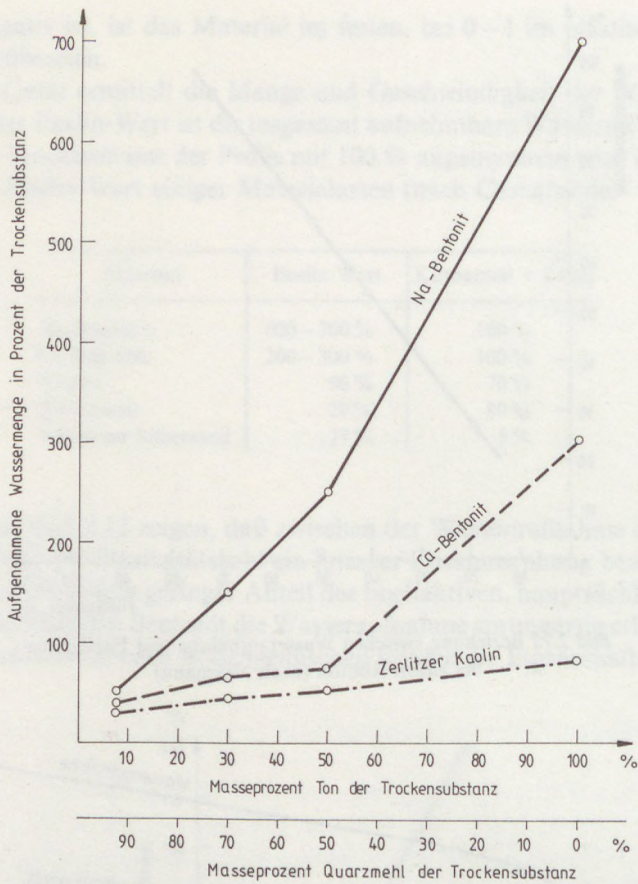


Bild 2.14 Abhängigkeit der Wasseraufnahme vom Anteil sowie der Natur des Tonmineralen in einem Quarzsand-Tonmineral-Gemisch (nach Neumann)

2.3.1.2 EIGENSCHAFTEN DES WASSERS

In diesem Abschnitt sollen die physikalischen Eigenschaften der flüssigen Phase des Bodens behandelt werden. Das Wasser kommt jedoch im Boden sowohl in festem (Eis) als auch in gasförmigem (Wasserdampf) Zustand vor. Über Eisbildung, deren Umstände und Variationen, wurde eingehend von Bendart, Fahraday, Tyndall, Tremblon und Liesegang berichtet. Über das Wasser als chemisch-physikalische Substanz in verschiedenen Größenordnungen (atomar, molekular, kolloidal etc.) gibt Winterkorn (1975) einen ausgezeichneten Überblick.

Das Wasser tritt im Boden im allgemeinen in drei Formen auf: als mehr oder weniger freies Wasser in den Poren, als Kapillarwasser und als an der Oberfläche der Bodenteilchen gebundenes Wasser.

Freies Wasser

Bei freiem Wasser im Boden denkt man in erster Linie an das Grundwasser. Lage und Bewegungen des Grundwassers haben großen Einfluß auf die charakteristische Verhaltensweise des Bodens. Besonders wichtig ist festzuhalten, daß Wasserzustand und -menge für die physikalischen Eigenschaften und das mechanische Verhalten des Bodens von großer Bedeutung sind. Die Hauptpotentiale sind: Schwerkraft, Druck sowie thermische und elektrische Einflüsse. Ausschlaggebend dabei ist immer eine Wechselbeziehung zwischen Boden und Wasser.

Kapillarwasser

Die kapillare Steighöhe des Wassers setzt sich aus der Oberflächenspannung des Wassers, den Porendimensionen und aus der Wasseraffinität des Porenwandmaterials zusammen:

$$h_c = \frac{2T \cos \alpha}{\varrho_w g r},$$

h_c = kapillare Steigung,

T = Oberflächenspannung,

α = Randwinkel,

ϱ_w = Dichte des Wassers,

r = Radius des Kapillarrohrs,

g = Gravitation.

An der Kornoberfläche absorbiertes Wasser

Die Wassermengen, die von Steinen, Kieskorn und Sand an der Kornoberfläche absorbiert werden, sind im Vergleich zum Festvolumen des Kornes verschwindend klein. Gleichermäßen ist die Oberfläche des Kornes in bezug auf Festsubstanzen gering. Dagegen verleiht bei Sanden und Silten die Oberflächenspannung des Wassers dem Boden eine gewisse Zugfestigkeit.

Die von Tonteilchen absorbierten Wassermengen betragen dank ihrer großen Oberfläche oft bis zum Siebenfachen der Trockensubstanz (Bild 2.15).

Die Zustandsformen des Wassers, von innen nach außen gehend dargestellt (Bild 2.16):

1. In fester Bindung an der Oberflächenschicht des Tones.

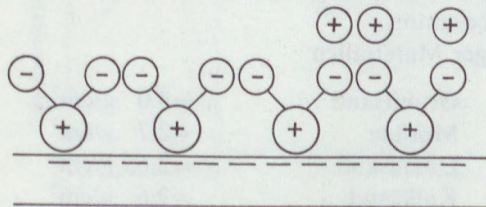


Bild 2.15 Elektrische Kräfte

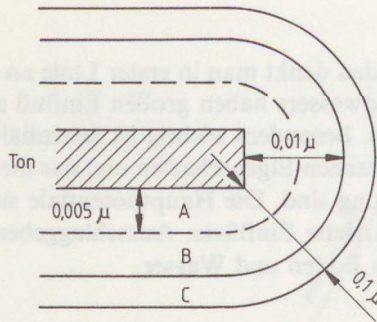


Bild 2.16 Wasserfilm auf einem Tonmineralteilchen

2. An der Teilchenoberfläche, als Ergebnis des Zusammenwirkens der elektrisch polarisierten negativ geladenen Tonpartikel, die z. B. den positiven Teil des Wassers anziehen und ihre Ordnung den benachbarten Wassermolekülen aufprägen (s. Bild 2.15). Dieser Effekt erstreckt sich mehrschichtig auf mehrere Lagen von Wassermolekülen. Die Dichte dieses Wassers ist geringer als die des normalen Wassers und entspricht etwa der des normalen Eises.

3. Durch elektrische Ladungen der vorhandenen Ionen festgehalten. Der Zustand dieses Wassers entspricht dem des Hydratwassers bei Kationen. Aufgrund Elektrostriktion (Verdichtungseffekt) ist die Dichte höher als die des normalen Wassers.

4. Osmotisches Wasser zwischen hydratisierten Austauschionen und der Oberfläche.

5. Normales Filmwasser, dessen Stärke auch von der Temperatur abhängig ist.

Zwischen den einzelnen Schichten gibt es keine scharfe Grenze; die Stärke der einzelnen Phasen richtet sich nach den physikalisch-chemischen Gegebenheiten.

2.3.1.3 EIGENSCHAFTEN DES BODENGEMISCHES

Die physikalischen Eigenschaften des Bodens entstehen aus der Wechselbeziehung zwischen Feststoff, Wasser und Luftpore.

Dichte des Bodens

Die Rohdichte des Bodens setzt sich aus zwei Komponenten zusammen: aus der Reindichte der Kornsubstanz und aus der pro Volumeneinheit vorhandenen Kornmasse dieser Substanz.

Die Reindichte wird in Laboratorien meist an Kornfraktionen $< 0,5$ mm mit der Pyknometermethode bestimmt.

Die Reindichte einiger Materialien:

Granitsand	= 3,0 g/cm ³
Moräne	= 2,7 g/cm ³
Quarzsand	= 2,65 g/cm ³
Kalksand	= 2,6 g/cm ³
Hochplastischer Ton	= 2,80 g/cm ³

Die Trockendichte wird als Maßstab für die Dichte des Bodens betrachtet. Kiese und Sande haben eine hohe, Tone und Silte eine niedrige Trockenrohdichte.

Die natürliche Lagerungsdichte einiger Materialien:

Fels, Granit	= 2,4–2,8 g/cm ³
Moräne	= 2,1–2,4 g/cm ³
Kiessand, GW	= 1,8–2,1 g/cm ³
Kiessand, GP	= 1,6–1,8 g/cm ³
Sand	= 1,6–1,8 g/cm ³
Seebodenlehm	= 1,8–2,0 g/cm ³
Torf	= 0,6–1,0 g/cm ³

Die natürliche Ablagerung eines Bodens erweist sich für Bauzwecke als zu locker und muß daher künstlich verdichtet werden.

Verdichtung

Der Verdichtungsgrad des Bodens wird bei natürlich vorkommenden Materialien durch die Ergebnisse des Proctor-Versuches festgelegt.

Der Proctor-Versuch ist in den meisten Ländern genormt und wird als bekannt vorausgesetzt. Im wesentlichen wird mit einer konstanten Verdichtungsenergie, im gleichen Volumen, mit dem gleichen Material und mit verschiedenen zugegebenen Wasseranteilen verdichtet. Zeichnet man die erhaltenen Trockenrohdichte mit dem dazugehörigen Wassergehalt auf, erhält man die Proctor-Kurve.

Proctor-Kurve

Der erreichbare Verdichtungsgrad ist abhängig von der Kornzusammensetzung, dem Wassergehalt und der Verdichtungsenergie (Bild 2.17). Bei Erhöhung der Verdichtungsenergie steigt der Verdichtungsgrad nur bis zu einer gewissen Grenze (Bild

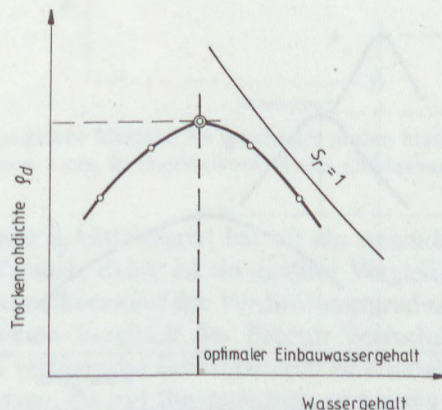


Bild 2.17 Proctor-Kurve

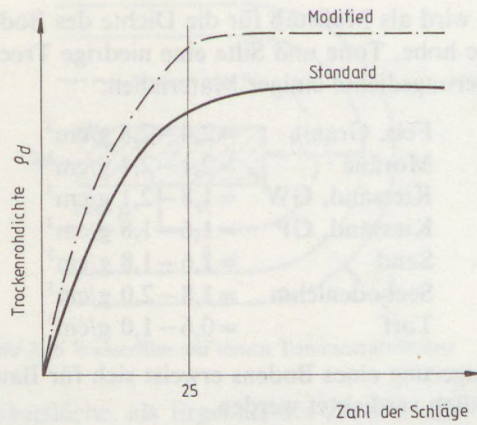


Bild 2.18 Die Dichte erhöht sich trotz zusätzlicher Verdichtungsarbeit nicht mehr

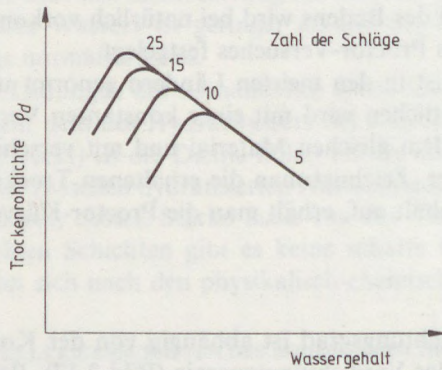


Bild 2.19 Beziehung zwischen erreichbarer Trockenrohdichte und Verdichtungsenergie

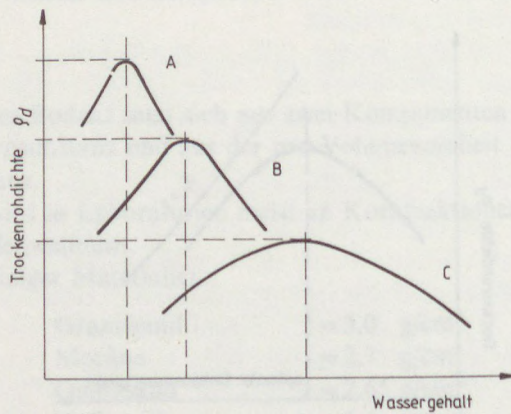


Bild 2.20 Proctor-Kurven verschiedener Materialarten
A: nicht bindiger Kiessand, GW, B: toniger Kies, GC, C: toniger Silt, CL

2.18). Die erreichbare Trockenrohdichte, der optimale Einbauwassergehalt sowie der Verlauf der Proctor-Kurve selbst sind für das Material charakteristisch. Wird die Verdichtungsenergie erhöht, so verringert sich bei gleichem Material der optimale Einbauwassergehalt bei gleichzeitiger Erhöhung der Trockenrohdichte (Bild 2.19).

Entsprechend dem Anteil bindiger Bestandteile ändert sich der Verlauf der Proctor-Kurve. Je plastischer das Material (Fließgrenze, Plastizitätszahl) und je größer der Anteil der Feinfraktionen in der Kornverteilung ist, um so flacher wird die Proctor-Kurve, um so geringer die erreichbare Trockenrohdichte und um so höher der optimale Einbauwassergehalt (Bild 2.20).

Der im Laboratorium ermittelte optimale Einbauwassergehalt und die Trockenrohdichte werden zu Vergleichszwecken für die Verdichtungskontrollen künstlicher Verdichtungen herangezogen. Zur Unterscheidung sehr ähnlicher Materialien und zu Vergleichsmöglichkeiten dienen die Kornverteilung und die plastischen Eigenschaften (Fließgrenze, Plastizitätszahl). Bei diesen Vergleichen spielt das Maximalkorn des Proctor-Versuches und des Vergleichsmaterials sowohl für den optimalen Einbauwassergehalt wie auch für die Trockenrohdichte eine entscheidende Rolle.

Der Proctor-Versuch in normaler Ausführung (1-Liter-Topf) wird meistens mit Materialien bis 7 mm, 10 mm, 16 mm oder höchstens 20 mm ausgeführt. Das Maximalkorn des Versuchsmaterials hat einen ähnlichen Einfluß auf die Proctor-Kurve wie die Verdichtungsenergie. Mit zunehmender Größe des Maximalkorns wird die Trockenrohdichte erhöht und der optimale Einbauwassergehalt vermindert (Bild 2.21).

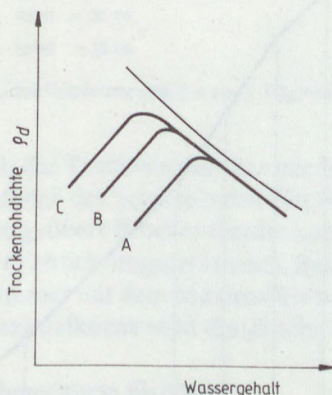


Bild 2.21 Das gleiche Material, bei verschiedenen großen Maximalkörnern
A: Maximalkorn 5 mm, B: Maximalkorn 10 mm, C: Maximalkorn 15 mm

Das zu kontrollierende Schüttmaterial hat oft ein wesentlich größeres Maximalkorn als der Proctor-Versuch; daher ist ein direkter Vergleich nicht immer erlaubt.

Den Einfluß des Maximalkorns auf den Verdichtungsgrad zeigen Bild 2.22 und Bild 2.23. Um einen indirekten Vergleich des Proctor-Versuches mit einem über ein größeres Maximalkorn verfügendes Schüttmaterial zu ermöglichen, gibt es verschiedene Tabellen und Kurven, die auf theoretischem und empirischem Weg berechnet worden sind.

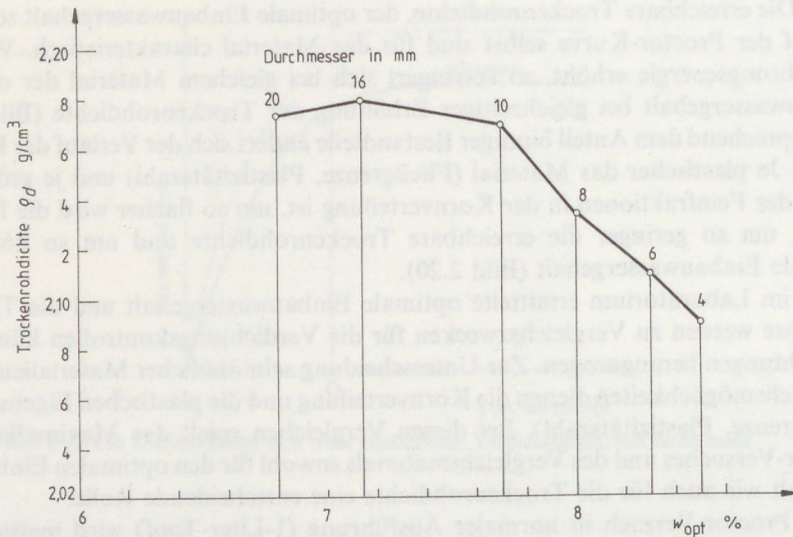


Bild 2.22 Darstellung der erreichten Trockenrohdichte und optimaler Einbauwassergehalt eines GM-Materials bei verschiedenen großen Maximalkörnern; die gleiche Probe gemäß Standard-Proctor verdichtet

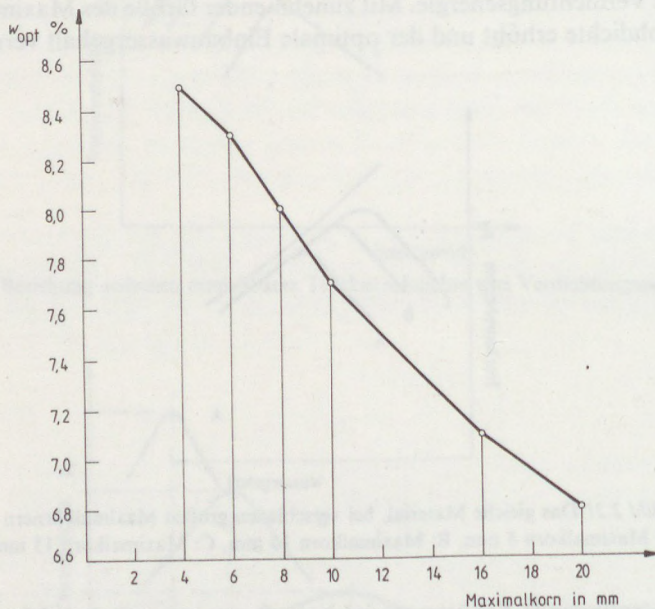


Bild 2.23 Die gleichen Proctor-Versuche wie auf Bild 2.22, nur ist hier die Änderung des optimalen Einbauwassergehaltes bei der gleichen Probe im Verhältnis zum Maximalkorn dargestellt

Bild 2.24 zeigt Korrekturkurven, Bild 2.25 einen Korrekturmonographen. Grundsätzlich ist festzustellen, daß sich bei einer kontinuierlichen Dosierung eines Überkorns die Trockenrohdichte ständig erhöht. Diese Erhöhung ist durch das Material, die Korngröße und Form bedingt. Nach Erreichung eines Maximums (bei 50 – 70 %

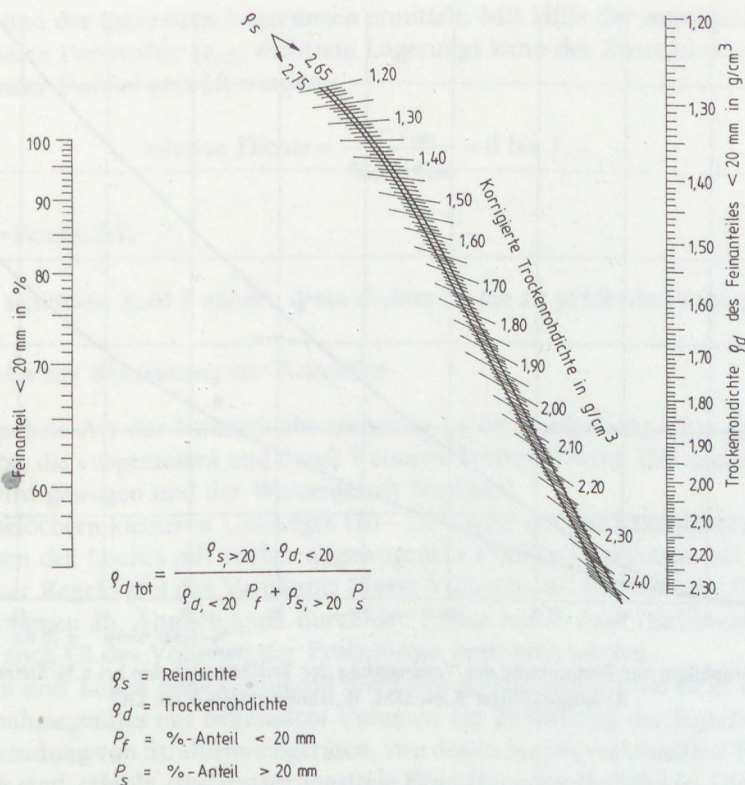


Bild 2.24 Korrektnomogramm nach Highway Research Board

Überkorn) vermindert sich die Trockenrohdichte wieder. Dabei wird das Feinmaterial proportional zu der Menge des beigegebenen Grobkorns effektiv immer weniger verdichtet. Deshalb wurden größere Proctor-Geräte konstruiert, die ein Maximalkorn von 50–60 mm zulassen (Verdichtungsgerät nach Bjerrum).

Der Wassergehalt muß immer mit dem Maximalkorn der Probe angegeben werden. Mit der Änderung des Maximalkorns wird die gleiche Wassermenge gewichtsanteilmäßig vermindert.

Beim Proctor-Versuch berechnete Größen:

$$\varrho_n = \frac{m}{V},$$

V = Volumen der Gesamtprobe,

m = Masse der Gesamtprobe,

ϱ_n = NaBrohdichte.

Die Trockenrohdichte kann berechnet werden, wenn der Wassergehalt bekannt ist:

$$\varrho_d = \frac{\varrho_n}{1 + w},$$

ϱ_d = Trockenrohdichte,

w = Wassergehalt.

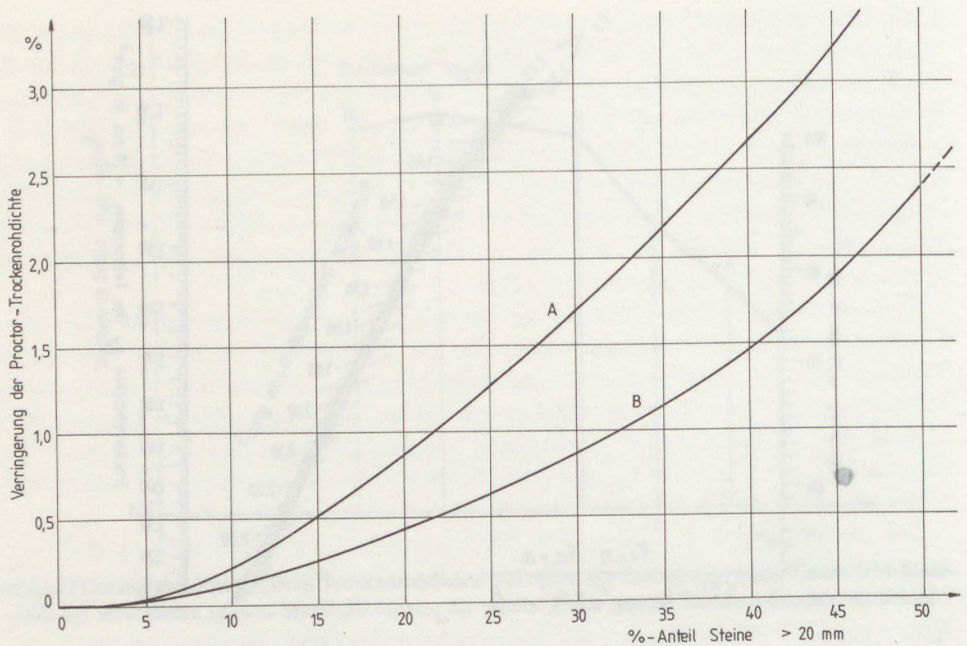


Bild 2.25 Graphikon zur Bestimmung der Verringerung der Trockenrohdichte bei x % Steine > 20 mm
A: siltig-sandiger Kies, GM, B: lehmig-siltiger Kies, GC

Über den Anteil der freibleibenden Poren gibt der mit Hilfe der Reindichte berechnete Porenanteil Aufschluß:

$$n = \frac{q_s - q_d}{q_s},$$

n = Porenanteil,

q_s = Reindichte.

Wie weit die vorhandenen Poren mit Wasser gefüllt sind, gibt in prozentualem Anteil der Sättigungsgrad der Proben an:

$$S_r = \frac{w}{\frac{1}{q_d} - \frac{1}{q_s}},$$

S_r = Sättigungsgrad.

Relative Dichte

Bei nicht bindigen Kiesen und Sanden stößt der Proctor-Versuch auf Schwierigkeiten, da die gesamte Proctor-Kurve nur eine Spanne von 2–3 % Wasser aufweist. Durch Rütteln oder Vibrieren wird in einem bekannten Volumen die Porosität der

dichtesten und der lockersten Lagerungen ermittelt. Mit Hilfe der maximalen ($e_{\max}$) und minimalen Porenziffer ($e_{\min}$, dichteste Lagerung) kann der Zustand einer Probe nach folgender Formel geprüft werden:

$$\text{relative Dichte} = \frac{e - e_{\min}}{e_{\max} - e_{\min}} = 0 \text{ bis } 1,$$

$$e = \frac{n}{1 - n} = \text{Porenziffer.}$$

Je mehr sich diese Zahl 1 nähert, desto dichter ist die zu prüfende Probe gelagert.

Prüfmethoden zur Bestimmung der Rohdichte

Die einfachste Art der Rohdichtebestimmung ist die Aushebung einer geometrischen Grube, die ausgemessen und deren Volumen bestimmt wird. Das ausgehobene Material wird gewogen und der Wassergehalt bestimmt.

Bei Probelöchern kleineren Umfanges (10–25 l) wird mit der Sandersatzmethode das Volumen des Loches mit vorher abgewogenem Prüfsand bestimmt; bei Einhaltung gewisser Regeln gibt das Verhältnis Masse/Volumen mit brauchbarer Genauigkeit das Volumen an. Ähnlich kann durch den Ersatz mit Wasser (Ballonmethode), Gips oder auch Öl das Volumen der Probelöcher bestimmt werden.

Bei Silten und Tonen ohne Grobkorn dient das Ausstechen mittels eines zylindrischen Entnahmegerätes mit bekanntem Volumen zur Ermittlung der Rohdichte.

Die Anwendung von Strahlenmeßgeräten, von denen bereits verschiedene Fabrikate erhältlich sind, erlaubt eine zerstörungsfreie Ermittlung der Rohdichte. Die Geräte arbeiten nach folgendem Prinzip:

Aus einer radioaktiven Quelle, die nach oben abgeschirmt ist, schickt man ein Strahlenbündel in den zu prüfenden Boden. Ein Teil der Strahlen wird vom Boden absorbiert, ein Teil wird diffundiert. Diese Diffusion der Strahlen wird mit dem

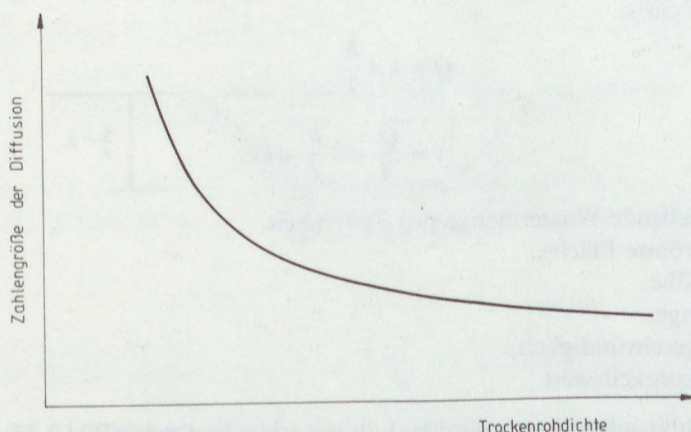


Bild 2.26 Die Eichkurve eines Bodens zur Rohdichtebestimmung mit dem Strahlen- oder Isotop-Gerät

Geigerzähler gemessen. Die Größe der Diffusion, die direkt gemessen werden kann, steht mit der Trockenrohdichte in einem Zusammenhang; sie kann direkt von einer Eichkurve abgelesen werden (Bild 2.26).

Wassergehalt des Bodens

Der natürliche Wassergehalt des Bodens ist für die Ermittlung des momentanen Zustandes, im Vergleich zu dem im Labor ermittelten optimalen Einbauwassergehalt sowie der Fließ- und Ausrollgrenze, von großer Bedeutung.

Der natürliche Wassergehalt wird mit w bezeichnet und meistens durch Austrocknen (im Trockenofen bei 104 °C bei Gewichtskonstanz der Probe) ermittelt.

Die Differenz zwischen der Probe ergibt die Wassermenge, die dann als Prozentwert bezogen auf die Trockensubstanz ausgedrückt wird.

Der natürliche Wassergehalt einiger Böden:

vorbelastete Moräne, CM =	5 – 6 %
Kiessand, GW =	4 – 5 %
Seebodenlehm =	20 – 50 %
Torf =	600 – 800 %

Ein über dem optimalen Einbauwassergehalt liegender natürlicher Wassergehalt läßt immer auf eine lockere Lagerungsdichte des Bodens schließen.

Durchlässigkeit des Bodens

Die Durchlässigkeit des Bodens hat auf andere bodenphysikalische Eigenschaften einen bedeutenden Einfluß. Der Verlauf von Setzungen, wie das rasche Abklingen oder Entstehen von Spannungen des Porenwassers, hängt in erster Linie von der Anzahl und Größe der Poren ab, diese wiederum von der Kornzusammensetzung und Kornform.

Die Durchlässigkeit wird mit dem k -Wert von Darcy bestimmt, die Dimension des k -Wertes ist cm/s.

$$Q = kA \frac{h}{l},$$

$$v = \frac{Q}{A} = k \frac{h}{l} = ki,$$

Q = durchfließende Wassermenge pro Zeiteinheit,

A = durchströmte Fläche,

h = Druckhöhe,

l = Filterlänge,

v = Wassergeschwindigkeit,

k = Durchlässigkeitswert.

Der Durchlässigkeitswert k wird im Laboratorium bestimmt (Bild 2.27). Voraussetzung für die Richtigkeit des k -Wertes ist die Homogenität des Materials.

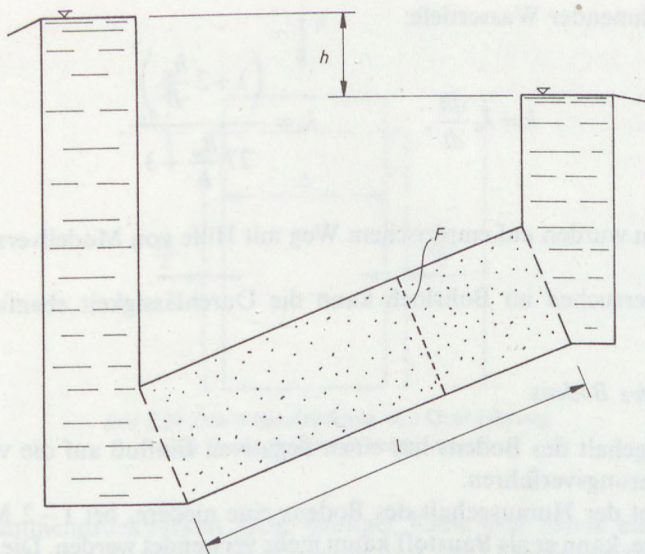


Bild 2.27 Laborversuch für die Bestimmung des Durchlässigkeitswerts

Im Feldversuch wird die Durchlässigkeit in körnigen Böden mit dem Absenkversuch ermittelt, wie z. B. von der Versuchsanstalt für Wasserbau und Erdbau an der ETH, Zürich (Bild 2.28).

Die Durchlässigkeit sollte nicht weniger als 10^{-4} cm/s betragen, da sonst Störungen infolge Kapillarität auftreten.

1. Bei konstanter Wassertiefe:

$$k = \lambda_2 \frac{Q}{b^2}, \quad \lambda_2 = \frac{1}{27 \frac{b}{h} + 3}$$

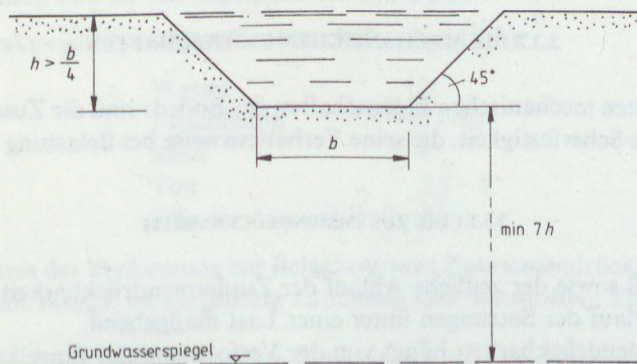


Bild 2.28 Feldversuch für die Bestimmung des Durchlässigkeitswerts

2. Bei abnehmender Wassertiefe:

$$k = \lambda_4 \frac{dh}{dt}, \quad \lambda_4 = \frac{\left(1 + 2 \frac{h_m}{b}\right)^2}{27 \frac{h_m}{b} + 3}.$$

Die Formeln wurden auf empirischem Weg mit Hilfe von Modellversuchen aufgestellt.

Mit Pumpversuchen im Bohrloch kann die Durchlässigkeit ebenfalls errechnet werden.

Humusgehalt des Bodens

Der Humusgehalt des Bodens hat einen negativen Einfluß auf die verschiedenen Bodenstabilisierungsverfahren.

Überschreitet der Humusgehalt des Bodens eine niedere, bei 1–2 Masseprozent liegende Grenze, kann er als Baustoff kaum mehr verwendet werden. Die Bestimmung des Humusgehaltes erfolgt am einfachsten mit dem Glühverlust, da beim Glühen alle organischen Bestandteile verbrennen.

Farbtest mit einer NaOH-Lösung

Eine ca. 3 %ige NaOH-Lösung mit etwas Alkohol und Tannin reagiert auf organische Beimengung mit einer bestimmten Farbe. Mit der dazugehörigen Farbskala kann dann beurteilt werden, ob viel oder wenig organisches Material in der Lösung enthalten ist.

Die genaue Ermittlung wird durch eine chemische Analyse erreicht. Man geht von der Annahme aus, daß die im Boden vorkommenden organischen Materialien etwa 58 % reine Kohle (C) in Verbindung mit Kohlenhydraten aufweisen. Die Kohle (C) wird mit Schwefelsäure (H_2SO_4) oder Kaliumpermanganat (KMnO_4) oxidiert; aufgrund der verbrauchten Menge Chemikalien kann der Humusgehalt des Bodens ermittelt werden.

2.3.2 DIE MECHANISCHEN EIGENSCHAFTEN

Die wichtigsten mechanischen Eigenschaften des Bodens sind die Zusammendrückbarkeit und die Scherfestigkeit, die seine Verhaltensweise bei Belastung charakterisieren.

2.3.2.1 DIE ZUSAMMENDRÜCKBARKEIT

Das Ausmaß sowie der zeitliche Ablauf der Zusammendrückbarkeit eines Bodens ist für den Verlauf der Setzungen unter einer Last maßgebend.

Die Zusammendrückbarkeit hängt von der Verformung des Einzelkorns, der Verringerung des Porenvolumens sowie vom Ausmaß der Belastung ab. Daraus folgt,

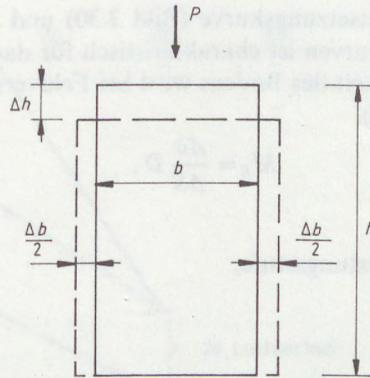


Bild 2.29 Zusammendrückung und Querdehnung einer Probe im Kompressionsversuch

daß die Zusammendrückbarkeit nicht bindiger Kiese und Sande allein durch den Belastungsdruck, die Kornzusammensetzung und die Lagerungsdichte entschieden wird.

Beim bindigen Boden hängt der Ablauf der Zusammendrückbarkeit neben dem Porenvolumen auch vom Wassergehalt sowie der Durchlässigkeit ab, weil bei Verringerung des Porenvolumens zuerst das Porenwasser ausgepreßt werden muß (Bild 2.29).

$$E_z = \frac{\Delta h}{h} = \text{Zusammendrückungsziffer,}$$

$$E_x = \frac{\Delta b}{b} = \text{Querdehnungsziffer,}$$

$$\frac{E_z}{E_x} = m = \frac{1}{\mu},$$

m = die Poisson-Zahl ist keine Materialkonstante, sondern ändert sich im Verhältnis zur Belastung und zu den Eigenschaften des Bodens.

Einige charakteristische Werte für m nach Széchy (1971):

Wasser	2
Frischbeton	7–10
Sand	4
Ton	2,5–5
Schnee	4

Das Verhältnis der Verformung zur Belastung wird Zusammendrückbarkeitsmodul genannt, der im Boden, im Gegensatz zu homogenen Baustoffen, keine Konstante darstellt.

Die Zusammendrückbarkeit wird im Laboratorium im Oedometer, aber auch mit dem einfachen Druckversuch sowie dem Triaxialgerät ermittelt. Grundsätzlich unter-

scheidet man zwischen Lastsetzungskurve (Bild 2.30) und Zeitsetzungskurve (Bild 2.31). Der Verlauf dieser Kurven ist charakteristisch für das Bodenmaterial.

Die Zusammendrückbarkeit des Bodens wird bei Feldversuchen mit dem Plattenversuch ermittelt (Bild 2.32).

$$M_E = \frac{\Delta \sigma}{\Delta S} D,$$

D = Plattendurchmesser,
 ΔS = Setzung bei einer Belastungsstufe,
 $\Delta \sigma$ = Belastungsstufe.

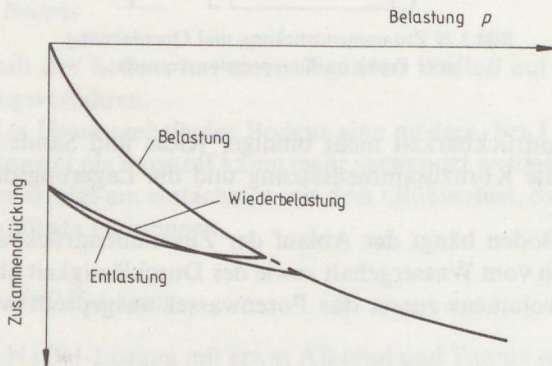


Bild 2.30 Lastsetzungskurve

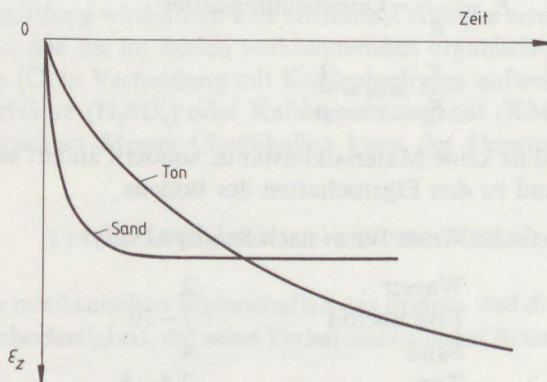


Bild 2.31 Zeitsetzungskurve

Der M_E -Wert ist hauptsächlich von der Plattendgröße abhängig; daher dürfen nur M_E -Werte, die mit der gleichen Plattendgröße ermittelt wurden, miteinander verglichen werden. Je geringer die Zusammendrückbarkeit des Bodens ist, um so schwächer wird der Einfluß der Plattendgröße auf den M_E -Wert und umgekehrt.

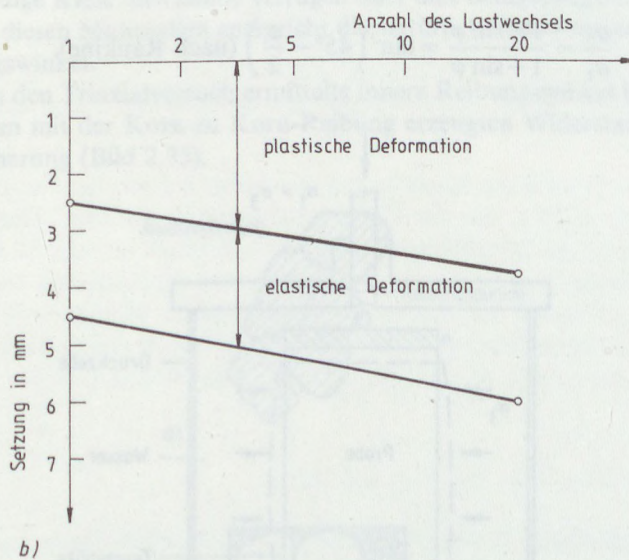
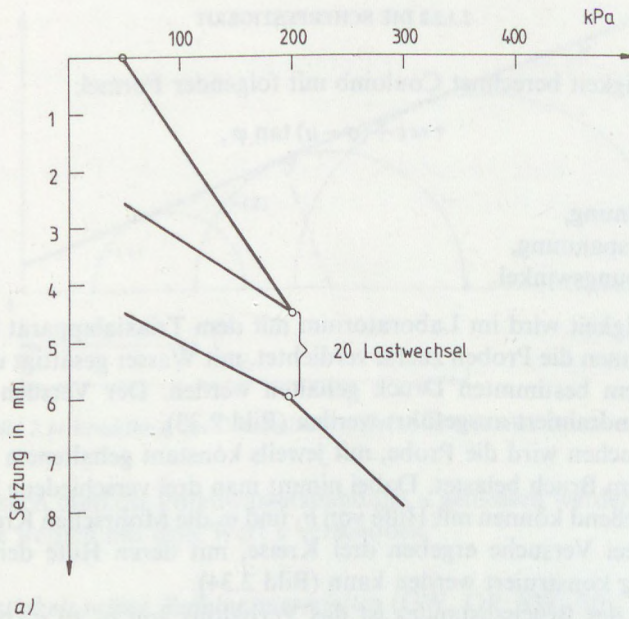


Bild 2.32 Plattenversuch mit 1000-mm-Platte in siltigem Untergrund (nach Huder)

a) Belastungssetzungsdiagramm, b) Maß der elastischen und plastischen Deformationen bei 20 Lastwechseln auf siltigem Untergrund

2.3.2.2 DIE SCHERFESTIGKEIT

Die Scherfestigkeit berechnet Coulomb mit folgender Formel:

$$\tau = c + (\sigma - u) \tan \varphi,$$

c = Kohäsion,

σ = Normalspannung,

u = Porenwasserspannung,

φ = innerer Reibungswinkel.

Die Scherfestigkeit wird im Laboratorium mit dem Triaxialapparat bestimmt. Je nach Bedarf können die Proben zuerst verdichtet, mit Wasser gesättigt und eventuell auch unter einem bestimmten Druck gehalten werden. Der Versuch selbst kann drainiert oder undrainiert ausgeführt werden (Bild 2.33).

Bei drei Versuchen wird die Probe, mit jeweils konstant gehaltenem Seitendruck, senkrecht bis zum Bruch belastet. Dabei nimmt man drei verschiedene Seitendrucke an (σ_3). Anschließend können mit Hilfe von σ_1 und σ_3 die Mohrschen Kreise aufgetragen werden. Drei Versuche ergeben drei Kreise, mit deren Hilfe der Winkel der inneren Reibung konstruiert werden kann (Bild 2.34).

Im Grenzfall des Bruchzustandes ist das Verhältnis von σ_3 zu σ_1 beim Kreisradius = 1.

$$\frac{\sigma_3}{\sigma_1} = \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \text{ (nach Rankine).}$$

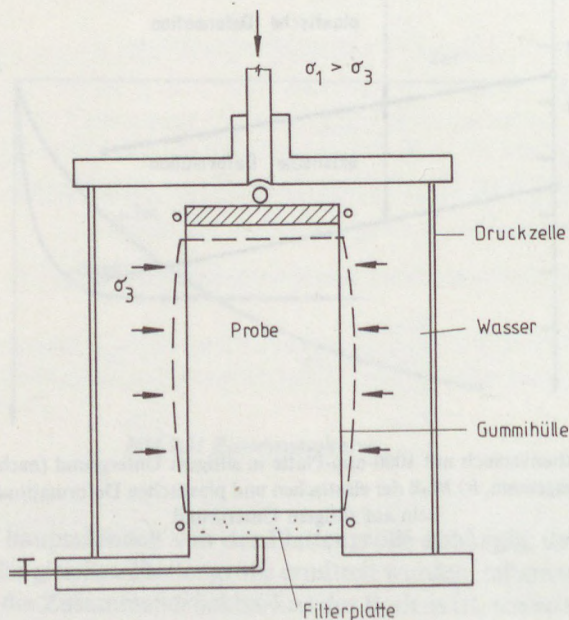


Bild 2.33 Schematische Darstellung der Triaxialapparate

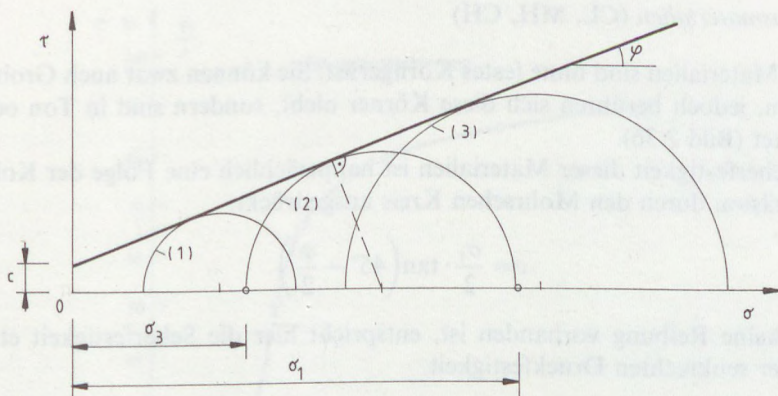


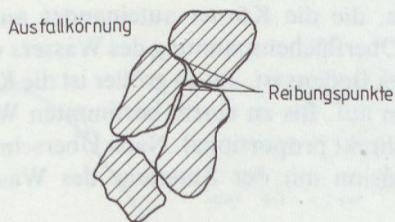
Bild 2.34 Ermittlung der Coulombschen Linie von triaxialen Druckversuchen

Beim Versuch muß die Porenwasserspannung u gemessen werden, und die Mohr-schen Kreise werden mit dem Wert u verschoben.

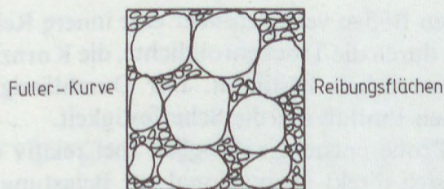
Die Scherfestigkeit reiner Reibungsmaterialien (GW, GP, SW, SP)

Nicht bindige Kiese und Sande verfügen über eine Scherfestigkeit, die aus $\sigma \tan \varphi$ besteht. Bei diesen Materialien entspricht der natürliche Böschungswinkel dem inneren Reibungswinkel.

Der durch den Triaxialversuch ermittelte innere Reibungswinkel ist direkt proportional zu dem mit der Korn-zu-Korn-Reibung erzeugten Widerstand des Materials gegen Abscherung (Bild 2.35).



a)



b)

Bild 2.35 a) – b) Verschiedene Kornzusammensetzungen

Kohäsionsmaterialien (CL, MH, CH)

Diese Materialien sind ohne festes Korngerüst. Sie können zwar auch Grobkörner aufweisen, jedoch berühren sich diese Körner nicht, sondern sind in Ton oder Silt eingebettet (Bild 2.36).

Die Scherfestigkeit dieser Materialien ist hauptsächlich eine Folge der Kohäsion. Die Kohäsion durch den Mohrschen Kreis ausgedrückt:

$$c = \frac{\sigma_1}{2} \cdot \tan\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right).$$

Falls keine Reibung vorhanden ist, entspricht hier die Scherfestigkeit etwa der Hälfte der senkrechten Druckfestigkeit.

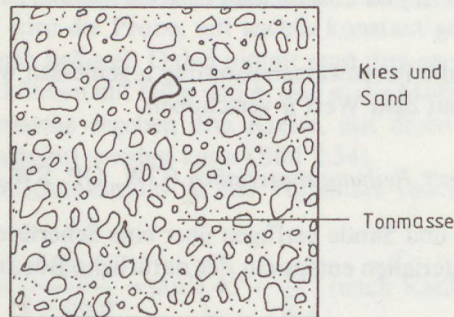


Bild 2.36 Grobkörner in Silt-Ton-Masse

Die Kohäsion wie auch die Zugfestigkeit des Materials beruhen auf der Wirkung elektro-chemischer Kräfte, die die Körner aufeinander ausüben. Eine scheinbare Kohäsion wird durch die Oberflächenspannung des Wassers verursacht. Je größer die spezifische Oberfläche eines Bodens ist, um so größer ist die Kohäsion. Darum weisen Tone die größte Kohäsion auf. Bis zu einem bestimmten Wassergehalt des Bodens erhöht sich die Kohäsion direkt proportional. Nach Überschreitung dieses Optimums vermindert sich die Kohäsion mit der Zunahme des Wassergehaltes exponential (Bendel 1949).

Gemischte Böden (GM, GC, SM, SC, evtl. ML)

Die meisten natürlichen Böden verfügen über eine innere Reibung und Kohäsion. Ihre Scherfestigkeit wird durch die Trockenrohdichte, die Kornzusammensetzung, die Plastizität und den Wassergehalt bestimmt. Der Durchlässigkeitsbeiwert k (nach Darcy) hat ebenfalls einen Einfluß auf die Scherfestigkeit.

Beim Belasten einer Probe entsteht anfänglich (bei relativ dichten Proben) eine Volumenänderung, die sich direkt proportional zur Belastung verhält. Gleichzeitig erhöht sich die Scherfestigkeit des Bodens. Enthalten die Poren jedoch überschüssiges Wasser, so muß dieses zuerst herausgepreßt werden. Ist der k -Wert des Bodens sehr

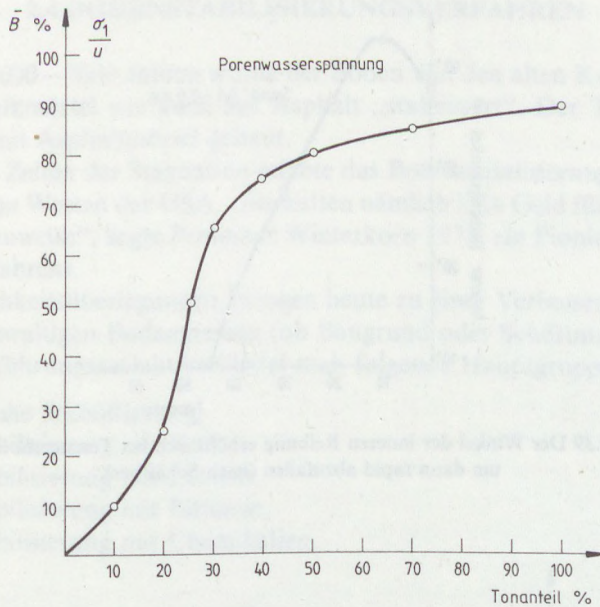


Bild 2.37 Zunahme der Porenwasserspannung unter plötzlicher Belastung

klein, entsteht eine Porenwasserspannung, die sich im ungünstigsten Fall proportional zur Vertikallast (σ) erhöhen kann. Dadurch wird die Probe bereits bei wesentlich geringerer Belastung abgesichert, als dies ohne Porenwasserspannung der Fall ist (Bild 2.37).

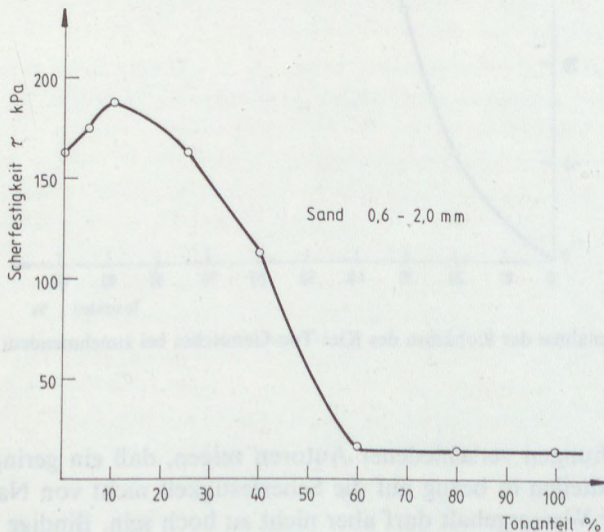


Bild 2.38 Bei Zugabe von Ton erhöht sich die Scherfestigkeit anfänglich, fällt dann aber rapid ab, um bereits bei 60 % Ton die Scherfestigkeit des reinen Tones zu erreichen (nach Schäffner)

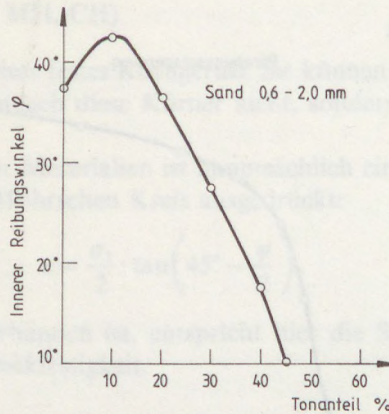


Bild 2.39 Der Winkel der inneren Reibung erhöht sich bei Tonzugabe leicht, um dann rapid abzufallen (nach Schäffner)

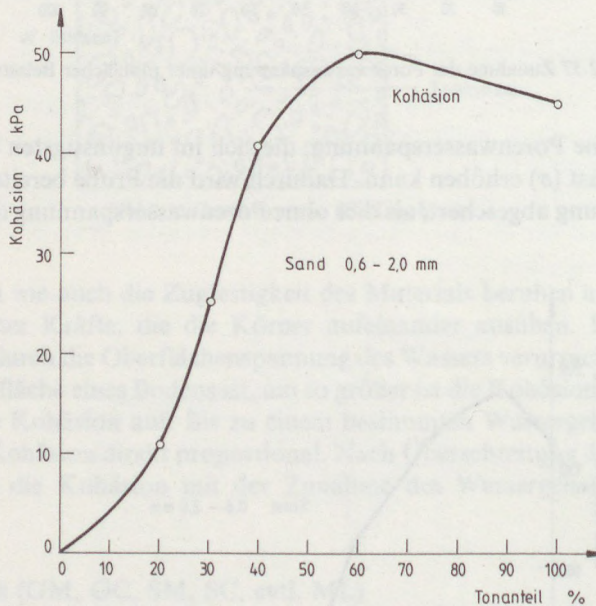


Bild 2.40 Zunahme der Kohäsion des Kies-Ton-Gemisches bei zunehmendem Tonanteil

Die Untersuchungen verschiedener Autoren zeigen, daß ein geringer Anteil von bindigen Bestandteilen in bezug auf die Scherfestigkeit nicht von Nachteil ist (Bild 2.38 – 2.40). Der Wassergehalt darf aber nicht zu hoch sein. Bindige Böden müssen über ein festes Korngerüst verfügen. Das Kies-Ton-Gemisch wird eine höhere Scherfestigkeit aufweisen als das reine Steingemisch.

2.4 BODENSTABILISIERUNGSVERFAHREN

Bereits vor 2000–3000 Jahren wurde der Boden von den alten Kulturvölkern mit Tonmörtel, Kalkmörtel wie auch mit Asphalt „stabilisiert“. Der Turm von Babel wurde bereits mit Asphaltmörtel gebaut.

Nach langen Zeiten der Stagnation erlebte das Bodenstabilisierungsverfahren eine neue Blütezeit im Westen der USA. „Sie hatten nämlich kein Geld für eine herkömmliche Straßenbauweise“, sagte Professor Winterkorn 1975, ein Pionier des Bodenstabilisierungsverfahrens.

Wirtschaftlichkeitsüberlegungen zwingen heute zu einer Verbesserung statt Ersetzung der oft gewaltigen Bodenmassen (ob Baugrund oder Schüttmaterial).

Je nach Ausführungsart unterscheidet man folgende Hauptgruppen:

- mechanische Stabilisierung,
- Bodenstabilisierung mit Kalk,
- Bodenstabilisierung mit Zement,
- Bodenstabilisierung mit Bitumen,
- Bodenstabilisierung mit Chemikalien.

3 DIE MECHANISCHE BODENSTABILISIERUNG

Über den Begriff der mechanischen Stabilisierung des Bodens und was darunter zu verstehen ist gehen die Auffassungen stark auseinander. Man spricht über Mineralstabilisierung bei Betonherstellung, über Erdstraßen, Naturstraßen usw.

Die mechanische Stabilisierung ist die Zusammensetzung natürlich vorkommender oder künstlich hergestellter Kornmischungen oder Komponenten im Interesse einer größeren Festigkeit, aber auch hinsichtlich der Durchlässigkeit, Frostepfindlichkeit sowie der größtmöglichen porenarmen Lagerungsdichte.

Die Pioniere der mechanischen Stabilisierung waren die Römer.

Das römische Reich besaß auf der Höhe seiner Macht 150 000 km, hauptsächlich mechanisch befestigte Straßen, davon 86 000 km hervorragende Fernstraßen. Der gesamte Straßenaufbau betrug bis zu 1,5 m, Straßenbreiten von 24 m waren nicht ungewöhnlich. Charakteristisch für diese Straßen waren die große Stärke des Straßenkörpers von 80 – 100 cm, die Schichten der verschiedenen Gesteinsarten vom Bruchstein bis zum Feinschlag, von unten nach oben feiner werdend (Bild 3.1). Der größte Teil dieser Straßen wurde durch mechanische Stabilisierung erstellt, unter möglichst gleichmäßiger Durchführung der Baumethoden und Beibehaltung der gleichen Baumaterialien auf der gesamten Straßenlänge, abgestuft nach Verkehrsaufkommen und Bedeutung der Straße.

Nach vielen Jahren der Stagnation, wobei die hochentwickelte Straßenbautechnik der Römer in Vergessenheit geriet, wurde in Frankreich 1747 die „École des Ponts et

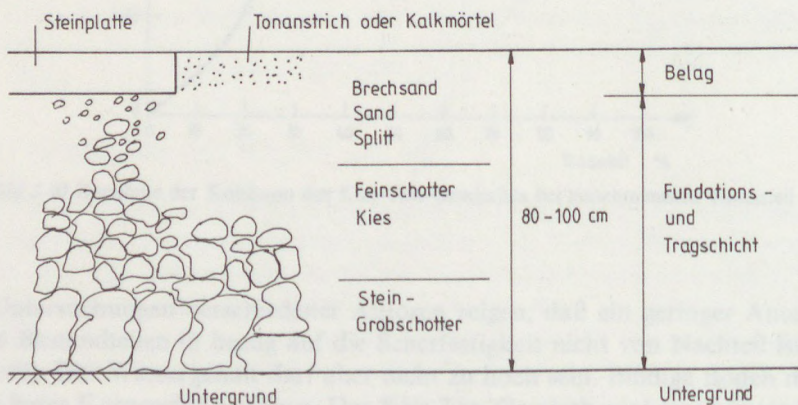


Bild 3.1 Querschnitt durch eine Römerstraße

Chaussées“ gegründet und die römische Straßenbauweise wiederentdeckt. Perronet und Tresquet, die ersten Direktoren dieser Schule, verwendeten als erste pyramidenförmige Bruchsteine als Packlage der Straßen (Bild 3.2).

In England wurden die Straßen mit eingeschlammten Schotterlagen befestigt; dieses Verfahren wurde von John London Macadam entwickelt und nach ihm benannt.

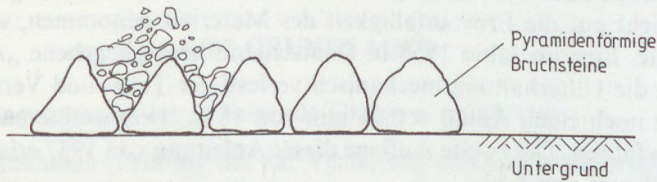


Bild 3.2 Pyramidenförmige Packlage (nach Tresquet und Perronet). Damit wurde eine gleichmäßige Verteilung des Belastungsdruckes auf den Untergrund durch den Unterboden erzielt

Nach der Jahrhundertwende und vor allem nach dem Ersten Weltkrieg wurden in den USA die ersten, bereits auf wissenschaftlicher Basis ausgeführten mechanischen Stabilisierungen vorgenommen. Viele tausende Kilometer unbefestigter Erdstraßen machten diese Arbeiten notwendig. Damals befuhren bereits etwa 10 Millionen Automobile unter großen Schwierigkeiten diese Erdstraßen.

Man untersuchte die Kornzusammensetzungen von bestehenden tragfähigen Wegen; die gefundene Kornzusammensetzung wurde dann als Richtlinie für den Bau neuer oder für die Verbesserung bestehender Erdwege verwendet. Diese Richtlinien und Vorschriften, die auch aufgrund von Großversuchen erstellt worden sind, beinhalten:

1. Die Kornverteilung muß zwischen bestimmten Grenzkurven liegen, die quadratischen Parabeln ähnlich dargestellt wurden.
2. Die Anteile kleiner als 0,074 mm Korngröße dürfen nicht mehr als 15 % (Masseanteile) betragen.
3. Die Plastizitätszahl darf 6 % nicht übersteigen.

Das für den Straßenbau vorhandene Material wurde untersucht. Rolligen Kiesen und Sanden wurde zur Erhöhung der Kohäsion Ton beigegeben. Vorwiegend aus Feinmaterial bestehenden Böden wurde Kies und Sand zugefügt, um durch ein entsprechendes Korngerüst die innere Reibung des Materials zu erhöhen.

Die nach diesen Richtlinien gebauten Erdstraßen haben sich in Gebieten der USA mit einem trockenen und milden Klima sowie bei geringem Verkehrsaufkommen gut bewährt; in Gebieten mit strengem Frost waren diese Wege jedoch im Frühling infolge des stark erhöhten Wassergehaltes im Boden aufgeweicht und wurden für den Schwerlastverkehr unbefahrbar.

In diesen Gebieten mußte man eine der Frosteindringtiefe entsprechende Fundamentierung aus frostsicherem Material erstellen. Ein frostsicherer Kiessand oder Sand weist jedoch nicht die notwendige Kohäsion auf, um die durch den Verkehr entstehenden Zugspannungen aufzunehmen. Hier mußte man also eine mit Bitumen oder Zement gebundene Straßendecke bauen, die die Zugspannungen aufzunehmen imstande war.

In Europa war man zum gleichen Ergebnis gekommen: Die Kornverteilung muß sich in bestimmten Bereichen bewegen, damit das Material für den Bau dauerhafter mechanisch verfestigter Straßen verwendet werden kann.

Nach Jahn müssen die Exponenten der Parabel der Kornverteilung zwischen 0,5–0,35 liegen, um die dichteste Lagerung erreichen zu können.

Auch in Europa hatte man anfänglich beim Bau mechanisch befestigter Straßen zu wenig Rücksicht auf die Frostanfälligkeit des Materials genommen, was zu Frostschäden führte. Eine im Jahre 1953 in Deutschland herausgegebene „Anleitung für den Bau und die Unterhaltung mechanisch verfestigter Trag- und Verschleißschichten“ erlaubte noch einen Anteil $<0,06$ mm von 16 %. Dies mußte unweigerlich zu Frostschäden führen. Die zweite Auflage dieser Anleitung von 1957 erlaubt nur noch Anteile $<0,06$ mm von 8 %.

Bei den natürlich vorkommenden Kiesen fehlen oft einzelne Komponenten. Diese wurden durch gebrochenes Material ersetzt. Schotter und Splitt sowie Brechsand eignen sich in hervorragender Weise als Mischung für den mechanisch stabilisierten Unterbau von Straßen und weisen gegenüber Rundmaterial viele Vorteile auf. Ein gutes Beispiel dafür ist der Trans-Canada Highway, der durch Klimazonen führt (Ontario, Alberta), die etwa den klimatischen Verhältnissen in Mitteleuropa entsprechen. Diese Straße hat eine Länge von 7000 km und zwei mechanisch verfestigte Tragschichten aus gebrochenem Naturstein. Nach den Vorschriften muß dieses Material eine gute Kornabstufung aufweisen; die Anteile kleiner als 0,074 mm betragen 8–10 %. Die Fahrbahndecke besteht aus 7,5–9,0 cm Asphaltbeton.

Ein weiteres gutes Beispiel ist die Bundesstraße in Deutschland östlich Vilshofen (Bayern). Der mechanisch verfestigte Unterbau der Straße wurde aus gebrochenem Naturstein (Granit) 0–55 mm hergestellt. Die Kornverteilung war gut abgestuft; sie liegt zwischen zwei Parabeln mit den Exponenten 0,5 bzw. 0,4 (Bild 3.3). Nach der Verdichtung konnte ein Porenanteil von nur 8–12 % festgestellt werden. Der Plat-

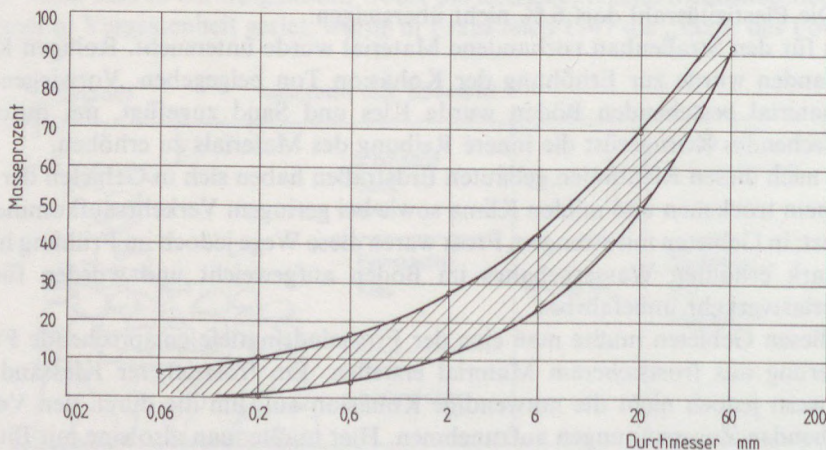


Bild 3.3 Vorgeschlagenes Kornverteilungsgemisch von Schleblauer für die Unterbauschicht von Straßen

tendruckversuch (Wiederbelastung) hat $E_2 = 220 \text{ MN/m}^2$ ergeben. Die nach 14 Tagen erfolgte zweite Messung ergab Werte um $E_2 = 470 \text{ MN/m}^2$.

Es ist wohl nicht dem Zufall zu verdanken, daß die Eisenbahn-Gleisanlagen auf Schotterunterlage erstellt werden. Ausschlaggebend für diese Wahl waren die positiven Festigkeitseigenschaften des Schotters.

3.1 GRUNDLAGEN

Die Grundlagen lassen sich in folgende Gruppen unterteilen:

- Probeentnahmen (Prüfung des zur Verfügung stehenden Materials),
- Bestimmung der Kornzusammensetzung,
- Frostsicherheit,
- Mischung,
- Verdichtung.

3.1.1 ENTNAHME UND UNTERSUCHUNG DER PROBEN

Die Größe der zu entnehmenden Proben richtet sich nach Anzahl und Art der vorgesehenen Laboruntersuchungen. Eine untere Grenze bildet das Maximalkorn des Materials. Zuerst wird der Wassergehalt ermittelt, anschließend die Kornverteilung, eventuell die Rohdichte sowie die Plastizität bestimmt. Der Proctor-Versuch ergibt die mögliche erreichbare Dichte; der optimale Einbauwassergehalt läßt sich mit dem Anlieferungwassergehalt der Probe vergleichen. Aufgrund einer visuellen Beurteilung kann entschieden werden, ob der Humusgehalt, die Kornqualität oder Kornformauszählung zu bestimmen sind.

Aufgrund dieser Daten und Vergleichsmöglichkeiten läßt sich über den Boden als Baustoff einiges aussagen. Falls erforderlich, kann die Scherfestigkeit, die Zusammendrückbarkeit und die Durchlässigkeit noch zusätzlich ermittelt werden.

Wird Baugrund geprüft, muß zusätzlich die natürliche Lagerungsdichte sowie, je nach Material, die Zusammendrückbarkeit im natürlichen Zustand berechnet werden. Dies verlangt entweder die Entnahme von ungestörten Proben (Oedometerversuch) oder die Ausführung von Lastplattenversuchen in situ.

Die Verbesserung des Untergrundes mit Injektionen kann hier nicht näher behandelt werden. Umfangreiche Baugrundlagerungen werden zweckmäßigerweise mit Hilfe von Bohrungen untersucht; so läßt sich entscheiden, ob das Material z. B. als Schüttmaterial für Dämme geeignet ist. Erlaubt es das Material, sollten die Bohrkerne durch Ramm-Schlagbohrung entnommen werden; der Bohrerndurchmesser sollte möglichst groß gewählt werden. Rotationsbohrungen müssen häufig unter Wasserzugabe ausgeführt werden; dabei verändert sich der natürliche Wassergehalt des Materials. Wegen des oft beschränkten Bohrerndurchmessers können nur geringe Materialmengen entnommen werden. Für eine einwandfreie Materialuntersuchung sind jedoch Mindestmengen notwendig. Die beste Lösung ist daher oftmals die Aushebung eines Erschließungsschachtes.

3.1.2 BESTIMMUNG DER KORNZUSAMMENSETZUNG

Zur Verwendung des Bodens als Schüttmaterial für Dämme muß bei der Bestimmung der Kornzusammensetzung hauptsächlich eine hohe Festigkeit erzielt werden. Bei der Fundamentierung von Straßen, Flugplätzen, Industrieanlagen muß das Material zusätzlich frostsicher sein. Bei letzteren richtet sich die Gründungstiefe einerseits nach der Tragfähigkeit (statische und dynamische Belastung), andererseits nach der Frosteindringtiefe. Ausschlaggebend ist meist die Frosteindringtiefe, weil diese eine tiefere Schicht verlangt.

Nach neuesten Erfahrungen kann allerdings bei einer qualitativen Verbesserung (E -Modul-Erhöhung) der Tragschicht und des Unterbaus eine Reduktion der Oberbaudicke erzielt werden. Diese Frage wird in Kapitel 5 „Bodenstabilisierung mit Zement“ eingehend erörtert.

3.1.3 FROSTSICHERE MATERIALIEN FÜR DIE UNTERBAUSCHICHT

3.1.3.1 FROSTSICHERHEIT

Das Frostsicherheitskriterium nach Casagrande ist in den meisten europäischen Ländern genormt. In der Schweiz z. B. wird in der Schweizer Norm SN 670 120a festgelegt, daß ein Material als frostsicher betrachtet werden kann, wenn die Feinanteile 0,02 mm 3 % Gewichtanteile oder weniger betragen. Als frostsicher betrachtet werden die Bodengruppen GW, GP und SW, SP; in seltenen Fällen die Gruppen GM (eventuell GC), SM (eventuell SC) sowie ML, wo trotz höherer Anteile $<0,02$ mm eine Frostsicherheit gegeben sein kann. Hier muß die Frostsicherheit des Materials geprüft werden. In Grenzfällen kann mit der Dosierung von Grobmaterial die Kornverteilung verändert und dadurch Frostsicherheit erzielt werden. Mit einer Zementbehandlung wie auch Kalkbehandlung kann ein Material mit mehr als 3 % $<0,02$ mm

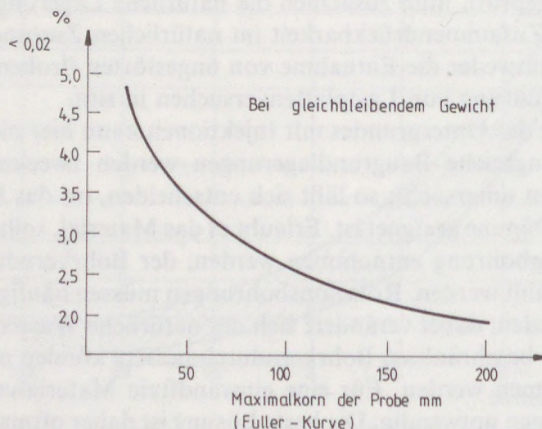


Bild 3.4 Beziehung zwischen Anteil $< 0,02$ mm und Maximalkorn für frostfreie Materialien

frostsicher gemacht werden. Diese Behandlung ist nicht zu verwechseln mit der Bodenverfestigung mit Kalk oder Zement. Bei der Bodenbehandlung werden sehr geringe Mengen (1–2 %) Zement oder Kalk zugegeben, wodurch die Feinstkörner zusammengeklebt und die Kornverteilung im Bereich $<0,02$ mm verändert wird.

Ein Material, das mehr als 3 % $<0,02$ mm aufweist, ist zum Straßenbau nicht geeignet, da Frosthebungen die Fahrbahn zerstören. Eine Begleiterscheinung ist eine Eislinsenbildung und ein Nachzug des Wassers aus tieferliegenden Schichten durch die Poren. Das Resultat ist eine (bei Ton eine mehrfache) Erhöhung des Wassergehaltes, was beim Auftauen des Bodens mit einem katastrophalen Tragfähigkeitsschwund der Straße verbunden ist.

Bei Ermittlung der Anteile $<0,02$ mm muß das Maximalkorn auf 60 mm beschränkt werden. Bei zu hohem Maximalkorn der Probe ändert sich der prozentuale Anteil $<0,02$ mm, und ein frostgefährdetes Material kann sich als frostsicher erweisen (Bild 3.4).

3.1.3.2 KORNZUSAMMENSETZUNG

Die Kornverteilungskurven der natürlich vorkommenden Kiessorten weichen mehr oder weniger von einer quadratischen Parabel ab. Am zweckmäßigsten ist die Festlegung zulässiger Grenzbereiche der Kornverteilungskurven. Fehlen einzelne Komponenten, können diese am besten in Form von gebrochenem Material zugegeben werden. Nach Untersuchungen des Verfassers (unveröffentlicht) wirkt die Beigabe von gebrochenen Komponenten zum Rundkorn positiv auf die Eigenschaften des Gemisches; Scherfestigkeit und Trockenrohdichte werden erhöht, Porenvolumen, Zusammendrückbarkeit und Durchlässigkeit werden verringert (s. auch Abschnitt „Kornform“).

Diese Tatsache wurde auch als Forschungsergebnis in einem Untersuchungsbericht der Technischen Hochschule Zürich, Versuchsanstalt für Wasserbau und Erdbau, bestätigt.

Sind die Abweichungen der Kornverteilungskurven von einer Idealkurve grundlegend, müssen die Komponenten des Materials durch ein Siebverfahren getrennt und neu zusammengesetzt werden. Besteht diese Möglichkeit nicht, müssen Versuche mit einem Rüttler unter verschiedener Dosierung von gebrochenem Material erfolgen; dann wird die Trockenrohdichte bestimmt. Als beste Kornzusammensetzung wird die Mischung mit höchster Trockenrohdichte und geringstem Porenvolumen betrachtet.

Das Maximalkorn ist beim Rundkies auf maximal 50–60 mm festzulegen. Die frostsicheren Materialien sind infolge der geringen und nicht bindigen Feinanteile kohäsionslos. Sie besitzen also keine echte Zugfestigkeit. Aus diesem Grunde müssen alle Straßen mit frostsicherer Unterbauschicht, unabhängig vom Verkehrsaufkommen, eine bitumen-, teer- oder betongebundene Decke aufweisen. Das frostsichere Material kann die Zugbeanspruchung des Verkehrs nicht direkt aufnehmen. Die Masse des Maximalkorns übt aber auch beim Umschlagen und Rollen eine Zugbeanspruchung auf das Material aus, das diese nicht auffangen kann; das Material entmischt sich (s. auch Abschnitt 3.1.3.3). Je größer das Maximalkorn, um so größer ist der Entmischungsgrad des Kiesel.

Um eine möglichst hohe Trockenrohdichte zu erhalten, ist es notwendig, das runde Korn mit gebrochenem Korn zu mischen. Mischungen aus nur runden Körnern weisen, trotz einer mathematisch richtigen Zusammensetzung, Entmischungserscheinungen auf, die zu einer Verringerung der Trockenrohdichte führen. Dies ist eindeutig nachweisbar mit einer Reihe von Rohdichte- und Volumenbestimmungen der gleichen Probe. Nach jeder Mischung und Verdichtung verändert sich das Volumen der gleichen Probemenge. Je größer das Maximalkorn ist, um so größer werden die Abweichungen der einzelnen Messungen. Die Grenze der zu vernachlässigenden Abweichungen dürfte bei einem gut abgestuften Kiessand (GW) bei 30–50 mm Maximalkorn liegen.

Bei der Zusammensetzung aus Rundkorn bleiben zwischen den Rundungen der Einzelkörner Poren frei, die nur gebrochenes Material, dank seiner unregelmäßigen Form, am besten auszufüllen vermag. Das gebrochene scharfkantige Korn läßt sich weniger rollen; die Entmischungsfähigkeit wird daher durch Zugabe von gebrochenen Komponenten vermindert. Als Idealform für das gebrochene Korn kann der Tetraeder oder Oktaeder (auch ähnliche Formen) bezeichnet werden (Bild 3.5). Die reine Würfelform erwies sich als ungünstig, da sie sich schlechter in die Struktur des Kornhaufens einfügt.

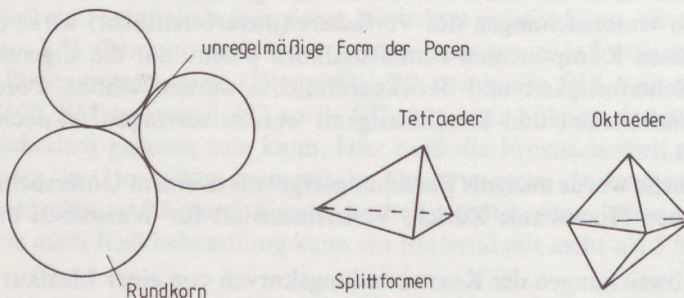


Bild 3.5 Unregelmäßige Poren einer Rundkornmischung können am besten durch unregelmäßige Kornformen ausgefüllt werden

3.1.3.3 MISCHUNG – VERTEILUNG

Die Herstellung eines hervorragenden Kiesgemisches in einem Kieswerk kann sich als überflüssig erweisen, da diese Mischung auf der Baustelle wieder entmischt werden kann. Der Zusammenhalt der Körner entsteht durch die scheinbare Kohäsion sowie einen gewissen Verzahnungseffekt beim gebrochenen Gestein.

Die scheinbare Kohäsion wird durch die Oberflächenspannung des Wassers verursacht. Bei hohen Außentemperaturen verringert sich der Wassergehalt, was eine Abnahme der scheinbaren Kohäsion zur Folge hat. Dadurch hat das Kiesmaterial, besonders bei hohen Grobkornanteilen, keinen Zusammenhalt mehr, und bei jedem Umschlag trennt sich das Grobkorn vom Feinmaterial.

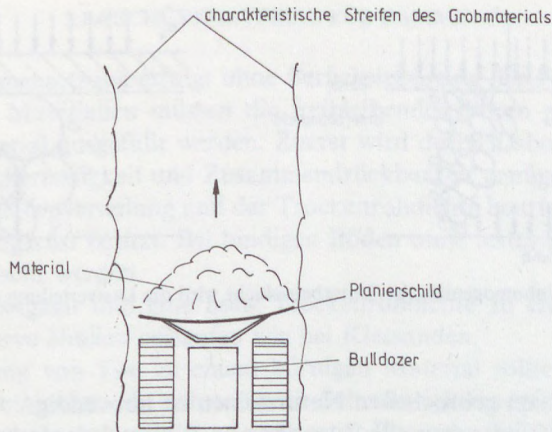


Bild 3.6 Entmischung von Grobkörnern auf der Baustelle

Auf einem 23 km langen Autobahnteilstück in der Schweiz wurde ein mechanisch verfestigter Unterbau in zwei Tragschichten zu je 30 cm eingebaut. Das Kiesmaterial war ein GW mit gut abgestufter Kornverteilung; sein Anteil $< 0,02$ mm betrug 1,5–2,5 %. Anfänglich war das Maximalkorn bis zu 200 mm groß. Bei jedem Umschlagen des Materials haben sich daher krasse Entmischungen gezeigt (Bild 3.6). Der Bauunternehmer bezweifelte die Verwendbarkeit des Materials. Der Kies konnte nicht ausreichend verdichtet werden, und eine halbwegs verdichtete Schicht zeigte keinerlei Tragfähigkeit (0-Werte der Plattendruckversuche). Das Grobkorn war nicht in Feinkorn eingebettet, hatte zu wenig Beziehungsflächen und wich jeglicher Belastung seitlich aus.

Behoben wurde die Entmischung folgendermaßen:

1. Reduktion des Maximalkorns von 200 auf 100 mm,
2. Beigabe von gebrochenen Komponenten,
3. Erhöhung der Feianteile durch Zugabe von Brechsand, wodurch der Wassergehalt besser erhalten werden kann.

Infolge dieser Maßnahmen ging die Entmischung sehr stark zurück, aber an der Planie war das Material trotzdem oft rollig (Geröllplanie).

Homogenität

Aufgabe des mechanisch verfestigten Unterbaus ist es, die von der Deckschicht übertragene Belastung zu übernehmen und gleichmäßig verteilt dem Untergrund weiterzugeben. Entmischungen führen zur Aufhebung der Homogenität in der Unterbauschicht; die Lastverteilung wird ungleichmäßig (Bild 3.7). Die Wichtigkeit des homogenen Aufbaus eines Unterbaus kann nicht genug betont werden. Lebensdauer und Qualität der Straße hängen weitgehend von der Homogenität dieser Schicht ab.

Zusammenfassend sind folgende Punkte zu beachten:

1. Das Maximalkorn darf höchstens $1/8 - 1/10$ der Schichtstärke betragen.

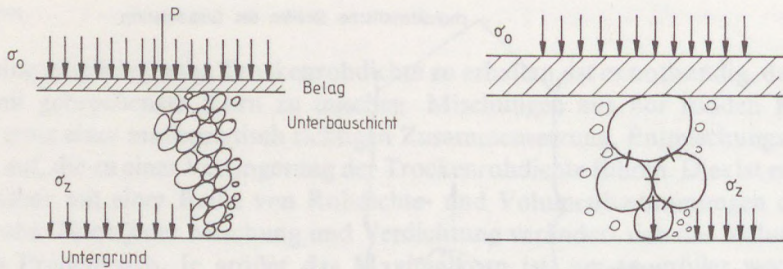


Bild 3.7 Bei Unhomogenität der Unterbauschicht wird die Lastverteilung ungleichmäßig

2. Die Beigabe von gebrochenen Natursteinen ist notwendig.

3. Beim Einbau sind eventuelle Zugaben von Wasser erforderlich.

Zusätzlich muß bei Verteilung und Einbau des Materials mit besonderer Sorgfalt vorgegangen werden, um eine Entmischung zu vermeiden.

3.1.3.4 VERDICHTUNG

Die Verdichtung nicht bindiger Kiessande bedeutet eine Umlagerung der Körner in den dichtesten Lagerungszustand. Dabei spielen hauptsächlich der Wassergehalt, die Schichtstärke sowie der verwendete Gerätetyp eine wichtige Rolle. Der optimale Einbauwassergehalt wird mit dem Proctor-Versuch ermittelt. Bei zu hohem Wassergehalt wird die Verdichtungsenergie durch das in den Poren eingeschlossene Wasser absorbiert. Die Scherfestigkeit des Bodens nimmt dadurch merkbar ab. Das Material wird einer Verdichtung seitwärts ausweichen. Bei zu niedrigem Wassergehalt ist die Reibung zu groß und erschwert beträchtlich eine Umlagerung der Körner.

Bei optimalem Einbauwassergehalt lagert sich das Wasser meniskusförmig an den Berührungspunkten der Körner. Diese Punkte wirken wie Schmierstellen und erleichtern eine Verlagerung der Körner. Unabhängig von der Verdichtungsenergie und Schichtstärke liegt der optimale Einbauwassergehalt zwischen 75 % und 85 % Sättigungsgrad der Poren.

Die Verdichtung kann statisch oder dynamisch erfolgen. Aufgrund zahlreicher Labor- und Feldversuche hat sich gezeigt, daß unabhängig vom Gerätetyp und der Bodenart bei konstant aufgebrachtener Energie die Verdichtungskurven analog verlaufen.

Die besten Erfahrungen bei der Verdichtung von Kiessanden wurden mit der kombinierten statisch-dynamischen Verdichtungsweise gemacht. Mit ein bis zwei Durchgängen einer Gummiradwalze erhält das Material eine Vorverdichtung. Anschließend kann eine bessere Verdichtung mit Vibrationswalzen oder Plattenvibratoren erzielt werden. In einem locker geschütteten Rundkorn ohne statische Vorverdichtung würde die Vibrationswalze den Kies vor sich herschieben.

3.1.4 SCHÜTTMATERIAL FÜR DÄMME

Die Kornzusammensetzung erfolgt ohne Berücksichtigung der Frostkriterien. Bei rolligen, körnigen Materialien müssen die freibleibenden Poren grundsätzlich mit bindigem Feinmaterial ausgefüllt werden. Zuerst wird durch Laboruntersuchungen ermittelt, ob die Scherfestigkeit und Zusammendrückbarkeit genügen. Anschließend wird aufgrund der Kornverteilung und der Trockenrohdichte beurteilt, ob das Material ein festes Korngerüst besitzt. Bei bindigen Böden ohne festes Korngerüst sollte Grobkorn beigemischt werden.

Um höchste Festigkeit und eine hohe Trockenrohdichte zu erreichen, muß die Kornverteilungskurve ähnlich verlaufen wie bei Kiessanden.

Bei der Dosierung von Ton zu einem körnigen Material sollte man nicht über 10–15 % < 0,06 mm gehen, da sich sonst die Scherfestigkeit rapide verringert. Der optimale Einbauwassergehalt wird mit dem Proctor-Versuch ermittelt; die erreichbare Trockenrohdichte dient zu Vergleichszwecken bei Verdichtungskontrollen.

Wird dem Ton Grobmaterial beigegeben, so sollte darauf geachtet werden, daß sich die Körner des Korngerüsts berühren, da bei „schwimmendem“ Korn die Scherfestigkeit rapide sinkt.

Das Maximalkorn sollte 1/3 der Schichtstärke nicht übersteigen. Die Schichtstärke richtet sich nach dem Verdichtungsgerät und der Materialart. Die Mischung, insbesondere im Falle bindiger Komponenten, erfolgt am besten mit einer Bodenfräse. Die Maschinenindustrie ist heute — gerade im Hinblick auf die Entwicklungstendenzen in der Bodenstabilisierung — in der Lage, genügend robuste und leistungsfähige Geräte anzubieten.

Die Verdichtung der bindigen Böden erfolgt meist mit statischen Geräten, wobei Kontaktfläche und Kontaktspannung des Gerätes die Verdichtungsenergie bedingen. Mit kleinen Geräten werden mehrere, mit schweren Geräten wenige Durchgänge gemacht.

Die Scherfestigkeit des Materials legt eine obere, die Wirtschaftlichkeit eine untere Grenze bei der Auswahl der Gerätegröße fest.

3.2 DIE PRAKTISCHE AUSFÜHRUNG DER MECHANISCHEN BODENSTABILISIERUNG

Der Vorgang läßt sich in folgende Abschnitte aufteilen:

Zusammensetzung der Mischung,
Transport auf die Baustelle,
Einbau und Verteilung,
Planieren,
Verdichtung.

Grundsätzlich wird zwischen zwei Durchführungsarten unterschieden. Bei Zentralmischverfahren werden die einzelnen Komponenten in bereits gemischtem Zustand oder einbaufähiger Zusammensetzung (z. B. gut abgestufter Kiessand direkt aus der

Kiesgrube) auf die Baustelle gebracht. Bei diesem Verfahren fällt also eine Zusammensetzung auf der Baustelle aus, was für das Ortsmischverfahren charakteristisch ist.

3.2.1 ZUSAMMENSETZUNG DES MATERIALS

Die Entscheidung, ob das Material auf der Baustelle oder in einem zentralen Mischwerk zusammengesetzt wird, hängt von der Lage der Baustelle und den Transportkosten ab.

Ist das benötigte Material in der unmittelbaren Umgebung der Baustelle vorhanden, so wird nach Möglichkeit auf eine zentrale Aufbereitung verzichtet. Sind die Transportwege für das benötigte Material jedoch lang, so ist es wirtschaftlicher, die Mischung von einem großen Kieswerk zu beziehen oder in firmeneigenen zentralen Anlagen herzustellen.

Häufig übersteigen die Transportkosten bei weitem die Materialkosten. In diesen Fällen sollte geprüft werden, ob die in der Umgebung der Baustelle vorhandenen Materialien mittels eines anderen Bodenstabilisierungsverfahrens die Anforderungen erfüllen können.

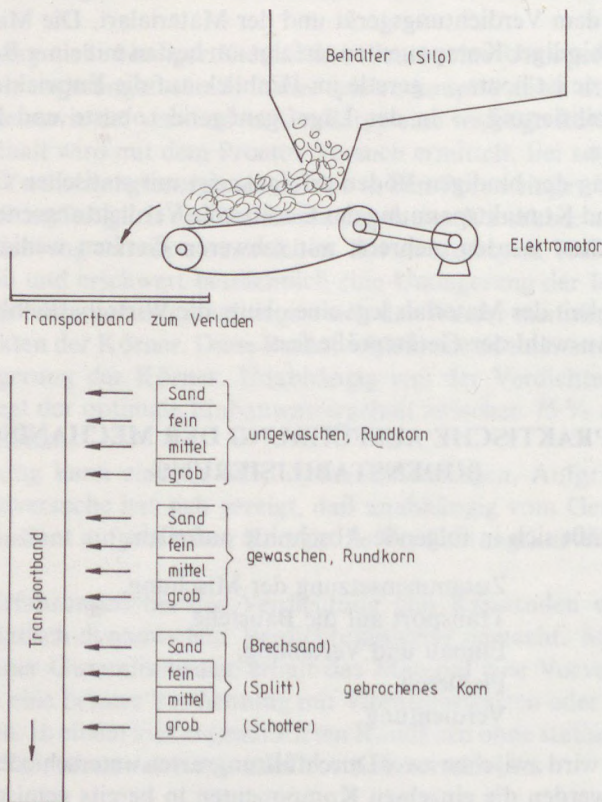


Bild 3.8 Schematische Darstellung der Dosierungsart für ein Kieswerk

Es ist ziemlich schwierig, allgemeingültige, objektive Kriterien aufzustellen, von Fall zu Fall muß darüber entschieden werden, wobei vor allem finanzielle Gesichtspunkte ausschlaggebend sind.

Als Grundsatz gilt, daß nur hochwertige Materialien über eine weite Transportdistanz befördert werden sollten.

Große Kies- und Baustoffwerke bereiten die in der Nähe vorhandenen großen Rohstofflager industriell auf. Dies ist ein neuer Industriezweig, der sich parallel zur Industrialisierung des Baugewerbes entwickelt hat. In diesen ohne Zweifel zukunftsreichen Betrieben werden die sortierten natürlichen Rohstoffe mit gewaschenen, eventuell auch gebrochenen Sortimenten je nach Verwendungszweck zusammengesetzt. Spezielle Anforderungen an die Mischungen, wie Tragfähigkeit, Frostsicherheit, Durchlässigkeit etc., werden berücksichtigt. Bild 3.8 zeigt die schematische Darstellung einer Dosierungsmethode in einem modernen Kieswerk, das Mischungen nach Bedarf zusammenstellt. Die Laufgeschwindigkeit des Transportbandes bestimmt die Anteile der einzelnen Komponenten. Es wird stufenlos mit der Drehgeschwindigkeit des Elektromotors reguliert und unter Berücksichtigung des Schüttgewichtes und der Schütthöhe so geeicht, daß die Masseprozentage in einer Mischung festgelegt werden (Bild 3.9).

Auf diese Weise lassen sich die nach einer vorgegebenen Kornverteilungskurve zusammengesetzten Materialien, nämlich hochwertige Baustoffe, herstellen, die dann kostengünstiger zu weiter entfernten Baustellen transportiert werden können als etwa Rohstoffe.

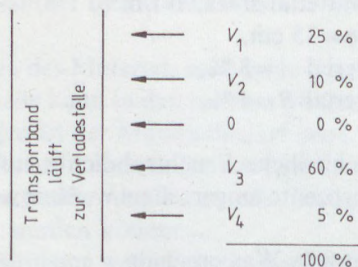


Bild 3.9 Zusammenstellung einer Mischung mit Hilfe der verschiedenen Geschwindigkeiten

Die Aufbereitung des Bodens kann in einer zentralen Aufbereitungsanlage auf der Baustelle erfolgen. Diese Aufbereitung kommt aber nur dann in Frage, wenn über einen längeren Zeitraum sehr große Materialmengen benötigt werden; denn nur dann lassen sich die meist hohen Anschaffungs- und Installationskosten einer örtlichen Aufbereitungsanlage verantworten.

Wird ein nicht bindiger Boden mit einem bindigen Boden im Ortsmischverfahren gemischt, so werden beide in der Schichtstärke vorbereitet, die dem Mischungsverhältnis entspricht. Die Mischung kann mit auf Bulldozern montierten Flachrechen oder Scheibeneggen erfolgen. Anschließend wird das gemischte Material wiederum auf die gewünschte Schichtstärke planiert und verdichtet. Bei der Verteilung muß darauf geachtet werden, daß das Material sich nicht entmischt.

Bei der Aufbereitung der Schichten sollte der bindige Boden die untere und der grobe, nicht bindige Boden die obere Schicht bilden. Bei der Mischung von nicht bindigen Böden ist es jedoch von Vorteil, wenn die groben Komponenten unten, die feineren Komponenten oben ausgebreitet werden.

Die Mischung nicht bindiger Komponenten kann auch mit dem Motorgrader oder Bulldozer erfolgen.

Die Berechnung der notwendigen Schichtstärke erfolgt mit Hilfe der Rohdichte sowie des erforderlichen Masseprozentanteils der Materialien.

Beispiel:

$$\frac{\text{Material } A, h_A}{\text{Material } B, h_B} = 35 \text{ cm}$$

Das Material *A* muß auf der Baustelle mit dem Material *B* gemischt werden. Das mit Hilfe der Kornverteilungskurven der beiden Materialien berechnete Masseverhältnis beträgt:

Anteile:

Material *A* = 26 % (Masseprozent),

Material *B* = 74 % (Masseprozent),

Feuchtrohdichte, Material *A* = 1,55 t/m³,

Feuchtrohdichte, Material *B* = 1,90 t/m³,

totale Schichtstärke = 35 cm,

Wassergehalt, Material *A* = 8 %,

Wassergehalt, Material *B* = 4 %.

Da die Materialien unterschiedliche Feuchtrohdichte aufweisen, muß zuerst das Masseverhältnis in Volumenprozent umgerechnet werden, wobei auch der Wassergehalt zu berücksichtigen ist.

Das Material *A* enthält mit 8 % Wassergehalt:

$$\frac{1,55}{1,08} = 1,43 \text{ t/m}^3 \text{ Trockenmaterial.}$$

Material *B* enthält mit 4 % Wassergehalt:

$$\frac{1,90}{1,04} = 1,83 \text{ t/m}^3 \text{ Trockenmaterial.}$$

Nachdem die Masseverhältnisse berücksichtigt sind, müssen die unterschiedlichen Rohdichten pro m³ Mischmaterial einbezogen werden.

Bei gleichen Rohdichten erhält man:

$$35 \times 0,26 \approx 9 \text{ cm } A,$$

$$35 \times 0,74 \approx 26 \text{ cm } B.$$

Da jedoch Material A eine geringere Rohdichte aufweist, werden die Anteile zugunsten des Materials A entsprechend der geringeren Rohdichte verschoben:

$$\frac{1,83}{1,43} = 1,28.$$

Also muß das Material $A = 1,28 \times$ Material B genommen werden, um die unterschiedlichen Rohdichten auszugleichen und damit das anfänglich angegebene Verhältnis erhalten bleibt.

Die neuen Volumenprocente lauten:

$$\begin{array}{l} \text{Material } A = 1,28 \cdot 26 = 33,2 \approx 30 \% \\ \text{Material } B = 1 \cdot 74 = 74,0 \approx 70 \% \\ \hline 107,2 = 100 \% \end{array}$$

Die einzelnen Schichten weisen somit folgende Werte auf:

$$\begin{array}{l} \text{totale Schichtstärke} = 35 \text{ cm,} \\ \text{Material } A = 30 \% \approx 11 \text{ cm,} \\ \text{Material } B = 70 \% \approx 24 \text{ cm,} \\ \text{total} \quad \quad \quad 35 \text{ cm.} \end{array}$$

Analog zu diesem Verfahren lassen sich auch mehrere Schichten errechnen.

3.2.2 TRANSPORT DES MATERIALS AUF DIE BAUSTELLE

Beim Auf- und Abladen des Materials muß seine Entmischung verhindert werden. Die Zufuhr auf die Baustelle kann in den meisten Fällen auf konstante Tagesmengen festgelegt werden; hingegen ist der Materialbedarf beim Einbau großen Schwankungen unterworfen. Aus diesem Grunde sollten auf größeren Baustellen Möglichkeiten zur Zwischenlagerung geschaffen werden, aus der bei Spitzenbedarf die zusätzlichen Materialmengen gedeckt werden können.

Je nach örtlichen Verhältnissen werden als Transportmittel Lastwagen, Großraumfahrzeuge, Eisenbahn, Schiff oder Transportband gewählt.

3.2.3 VERDICHTUNG

Größe und Art der Verdichtungsgeräte sollten nicht der Größe der Baustelle, sondern den Eigenschaften des Materials angepaßt werden. Entscheidend ist der richtig eingestellte optimale Einbauwassergehalt und die zu planierende Oberfläche. Unabhängig von den verwendeten Verdichtungsgeräten sowie von der Bodenart müssen ein bis zwei Durchgänge mit einer statischen Walze erfolgen, auch nach beendigem Verdichtungsverfahren bei bindigen Böden (Bild 3.10 bis Bild 3.15).

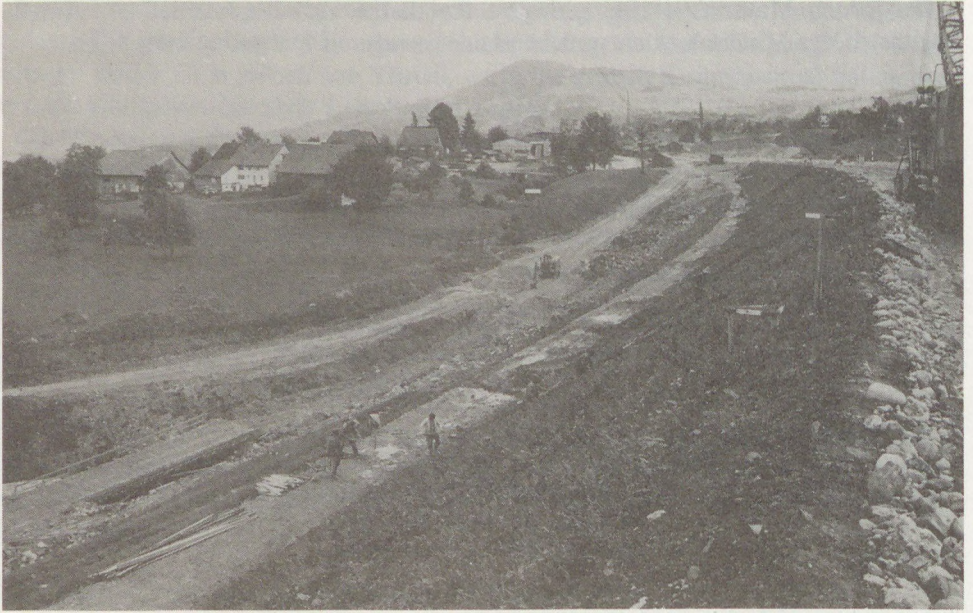


Bild 3.10 Charakteristische, rein aus Grobkorn bestehende Randstreifen auf einer Dammoberfläche. Das kohäsionslose, rollige Grobkorn trennt sich von einer bestimmten Größe an leicht von der Kiesmasse (Aufnahme: Kt. Zürich, Tiefbauamt)

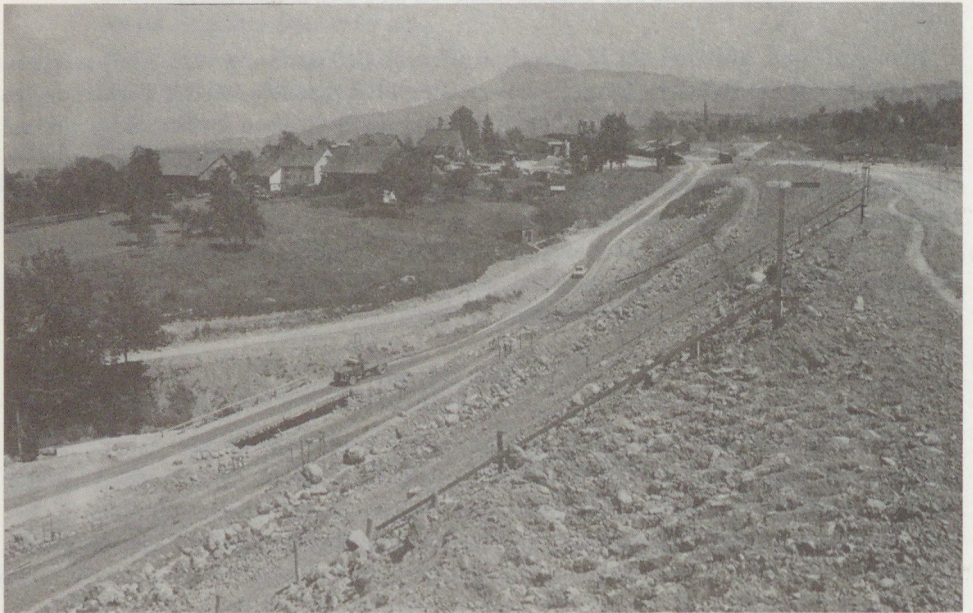


Bild 3.11 Das Grobkorn trennt sich von der Bodenmasse, und das Material entmischt sich. Aufgrund der kantigen Form der Steine bleibt das Korn noch 100–150 mm in der Bodenmasse, nur die größeren Steine trennen sich davon (Aufnahme: Kt. Zürich, Tiefbauamt)

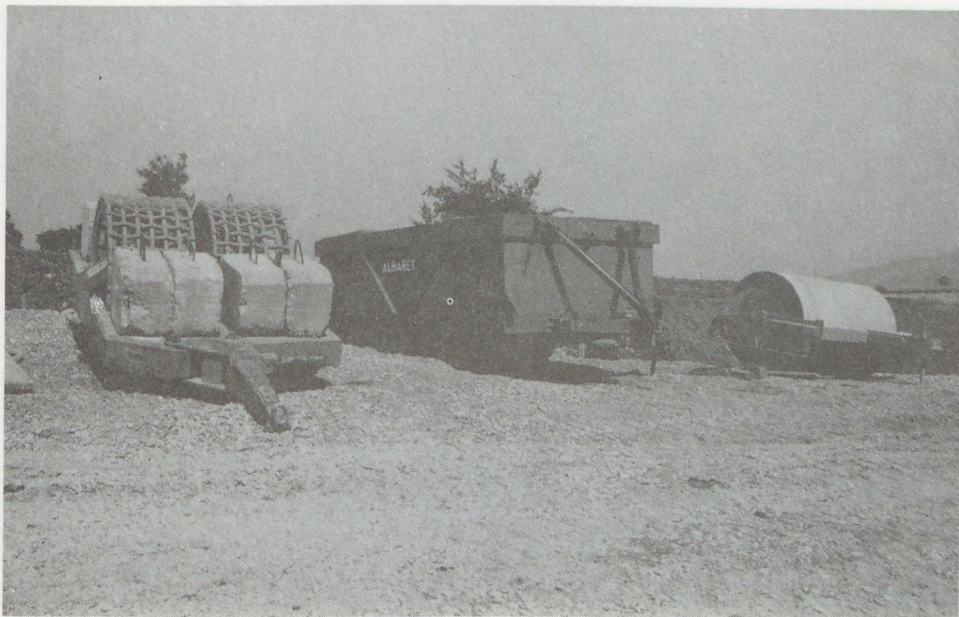


Bild 3.12 Verdichtungsgeräte, statische Walzen für mechanische Stabilisierung. Von links nach rechts: Gitterwalze, Gummiradwalze, Glattwalze (Aufnahme: Kt. Zürich, Tiefbauamt)

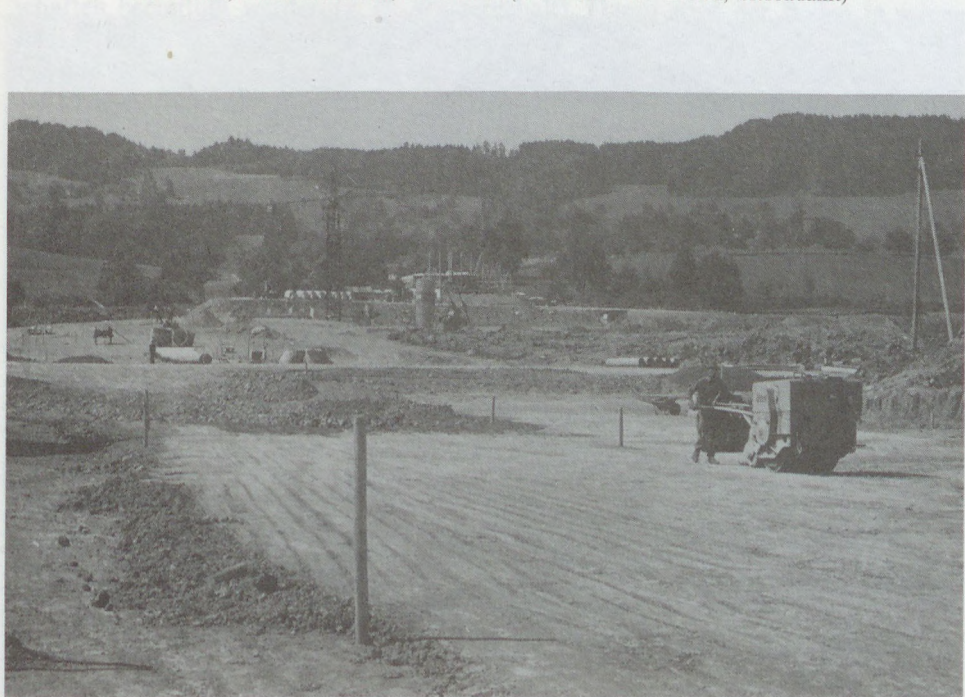


Bild 3.13 Die mechanische Stabilisierung des Untergrundes. Hier wird der Untergrund (Planung oder Baugrund) einer Autobahn mit der Vibrationswalze verdichtet (Aufnahme: Kt. Zürich, Tiefbauamt)



Bild 3.14 Tampingwalze. Von ähnlichen Verdichtungsgeräten mit Vibration erhofft man einen besseren Verdichtungseffekt (Aufnahme: Kt. Zürich, Tiefbauamt)



Bild 3.15 Der Verdichtungsgrad (M_E -Wert) eines Erddammes wird mit dem Plattenversuch kontrolliert

4 BODENSTABILISIERUNG MIT KALK

4.1 DEFINITION

Unter „Bodenstabilisierung mit Kalk“ versteht man die Verbesserung der physikalisch-mechanischen Eigenschaften der Böden durch Einmischung von Kalk und Verdichtung des Boden-Kalk-Gemisches. Diese Verbesserung dient der Herstellung von Tragschichten oder des Untergrundes für eine Verkehrsfläche. Die Bodenstabilisierung mit Kalk findet auch Verwendung zur Aufschließung eines im Ursprungszustand ungeeigneten Bodens für die Weiterverarbeitung. In diesem Fall kann die Bodenstabilisierung mit Kalk eine notwendige Vorstufe für eine sich daran anschließende Stabilisierung mit Zement oder bituminösen Bindemitteln darstellen. Grundsätzlich unterscheidet man zwei Arten der Bodenstabilisierung mit Kalk:

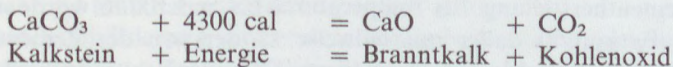
a) Die mechanischen Eigenschaften des Bodens genügen den gestellten Anforderungen. Mit der Kalkstabilisierung müssen lediglich einzelne physikalische Eigenschaften beeinflußt werden (z. B. Wassergehalt). Damit wird der Boden in seinen erforderlichen Zustand versetzt, und seine guten mechanischen Eigenschaften können voll zur Geltung kommen. Solche Böden sind z. B. die Gruppen GM, GC, SM, SC.

b) Die mechanischen Eigenschaften des Bodens genügen den Anforderungen auch im optimalen Zustand des Materials, maximal verdichtet, nicht ganz. Aus diesem Grunde muß eine tiefergreifende strukturelle Änderung durch die Bodenstabilisierung mit Kalk herbeigeführt werden. Es muß die innere Reibung (Sekundärstruktur) oder die Kohäsion mit Zement oder Bitumen erhöht werden. Solche Materialien sind vor allem Tone, tonige Silte und tonige Sande der Gruppen CL, ML, CH etc.

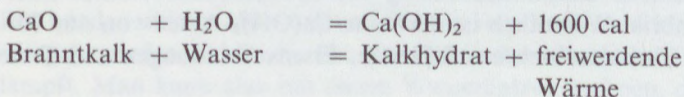
4.2 KALKARTEN

4.2.1 CHEMISCHE REAKTIONEN

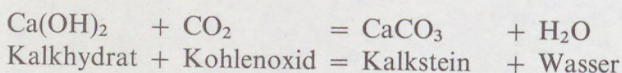
Brennen des Kalkes



Löschen des Kalkes



Abbinden des Kalkes



4.2.2 KALZIUMKARBONAT (CaCO_3)

Kalziumkarbonat wird auch Weißkalk, Kalk, Kalkstein, Kalkweiß, Kalkfels genannt. Dieser Stoff wird in der Baupraxis vielseitig verwendet. Im Hochbau wird er wegen seiner weißen Farbe dem Mörtel beigemischt, ebenso als Zusatzstoff für die Sichtbetonherstellung. Als Füllmaterial wird er den bituminösen Trag- und Verschleißschichten beigegeben.

Die Herstellung des handelsüblichen Kalkes erfolgt durch Brechen und Mahlen von Kalkstein, der aus möglichst reinem CaCO_3 besteht.

Erkennungsmerkmale: Auf wenige Tropfen, auch stark verdünnter Salzsäure (HCl), reagiert der Kalkstein mit heftigem Zischen; auf Wasser reagiert er nicht; die chemische Reaktion (pH -Wert) ist neutral.

4.2.3 KALZIUMHYDROXID (Ca(OH)_2)

Kalziumhydroxid wird auch Traßkalk, Mörtelkalk, gelöschter Kalk genannt.

In der ältesten Verwendungsform, nämlich als Mörtel, wird dieses Material auch heute noch verarbeitet. Bei Bodenvermörtelung mit Kalk wird es im Straßen- und Wegebau dem Boden beigemischt, vor allem, wenn eine Herabsetzung des Wassergehaltes nicht notwendig ist, da diese Kalkart dem Boden kein Wasser entzieht, d. h. ihn nicht austrocknet.

Kennzeichen: Auf Salzsäurelösung reagiert das Kalziumhydroxid nicht; auch auf Wasserzugabe erfolgt kein Zischen. Die chemische Reaktion (pH) ist stark basisch (Lauge).

Je nach Herstellungsart und Zusammensetzung unterscheidet man folgende Grundformen.

Hydraulischer Kalk

Der hydraulische Kalk wird meistens in Zementfabriken hergestellt. Das Ausgangsmaterial, das meist nur etwa 80–85 % CaCO_3 enthält, wird nicht so stark erhitzt wie z. B. bei der Zementherstellung. Bei Temperaturen bis ca. 1100 °C würde sich das CO_2 verflüchtigen. Es kommt daher nur teilweise zu der von der Zementherstellung bekannten chemischen Verformung der Silikate. Nach der Erhitzung wird mit Wasser abgelöscht; nach einer Wirkungszeit von einigen Wochen wird das Material gemahlen und verpackt. Die Zusammensetzung des hydraulischen Kalkes ändert sich von Fabrik zu Fabrik. Wesentlich ist der reine Ca(OH)_2 -Anteil von nur 70–85 %. Der verbleibende Teil setzt sich aus Silikaten, Eisenverbindungen und Tonerde zusammen.

Die Verwendung des hydraulischen Kalkes wird immer dann bevorzugt, wenn geringere Festigkeiten verlangt werden als bei Zement. Diese Kalkart bindet ähnlich wie Zement. Gut erkennbar ist der hydraulische Kalk an seiner braun-grauen Farbe; alle anderen Kalkarten haben weiße Schattierungen.

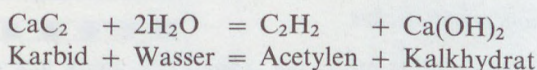
Kalkhydrat

Das Kalkhydrat wird in Kalkfabriken hergestellt und unterscheidet sich sowohl in der Zusammensetzung als auch in der Wirkungsweise deutlich vom hydraulischen Kalk. Bei der Bodenstabilisierung wird es schweren Tonböden beigegeben, um eine Strukturänderung des Materials zu bewirken. Das Kalkhydrat entzieht dem Boden kein Wasser und bindet ab wie hydraulischer Kalk oder Zement. Es wird dem Boden beigemischt, wenn eine Herabsetzung des Wassergehaltes nicht notwendig ist. Die Zusammensetzung ist Änderungen unterworfen und kann etwa folgende Komponenten aufweisen:

Ca(OH) ₂	92 – 98 %
CaCO ₃	} 2 – 8 %
Silikate	
Tonerde	
Wasser	

Karbidkalkhydrat

Das Karbidkalkhydrat fällt bei der Acetylenherstellung als Nebenprodukt an.



Charakteristisch für das Karbidkalkhydrat ist der meist hohe Anteil an Ca(OH)₂. In den Eigenschaften und der Wirkungsweise ist das Karbidkalkhydrat dem gewöhnlichen Kalkhydrat sehr ähnlich.

4.2.4 KALZIUMOXID (CaO)

Kalziumoxid wird auch Branntkalk, gebrannter Kalk genannt. Bei der Herstellung wird Kalkstein mit möglichst hohem CaCO₃-Gehalt auf 1000 – 1100 °C erhitzt; anschließend wird er gemahlen und luftdicht verpackt. Der Branntkalk ist stark hygroskopisch und muß daher luftdicht gelagert werden.

Bei der Bodenstabilisierung wird er dem Boden beigemischt, wenn eine Herabsetzung des Wassergehaltes, also ein Wasserentzug gewünscht wird. Der gebrannte Kalk trocknet den Boden aus.

1 kg reines Kalziumoxid bindet chemisch etwa 320 cm³ Wasser. Je nach Feinheitsgrad des Kalkes werden weitere 150 – 250 cm³ Wasser vom Kalk absorbiert. Zusätzliche Wassermengen werden durch die bei der chemischen Reaktion freiwerdende Wärme verdampft. Man kann also mit einem Wasserentzug rechnen, der über der

Hälfte des zugegebenen Kalkgewichtes liegt. Der hauptsächlich für das Bodenstabilisierungsverfahren hergestellte Stabilitkalk setzt sich aus folgenden Komponenten zusammen:

CaO	80 – 96 %
CaCO ₃	2 – 10 %
Silikate	} 1 – 2 %
Tonerde	
Wasser	
Spurenelemente	

Kennzeichen: Auf Wasserzugabe reagiert der Stabilitkalk mit heftigem Zischen und starker Erwärmung.

4.3 EINFLUSS DES KALKES AUF DIE PHYSIKALISCHEN EIGENSCHAFTEN DES BODENS

4.3.1 BODENSTRUKTUREN

Die Mikrostruktur des Bodens, insbesondere der Tonminerale, erhält durch Kalkzugabe eine neue Beschaffenheit, die vor allem bei hochplastischen Tönen eine große Bedeutung hat, da auch die mechanischen Eigenschaften verändert werden. Die Vorgänge können in folgende Hauptphasen gegliedert werden:

Förderung des Kationenaustausches

Die Reaktionsfähigkeit des Kalkes wird größtenteils durch den Anteil an löslichem CaO bestimmt. Die löslichen Anteile müssen daher bei jeder Kalkart bestimmt werden. Der lösliche Kalk dissoziiert im Boden zu den Ca^{++} - und $(\text{OH})_2^-$ -Ionen. Während das Kation Ca^{++} den gewünschten Kationenaustausch auslöst, erhöht das OH^- den pH-Wert des Bodens. Die über $\text{pH} = 12$ reichende OH^- -Konzentration erlaubt einen vollkommenen Kationenaustausch der Tonminerale und erhöht die Löslichkeit der Silikate. Die Gruppe Si–OH dissoziiert erst über $\text{pH} > 7$. Mit steigendem pH-Wert nimmt ihre Dissoziation ständig zu und somit ihre Fähigkeit zur Kationabsorption.

Austausch der Kationen

Die Tonminerale verdanken ihre physikalischen Eigenschaften weitgehend der Art und Menge von Kationen, die an ihre Oberfläche gebunden sind. Die absorbierte Kationenmenge ist in erster Linie vom kristallinen Aufbau der Tonminerale abhängig. Dabei weisen die Montmorillonite eine außerordentlich größere innenkristalline Quellung und Kationabsorptionsfähigkeit auf als die Kaolinite (siehe auch Tonminerale). Abgesehen vom kristallinen Aufbau wird die Menge negativer Ladungen des Tonminerals dadurch beeinflußt, daß im Kristallgitter ein Kation durch ein gleichge-

schaltetes Kation niederer Wertigkeit ersetzt wird (isomorpher Ersatz). Dadurch werden zusätzliche negative Ladungen an der Oberfläche des Tonminerals frei.

Durch Verwitterung an den Bruchstellen werden zusätzliche hydroxylische OH-Ionen zugänglich. Es handelt sich um sekundäre Bildungen von SiOH und AlOH-Gruppen. Die einwertigen K^+ -, Na^+ -, NH_4^+ -Ionen werden durch Ca^{++} -Ionen ausgetauscht. Dadurch wird das elektrische Potential des Tonteilchens stark vermindert. Mit sinkendem elektrischen Potential des Tonminerals werden die abstoßenden Kräfte zwischen den gleichsinnig geladenen Teilchen stark verringert. Die Teilchen koagulieren. Die Koagulation fördert auch die wesentlich geringere Wasserhülle des Ca-Tonminerals (Bild 4.1).

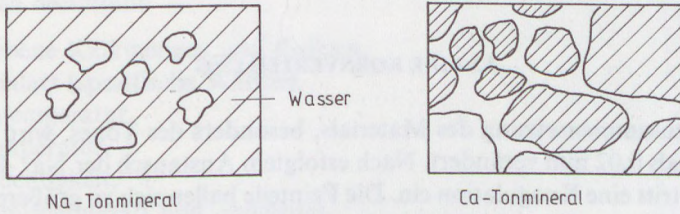


Bild 4.1 Schematische Darstellung des Wasserhaushaltes von Na- und Ca-Ton

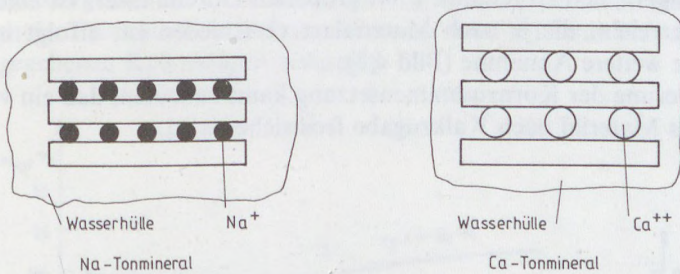


Bild 4.2 Der Kationenaustausch durch Ca-Ionen bewirkt eine innerkristalline Quellung der Tonminerale

Der Kationenaustausch mit Ca^{++} bewirkt eine Wasserzunahme in den Zwischenschichten des Tonminerals. Nach erfolgtem Kationenaustausch haben die T-O-T-Schichten zwangsläufig einen größeren Abstand. Eine gewisse Brückenbildung des Kalziums zwischen den Schichten verhindert wiederum eine übermäßige Quellung. Das zwischen den Schichten gebundene Wasser verhält sich innerhalb einer gewissen Distanz zu der Tonmineraloberfläche wie ein fester Körper. Im Innern des Tonminerals gebundenes Wasser hat keinen Einfluß auf seine Konsistenz, d. h. es scheint trockener trotz höherem Wassergehalt. Der größere Abstand der innenkristallinen Schichten (T-O-T) bewirkt eine Verminderung der Trockenrohdichte; die Tonteilchen rücken infolge verminderter Wasserhülle näher zueinander (Bild 4.2), und die Festigkeit wird dadurch erhöht.

Von Brand konnte eine Kristallbildung der Tonminerale mit aktiver Beteiligung des Ca^{++} nachgewiesen werden. Diese chemische Verbindung mit Silikaten verleiht der strukturellen Veränderung des Bodens einen beständigen Charakter. In der Makrostruktur des Bodens gibt es auch sichtbare Änderungen. Nach einem Austausch des zu starker Hydratation neigenden Na^+ -Ions durch das Ca^{++} -Ion mit geringer Wasserhülle treten in der Makrostruktur des Bodens sichtbare Veränderungen auf.

Durch die Koagulation der Feinstteilchen erhält der Boden eine sekundäre Krümelstruktur, die beständig ist. Bei Tonböden ohne festes Korngerüst hat dies eine Festigkeitszunahme zur Folge.

4.3.2 DIE KORNERTEILUNG

Die Kornzusammensetzung des Materials, besonders des Tones, wird im Feinbereich kleiner als 0,02 mm verändert. Nach erfolgtem Austausch der Na^+ -Ionen durch Ca^{++} -Ionen tritt eine Koagulation ein. Die Feinteile ballen sich zu größeren Klumpen zusammen. Dies ist deutlich sichtbar in der Schlämmanalyse. Mit Zunahme des Kalkanteiles nehmen anfänglich die Masseprozent der Feianteile proportional ab, d. h. sie verlagern sich zu Klumpen mit größerem Durchmesser. Ist eine bestimmte Kalkmenge erreicht, die je nach Materialart verschieden ist, erfolgt im Ton-Silt-Bereich keine weitere Abnahme (Bild 4.3).

Diese Änderung der Kornzusammensetzung kann bedeuten, daß ein vorher frostempfindliches Material nach Kalkzugabe frostsicher wird.

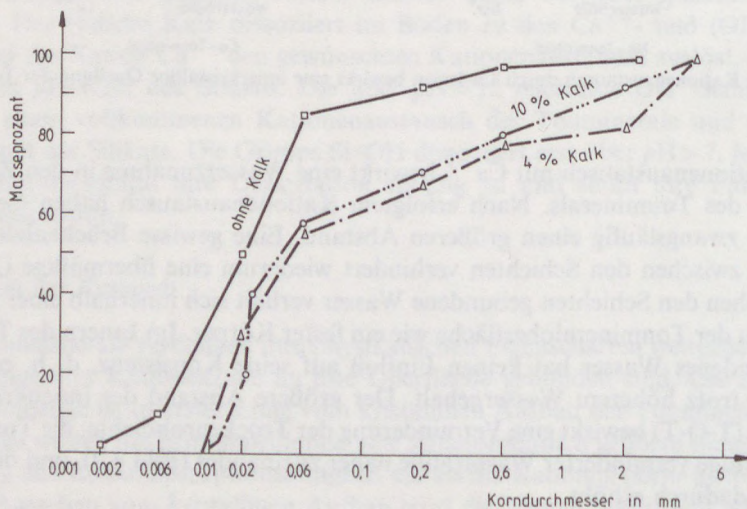


Bild 4.3 Bereits nach 4 % Kalkzugabe gibt es keine wesentliche Änderung mehr in der Kornverteilung

4.3.3 DER WASSERGEHALT

Mit der Branntkalkzugabe an den Boden wird der natürliche Wassergehalt vermindert. Der Branntkalk bindet chemisch und durch Absorption Wassermengen von etwas über 50 % seiner Eigenmasse (1 kg Kalk = mehr als 1/2 l Wasser). Weitere Wassermengen werden beim Abbinden des Branntkalkes durch die freiwerdende Wärme verdampft. Bei Einmischung des Kalkes wird der Boden belüftet; dies führt zu weiterem Wasserverlust.

Siltig-sandige Böden verlieren bei der Belüftung leichter Wasser als schwere Tone. Tonige Böden müssen daher mit dem Kalk besonders gut gemischt werden. Der effektive Verlust des natürlichen Wassergehaltes durch Kalkzugabe wird von folgenden Faktoren beeinflusst:

- zugegebene Kalkmengen und Kalkart,
- Materialart (spezifische Wärme),
- Bodentemperatur,
- Lufttemperatur,
- Luftfeuchtigkeit,
- Durchmischungsart und -intensität.

Mit der Verminderung des natürlichen Wassergehaltes wird gleichzeitig der optimale Einbauwassergehalt erhöht. Diese Erhöhung ist weitgehend von den plastischen Eigenschaften der Feinanteile, vom Prozentsatz der Anteile kleiner als 0,06 mm sowie von den beigegebenen Kalkmengen abhängig.

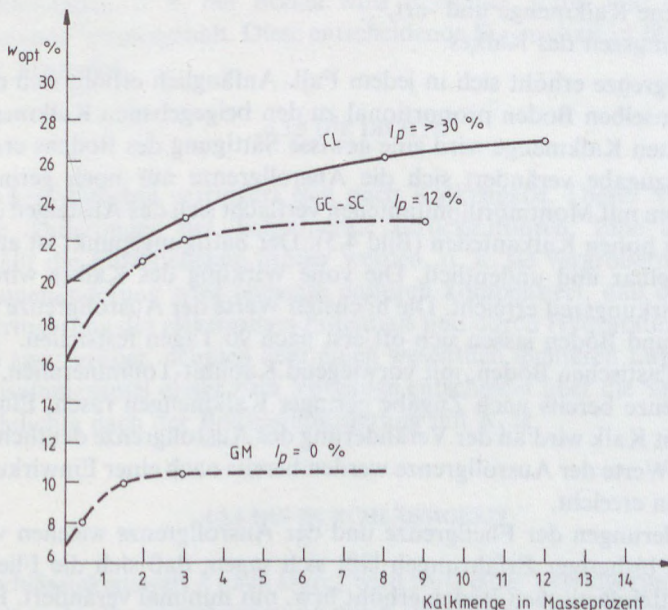


Bild 4.4 Erhöhung des optimalen Einbauwassergehaltes bei den verschiedenen Bodenarten im Verhältnis zur beigegebenen Kalkmenge

Siltig-sandige Böden mit geringen Feinanteilen, die zudem eine nur geringe Plastizität besitzen, erhöhen sprunghaft ihren optimalen Einbauwassergehalt bereits nach geringen Kalkmengen. Weitere Kalkzugaben erhöhen den optimalen Einbauwassergehalt nur noch schwach. Stark plastische Tone erhöhen anfänglich den optimalen Wassergehalt prozentual zur beigegebenen Kalkmenge. Bei weiterer Kalkzugabe wird die auf die Masseanteile bezogene Erhöhung immer geringer, bis letztendlich keine Erhöhung des Einbauwassergehaltes mehr bewirkt wird (Bild 4.4). Zwischen diesen beiden Extremen gibt es eine ganze Skala der Bodenarten und Reaktionen auf Kalkzugabe.

Eine Erhöhung des optimalen Einbauwassergehaltes erfolgt auch nach Zugabe von Kalkhydrat. Eine Verminderung des natürlichen Wassergehaltes bleibt jedoch aus. Trotz unverändertem natürlichen Wassergehalt wird aber der gleiche Boden durch Kalkzugabe noch fester und trockener. Dieser Vorgang ist auf die bereits eingehend beschriebenen Struktur- und Wasserhaushaltsänderungen des Bodens zurückzuführen. Diese Tatsache hat für die Baupraxis eine große Bedeutung: durchnäßte, tiefgründige Baustellen können durch Zugabe von Kalk befahrbar gemacht werden.

4.3.4 DIE KONSISTENZGRENZEN

Die Plastizitätseigenschaften, wie Fließgrenze und Ausrollgrenze, und die Plastizitätszahl werden durch Kalkbeigabe ebenfalls verändert.

Das Ausmaß der Veränderungen wird von folgenden Faktoren beeinflusst:

- Plastizitätseigenschaften der Feinanteile (der überwiegenden Mineralart),
- zugegebene Kalkmenge und -art,
- Einwirkungszeit des Kalkes.

Die Ausrollgrenze erhöht sich in jedem Fall. Anfänglich erhöht sich die Ausrollgrenze bei demselben Boden proportional zu den beigegebenen Kalkmengen. Nach einer bestimmten Kalkmenge wird eine gewisse Sättigung des Bodens erreicht; trotz weiterer Kalkzugabe verändert sich die Ausrollgrenze nur noch geringfügig. Bei schweren Tönen mit Montmorillonitanteilen verflacht sich das Ansteigen der Ausrollgrenze erst bei hohen Kalkanteilen (Bild 4.5). Der Sättigungspunkt ist an der Kurve schwer ermittelbar und undeutlich. Die volle Wirkung des Kalkes wird erst nach längerer Einwirkungszeit erreicht. Die höchsten Werte der Ausrollgrenze bei gleichen Kalkanteilen und Böden lassen sich oft erst nach 90 Tagen feststellen.

Bei wenig plastischen Böden, mit vorwiegend Kaolinit-Tonmineralien, erhöht sich die Ausrollgrenze bereits nach Zugabe geringer Kalkmengen rasch. Eine Sättigung des Bodens mit Kalk wird an der Veränderung der Ausrollgrenze deutlich erkennbar. Die höchsten Werte der Ausrollgrenze werden bereits nach einer Einwirkungszeit von wenigen Tagen erreicht.

Die Veränderungen der Fließgrenze und der Ausrollgrenze weichen voneinander ab. Aufgrund bisheriger Erfahrungen läßt sich sagen, daß sich die Fließgrenze bei gering- bis mittelpplastischen Böden erhöht bzw. nur minimal verändert. Bei hochplastischen Böden vermindert sich die Fließgrenze nach Kalkzugabe. Mit der Erhöhung der Ausrollgrenze wird auch der Liquiditätsindex I_L verändert.

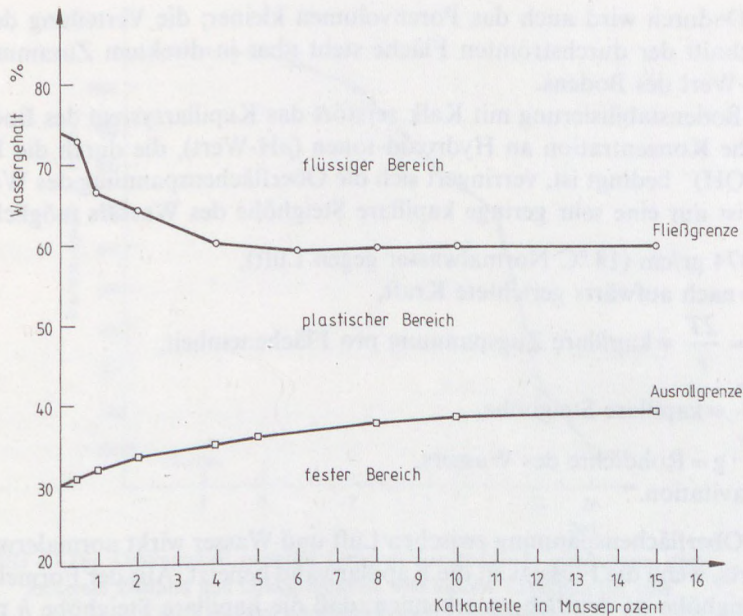


Bild 4.5 Die Veränderung der Konsistenzgrenzen eines hochplastischen Tones nach 28 Tagen Wirkungszeit des Kalkes im Verhältnis der zugegebenen Kalkmenge (Karbidkalkhydrat) (nach Großmann)

Proportional zur Erhöhung der Ausrollgrenze durch Kalkzugabe verringert sich der Liquiditätsindex, d. h. der Boden wird trockener, fester und tragfähiger bei gleichbleibendem Wassergehalt. Diese entscheidende Eigenschaft ist für die Baupraxis von großer Tragweite.

4.3.5 DIE DICHTHE

Die Trockenrohdichte verringert sich nach Kalkzugabe. Dieser Vorgang ist auf strukturelle Änderungen der Tonminerale zurückzuführen. Eine innenkristalline Quellung läßt die Einzelteilchen größer werden, d. h. sie vergrößern ihr Volumen. Diese Volumenänderung wird teilweise dadurch kompensiert, daß die Tonpartikel infolge Verringerung des elektrischen Potentials und durch Hydratation koagulieren. Sie werden zwar größer, nehmen aber einen wesentlich dichteren Lagerungszustand an. Das Zusammenspiel dieser zwei Vorgänge entscheidet über die Veränderung der Trockenrohdichte nach der Bodenstabilisierung mit Kalk.

4.3.6 DIE DURCHLÄSSIGKEIT

Der Durchlässigkeitswert k nach Darcy wird trotz einer Verringerung der Trockenrohdichte nach der Bodenstabilisierung mit Kalk kleiner. Der Grund hierfür liegt in der durch die Verringerung der Wasserhülle bedingten dichteren Lagerung der Teil-

chen. Dadurch wird auch das Porenvolumen kleiner; die Verteilung der Poren im Querschnitt der durchströmten Fläche steht aber in direktem Zusammenhang mit dem k -Wert des Bodens.

Die Bodenstabilisierung mit Kalk zerstört das Kapillarsystem des Bodens. Durch die hohe Konzentration an Hydroxid-Ionen (pH -Wert), die durch die Dissoziation $Ca^{++}(OH)^-$ bedingt ist, verringert sich die Oberflächenspannung des Wassers stark; daher ist nur eine sehr geringe kapillare Steighöhe des Wassers möglich (Bild 4.6).

$T = 0,074 \text{ gr/cm}$ ($18^\circ C$ Normalwasser gegen Luft),

$2r\pi T$ = nach aufwärts gerichtete Kraft,

$\frac{2r\pi T}{r^2\pi} = \frac{2T}{r}$ = kapillare Zugspannung pro Flächeneinheit,

$h = \frac{2T}{r\gamma_w}$ = kapillare Steighöhe,

$\gamma_w = \rho_w \cdot g$ = Rohdichte des Wassers,

g = Gravitation.

Die Oberflächenspannung zwischen Luft und Wasser wirkt normalerweise vertikal aufwärts, wenn die Flüssigkeit die Kapillarwand benetzt. Aus der Formel der kapillaren Steighöhe ist deutlich zu erkennen, daß die kapillare Steighöhe h proportional verringert wird, wenn T einen sehr geringen Wert annimmt (s. Bild 4.6).

Aufgrund dieser Tatsache wird bei einer Stabilisierung mit Kalk der Untergrund von Straßen und Flugplätzen versiegelt. Der bei Frosteinwirkung gefürchtete Nachzug des Wassers durch das Kapillarsystem in den Straßenkörper kann nicht mehr stattfinden. Diese „Verschließung“ des Untergrundes mit einer kalkbehandelten Schicht hat nach namhaften Fachleuten eine qualitative Verbesserung und eine längere Haltbarkeitsdauer der Straßen zur Folge (s. auch unten).

Gleichzeitig muß jedoch betont werden, daß eine ständige Wasserdurchströmung der mit Kalk stabilisierten Bodenschicht sehr nachteilige Folgen hat, wobei das

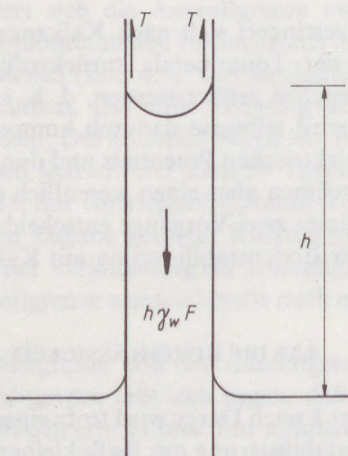


Bild 4.6 Kapillare Steighöhe

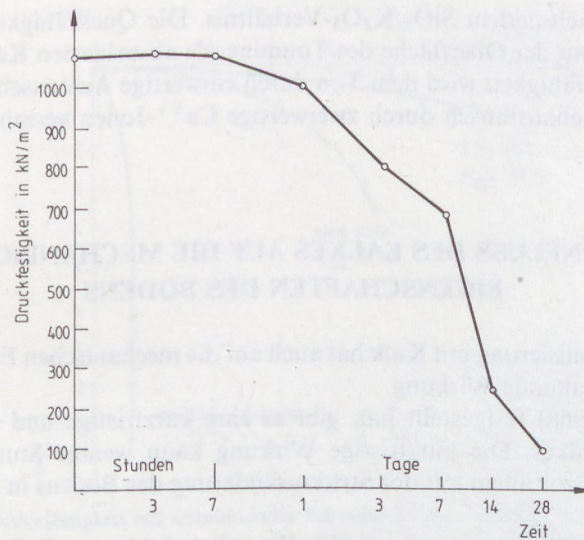


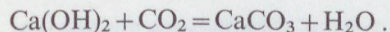
Bild 4.7 Die Abhängigkeit zwischen Liegezeit des Bodens in gemischtem, aber lockerem Zustand und Druckfestigkeit. Die lockere Lagerung hat eine CaCO₃-Bildung ermöglicht (nach Großmann)

Wasser selbst keinen Schaden verursacht. Dies wird dadurch bewiesen, daß mit Kalk stabilisierte Probekörper auch nach längerer Lagerung im Wasser noch gute Festigkeitseigenschaften aufweisen.

Schädlich hingegen ist das im Wasser (im beweglichen Meteorwasser) in gelöstem Zustand vorhandene CO₂ (Kohlenoxid). Dieses kommt in zwei Arten vor:

a) Im Wasser wird in geringen Mengen H₂CO₃ gebildet. Die im Wasser löslichen H₂CO₃-Anteile sind von mehreren Einflüssen abhängig, die hier nicht erörtert werden können. Eine stetige Sickerung des H₂CO₃-haltigen Wassers durch die stabilisierte Schicht hat ein Auslaugen des Kalkes zur Folge. Dies führt zu einer Verminderung der Bodenfestigkeit.

b) Ebenfalls in geringen Mengen enthält das Wasser CO₂. Das CO₂ reagiert mit dem Ca(OH)₂ des Bodens wie folgt:



Dadurch wird Kalkstein gebildet. Man darf nicht außer acht lassen, daß im Boden andere Verhältnisse herrschen als im Mörtel, in dem eine Kalksteinbildung erwünscht ist. Die Bildung von CaCO₃ führt nach Großmann (1966), Herrin – Mitchel (1961) und Dumbleton (1961) zu einer Festigkeitsabnahme des mit Kalk stabilisierten Bodens (Bild 4.7).

4.3.7 SCHRUMPUNG – QUELLUNG

Das Ausmaß der Schrumpfung und Quellung eines Bodens mit Volumenänderung hängt von der Höhe der Anteile der plastischen Komponenten im Korngrößenbereich der Tonminerale ab. Nach Winterkorn wächst die Wasseraffinität und Quellfähigkeit

der Tone mit wachsendem $\text{SiO}_2/\text{K}_2\text{O}_3$ -Verhältnis. Die Quellsfähigkeit ist außerdem von der Art des an der Oberfläche des Tonminerals absorbierten Kations abhängig. Die größte Quellsfähigkeit wird dem Ton durch einwertige Austausch-kationen verliehen. Der Kationenaustausch durch zweiwertige Ca^{++} -Ionen vermindert eine Quellung des Tones.

4.4 EINFLUSS DES KALKES AUF DIE MECHANISCHEN EIGENSCHAFTEN DES BODENS

Die Bodenstabilisierung mit Kalk hat auch auf die mechanischen Eigenschaften des Bodens eine anhaltende Wirkung.

Wie Brand (1968) festgestellt hat, gibt es eine kurzfristige und eine langfristige Wirkung des Kalkes. Die kurzfristige Wirkung kann wenige Stunden oder Tage dauern und wird vor allem mit der Strukturänderung des Bodens in Zusammenhang gebracht.

Die langfristige Wirkung ist durch eine Kristallneubildung mit aktiver Beteiligung des Kalziums erklärbar und führt nachweislich zu einer weiteren Festigkeitszunahme des mit Kalk behandelten Bodens.

Dawson und McDowell (1961) haben aus Bohrkernen eine Festigkeitszunahme des mit Kalk stabilisierten Bodens nach zwei Jahren Ruhezeit nachweisen können.

Aufgrund der bisherigen Untersuchungen kann die kurzfristige Wirkung nach 90 Tagen als größtenteils abgeschlossen betrachtet werden. Die langfristige Wirkung dauert zwei bis drei Jahre; nach sieben bis acht Jahren ist keine wesentliche Festigkeitszunahme mehr zu verzeichnen.

4.4.1 DIE ZUSAMMENDRÜCKBARKEIT

Die Zusammendrückbarkeit des Bodens nimmt nach der Kalkbeimischung beträchtlich ab. Dies ist darauf zurückzuführen, daß die Wasserhülle der Einzelteilchen stark verringert und die Belastung direkter vom Korngerüst übernommen wird.

Ein fest verdichteter, mit Kalk stabilisierter Boden läßt sich weniger zusammendrücken, als der gleiche Boden bei optimalem Wassergehalt maximal verdichtet, jedoch ohne Kalk (Bild 4.8).

Beim Bau der Nationalstraße 2 in der Schweiz, Abschnitt Chiasso — Lamone (Tessin), wurde ein Erddamm durch Bodenstabilisierung mit Kalk geschüttet. Materialkennziffern:

$$\begin{aligned} \text{USCS} &= \text{GC}, \\ w_p &= 2 - 8 \%, \\ w &= 16 \%, \\ w_{\text{opt}} &= 10 \%, \\ \varrho_d^{\text{max}} &= 1,95 \text{ t/m}^3 \text{ Proctor-Standard.} \end{aligned}$$

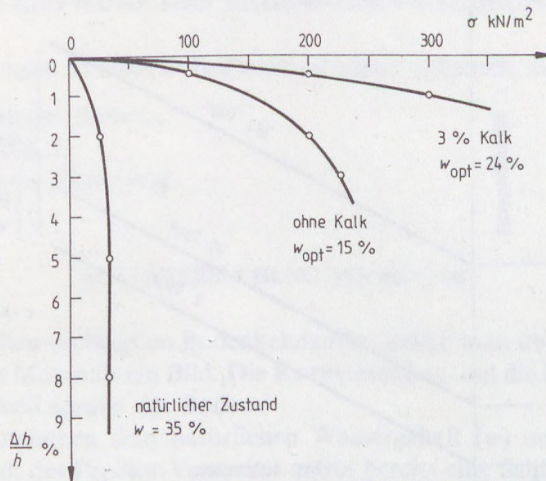


Bild 4.8 Druckfestigkeit mit unbehinderter Seitenausdehnung. Einfluß des Kalkes auf die Zusammendrückbarkeit einer Bodenprobe (nach Großmann)

Ohne Kalk geschüttet, konnten mit einer 700 cm^2 -Platte bei einem Erstbelastungsversuch von $50 - 150 \text{ kN/m}^2$ M_E -Werte von $0 - 2,5 \text{ MN/m}^2$ gemessen werden. Nach der Zugabe von 2% Branntkalk ergaben sich sofort nach Einmischung und Verdichtung gemessene M_E -Werte von 15 MN/m^2 und mehr.

Der M_E -Wert wurde folgendermaßen errechnet:

$$M_E = \frac{\Delta\sigma}{\Delta y} D,$$

D = Plattendurchmesser (m),
 $\Delta\sigma$ = Belastungsstufe (kN/m^2),
 Δy = Setzungen (m).

Um ein mehrfaches höhere Werte können erst nach 90 Tagen ermittelt werden.

4.4.2 DIE SCHERFESTIGKEIT

Die Bodenstabilisierung mit Kalk verändert die Scherfestigkeit der Böden. Schwere Tonböden ohne festes Korngerüst erhalten aufgrund einer durch Kalk gebildeten sekundären Krümelstruktur eine innere Reibung. Der größte Teil der scheinbaren Kohäsion, die jedoch im Wasserbad verschwindet, wird in eine echte Kohäsion umgewandelt.

Böden der Gruppen SC, GC, SM und GM werden nach der Kalkzugabe ebenfalls eine leicht erhöhte innere Reibung sowie größere Kohäsion gegenüber dem ursprünglichen Boden aufweisen.

Die Kohäsion wird vom Wasser am stärksten beeinflusst. Durch Kalkzugabe wird die Wasserhülle der Tonminerale vermindert und dadurch die Kohäsion erhöht. Die

4.5 ENTWURF DES KALK-BODEN-GEMISCHES

Die Untersuchungen können in folgende Gruppen aufgeteilt werden:

- Untersuchung des Bodens,
- Wahl der Kalkart,
- Bestimmung der Dosierung.

4.5.1 UNTERSUCHUNG DES BODENS

Mit den ermittelten wichtigsten Bodenkennziffern erhält man über den augenblicklichen Zustand des Materials ein Bild. Die Kornverteilung und die Plastizitätsgrenzen erlauben eine Klassifizierung des Bodens.

Der Vergleich zwischen dem natürlichen Wassergehalt (w) und dem optimalen Einbauwassergehalt des Proctor-Versuches ergibt bereits eine Schätzung der Tragfähigkeit. Der Liquiditätsindex läßt auf den festen, plastischen oder flüssigen Zustand des Bodens schließen.

Aufgrund dieser Kenntnisse wird auch das Ziel bestimmt, das erreicht werden soll. Zwischen folgenden Möglichkeiten kann entschieden werden:

- a) Es ist nur eine Änderung des Wassergehaltes notwendig.
- b) Der Boden muß umgeformt werden; dazu kann eventuell eine gleichzeitige Verminderung des Wassergehaltes notwendig sein.
- c) Eine Aufschließung des Bodens ist für eine nachfolgende Zement- oder Bitumenstabilisierung notwendig.

4.5.2 WAHL DES BINDEMITTELS

Ist die Verminderung des Wassergehaltes notwendig, wird bei der Bodenstabilisierung Branntkalk verwendet (CaO). Ist eine Strukturänderung des Bodens mit einer zusätzlichen Verminderung des natürlichen Wassergehaltes erforderlich, wird ebenfalls Branntkalk verwendet. Verbessert wird mit der Zugabe von Branntkalk:

- nasser Untergrund,
- nasse Dammoberflächen (Planie),
- nasse, unbefahrte Baustellen und Baugruben,
- Transportpisten,
- Schüttmaterial etc.

Wenn eine Verminderung des Wassergehaltes nicht notwendig ist, wird Kalkhydrat oder Karbidkalkhydrat verwendet. Diese bewirken eine Strukturänderung des Bodens und „trocknen“ den Boden auch in dem Sinne aus, daß der gleiche Boden bei gleichbleibendem Wassergehalt sofort trockener und fester wirkt. Außerdem wird, je nach Art und Intensität der Durchmischung des Bodens mit Kalkhydrat sowie nach klimatischen Verhältnissen, der Wassergehalt des Bodens auch effektiv vermindert.

Entsprechend den Verhältnissen kann diese Verminderung des Wassergehaltes von 1 – 2 % bis zu 4 – 5 % betragen. Da die Witterungsverhältnisse als gegeben angenommen werden müssen, hat die Art und Intensität der Durchmischung des Bodenkalk-Gemisches auf die Änderungen des Wassergehaltes einen entscheidenden Einfluß. Müssen im Interesse einer höheren Festigkeit die primär gebildeten Klumpen und Krümel eines Tonbodens sekundär verklebt und verkittet werden, wird hydraulischer Kalk verwendet. Bei einem grobkörnigen Boden mit Korngerüst und bindigen Anteilen, bei dem keine hohe Endfestigkeit erwünscht ist, sollte statt Zement hydraulischer Kalk verwendet werden. In der Praxis herrscht oft die irrtümliche Auffassung, daß bei geringer Dosierung eines hochwertigen Zementes einerseits zwangsläufig die erwünschte geringere, aber doch bestimmte Festigkeit des stabilisierten Bodens erreicht werden muß, wenn andererseits eine hohe Zementdosierung eine hohe Festigkeit zur Folge hat. Das Problem ist viel komplexer und kann leider nicht so vereinfacht werden. Es wird im Kapitel 5 „Bodenstabilisierung mit Zement“ eingehend erörtert. Hier sei nur erwähnt, daß praktisch die gleiche Menge eines Bindemittels mit geringerer Abbindefestigkeit beigegeben werden muß, um geringe Endfestigkeiten der Mischung zu erreichen. Aus diesem Grunde sollte man besonders bei Böden mit bindigen Bestandteilen statt geringer Zementmenge hydraulischen Kalk beigegeben, um keine zu hohe Endfestigkeit zu erhalten.

4.5.3 BESTIMMUNG DER DOSIERUNG

Die für die Stabilisierung des Bodens notwendigen Kalkmengen werden vor allem von folgenden Faktoren bestimmt:

1. Zusammensetzung und Art des Bodens: Dabei spielen vor allem die Feinanteile eine entscheidende Rolle. Die Eigenschaften der Feinanteile werden von der Art und Menge der vorhandenen Tonminerale bestimmt. Die Konsistenzgrenzen erlauben Rückschlüsse auf diese Gegebenheiten,
2. Wassergehalt,
3. Art und Intensität der Durchmischung,
4. Klima (Wetter),
5. Endzustand nach der Stabilisierung oder Dimensionierung.

Zusammensetzung des Bodens

Die Zusammensetzung des Bodens sowie die vorhandenen Tonminerale haben einen entscheidenden Einfluß auf die Kalkdosierung. Je höher der prozentuale Anteil der Partikel kleiner als 0,02 mm und je höher die Plastizitätszahl ist, um so größere Kalkmengen werden benötigt, um eine Änderung der Bodeneigenschaften herbeizuführen, und umgekehrt. Dabei spielt vor allem die Aktivität des beigegebenen Kalkes eine große Rolle, die die Kalkdosierung bei einem schweren hochplastischen Tonboden entscheidend beeinflussen kann. Unter der Aktivität des Kalkes in diesem Sinne wird der Anteil an wasserlöslichem CaO verstanden. Diese Unterschiede zeigt folgen-

de Zusammenstellung nach Großmann (1966):

Kalkart	Wasserlösliches CaO
Karbidkalkhydrat	51 %
Weißkalkhydrat Oberrohrn	46 %
Weißkalkhydrat Ludwigsdorf	26 %
Feinkalk (CaO) Förderstedt	38 %
hydraulischer Kalk Schiraplan	14 %
hydraulischer Kalk Bad Kösen	5 %

Für hochplastische Tonböden mit einer großen Austauschkapazität müssen Kalkarten mit hohen CaO-Anteilen beigemischt werden; damit kann die Kalkmenge gering gehalten werden.

Der Wassergehalt

Der Wassergehalt des Bodens wird mit der zweifachen Wirkungsweise des Branntkalkes verändert. Einerseits wird der natürliche Wassergehalt durch Wasserentzug vermindert; andererseits wird der optimale Einbauwassergehalt des Materials erhöht (Bild 4.10). Damit können große Unterschiede zwischen optimalem und natürlichem Wassergehalt des Materials überbrückt werden.

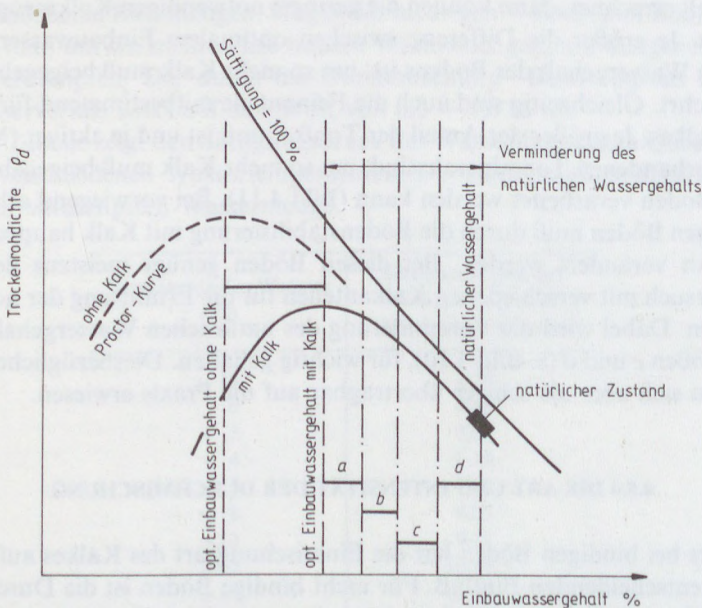


Bild 4.10 Die Wirkungsweise des Kalkes auf den Wassergehalt des Bodens (schematisch)

a: chemische Bindung durch CaO, b: Adsorption des Kalkes, c: durch chemische Reaktion entstandene Wärmeverdampfung, d: verdampftes Wasser durch Reibung – Mischung – Belüftung

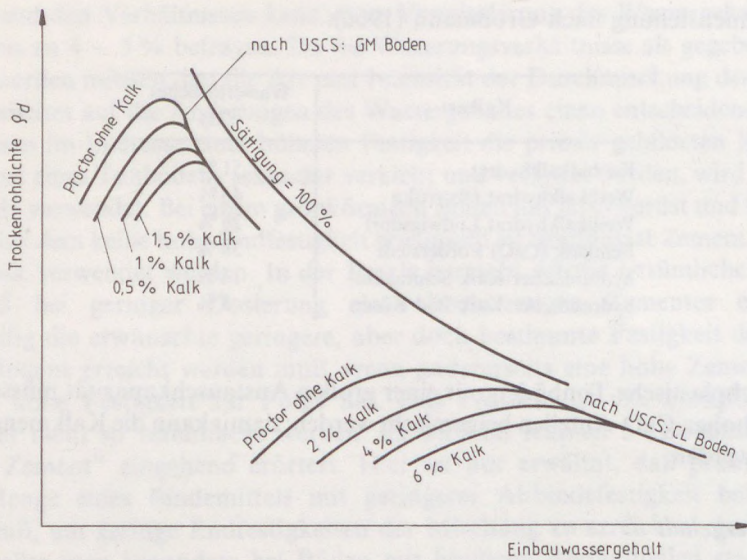


Bild 4.11 Die Wirkung des Kalkes auf den Wassergehalt des Bodens (schematisch)

Aufgrund von Misch- und Verdichtungsversuchen im Labor mit verschiedenen Kalkanteilen kann die Verminderung des natürlichen Wassergehaltes wie auch die Erhöhung des optimalen Einbauwassergehaltes ermittelt werden. Ist der natürliche Wassergehalt errechnet, dann können die geringst notwendigen Kalkmengen angegeben werden. Je größer die Differenz zwischen optimalem Einbauwassergehalt und natürlichem Wassergehalt des Bodens ist, um so mehr Kalk muß beigegeben werden, und umgekehrt. Gleichzeitig sind auch die Feinanteile mitbestimmend für die Dosierung des Kalkes. Je größer der Anteil der Tonfraktion ist und je aktiver (Montmorillonit) die vorhandenen Tonminerale sind, um so mehr Kalk muß beigegeben werden, damit der Boden verarbeitet werden kann (Bild 4.11). Bei vorwiegend schwach oder nicht bindigen Böden muß durch die Bodenstabilisierung mit Kalk hauptsächlich der Wassergehalt verändert werden. Bei diesen Böden genügt meistens der einfache Proctor-Versuch mit verschiedenen Kalkanteilen für die Ermittlung der notwendigen Kalkmengen. Dabei wird die Verminderung des natürlichen Wassergehaltes, besonders die Größen c und d (s. Bild 4.10), für wichtig gehalten. Diesbezügliche Laborversuche haben sich aber als schwer übertragbar auf die Praxis erwiesen.

4.5.4 DIE ART UND INTENSITÄT DER DURCHMISCHUNG

Besonders bei bindigen Böden hat die Einmischungsart des Kalkes auf die Dosierung einen entscheidenden Einfluß. Für nicht bindige Böden ist die Durchmischung von sekundärer Bedeutung. Bindige, schwere tonige Böden müssen zuerst „aufgeschlossen“, d. h. zerkleinert werden, damit der Kalk mit dem Boden überhaupt vermischt werden kann.

Befinden sich nach der Durchmischung noch relativ große Tonklumpen im Boden, wird infolge der sehr geringen Durchlässigkeit des Materials der mit der Belüftung des Bodens erreichte Wasserverlust sehr niedrig sein.

Der maximale Wirkungsgrad des Kalkes wird nur bei einer Homogenisierung des Boden-Kalk-Gemisches erreicht. Mit einer guten Durchmischung kann daher viel Kalk gespart, bei einer schlechten viel vergeudet werden.

4.5.5 DIE WITTERUNGSBEDINGUNGEN

Die Witterungsbedingungen beeinflussen die Kalkdosierung sowohl im positiven wie auch im negativen Sinne. Dabei spielen vor allem die Lufttemperatur, die relative Luftfeuchtigkeit und die Bodentemperatur eine Rolle. Bei Tagestemperaturen über 30 °C und relativer Luftfeuchtigkeit von 30 – 60 % kann der durch die Belüftung des Bodens erreichte Wasserverlust 4 – 6 % und mehr betragen. Die entsprechend höheren Bodentemperaturen beschleunigen die chemische Reaktion des Kalkes im Boden. Gleichzeitig wird die kurzfristige und die langfristige Wirkung des Kalkes im Boden beschleunigt. Die hohen Temperaturen des Wassers und des Bodens erlauben, daß die gleiche Wärmemenge eine größere Wassermenge verdampft. Dadurch kann Kalk gespart werden. Es ist möglich, daß bei Dammschüttungen der gleiche Boden mit dem gleichen Wassergehalt ohne Kalk eingebaut werden kann, wenn die Tagestemperatur 25 – 30 °C beträgt. Fällt die Temperatur wesentlich unter diesen Wert, muß das Schüttmaterial mit Kalk verbessert werden. Bei Nebel und gefrorenem Boden benötigt man die höchsten Kalkmengen. Wegen der niedrigen Wasser- und Bodentemperatur braucht man um ein mehrfaches höhere Wärmemengen, um die gleiche Wassermenge zu verdampfen. Der durch die Durchmischung – Belüftung des Bodens erreichte Wasserverlust sinkt auf den Wert von 0,5 – 1,0 % ab.

Folgende Tabelle zeigt den Sättigungsdruck des Wasserdampfes in Quecksilbermillimeter bei verschiedenen Wassertemperaturen. Der Sättigungsdruck ist direkt proportional zur verdampften Wassermenge.

Temperatur des Wassers (°C)	Sättigungsdruck des Wasserdampfes in Quecksilbermillimeter
–15	1,56
0	4,58
+ 2	5,29
+ 4	6,10
+ 6	7,01
+ 8	8,05
+10	9,21
+12	10,52
+14	11,99
+16	13,64
+18	15,48
+20	17,54
+25	23,76

Die genaue Berechnung der zur Verdampfung des Wassers verwendeten Wärmemenge ist umständlich, da außer dem Wasser auch der Boden und die Luft erwärmt werden.

Es gilt jedoch als erwiesen, daß dem gleichen Boden mehr Kalk zugegeben werden muß, wenn die Bodentemperatur niedrig ist, und weniger Kalk, wenn die Bodentemperatur hoch ist, um die gleiche Wassermenge zu verdampfen.

4.6 DIMENSIONIERUNG

Die zur Bodenstabilisierung notwendigen Kalkmengen werden, abgesehen von der Zusammensetzung, dem Wassergehalt und der Temperatur des Bodens sowie der Art der Durchmischung, davon abhängig gemacht, welche Eigenschaften das Boden-Kalk-Gemisch schließlich haben muß. Die dabei in Betracht zu ziehenden Faktoren sind die Wirtschaftlichkeit der Ausführung, die Witterungsbeständigkeit sowie die Festigkeit des Bodens, die erreicht werden muß.

4.6.1 WITTERUNGSBESTÄNDIGKEIT

Das Klima wirkt sich auf den Boden hauptsächlich im Wechsel von Frost-Tau-Perioden und Naß-Trocken-Perioden aus, was zur Zerstörung des Bodens führen kann.

Frostversuche werden im Laboratorium ausgeführt (Bild 4.12). Die Häufigkeit und die Dauer der einzelnen Perioden beeinflussen die Resultate. Da sich der Verlauf und auch die erreichten Temperaturen des Frostes in der Natur nicht voraussagen lassen, gehören die Frostversuche im Laboratorium zu den umstrittenen Versuchen; die Resultate der Frostversuche lassen sich daher nur auf versuchsähnliche Verhältnisse anwenden. Man kann zwischen zwei Hauptgruppen der Frostversuche unterscheiden:

a) Proben größeren Umfanges, sogar ganze Straßenquerschnitte, werden in dieser Weise auf ihre Frostbeständigkeit geprüft. Die Probe wird in einer Frostkammer meistens nur einer länger andauernden Frostperiode unterworfen. Durch Erwärmen

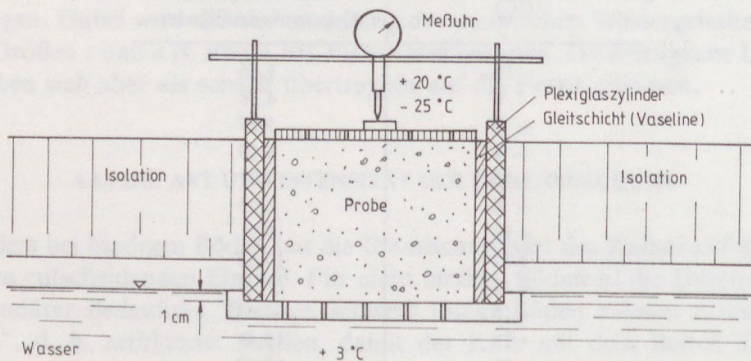


Bild 4.12 System der Frostprüfung für Böden (nach Brand)

der unteren Probepartien wird ein Nachschub des Porenwassers gewährleistet. Gemessen werden die Volumenänderungen der Probe (Frosthebungen). Anschließend wird die Probe auf Eislinsen untersucht und eine eventuelle Veränderung des Wassergehaltes geprüft.

b) Die Probe (hier handelt es sich um kleinere Proben, meistens nach Standard-Proctor verdichtet) wird in einer Frostkammer etwa 20–25 Frost-Tau-Wechseln unterworfen (s. Bild 4.12). Die Änderung der Temperaturen beträgt $\pm 20-25^\circ\text{C}$. Mit einer Druckfestigkeitsprüfung wird anschließend eine eventuelle, durch Frost-Tau-Wechsel hervorgerufene Abnahme der Festigkeit festgestellt. Meistens wird die 7-Tage-Festigkeit ermittelt.

Selbstverständlich sind auch Variationen und Kombinationen beider Versuchsarten durchführbar.

Die Wasserempfindlichkeit der Probe wird durch eine länger andauernde Wasserlagerung ermittelt. Das Maß für die Wasserempfindlichkeit der Probe ist die durch die Wasserlagerung hervorgerufene Abnahme der Festigkeit.

$$A = \frac{\sigma - \sigma'}{\sigma} \cdot 100,$$

A = Wasserempfindlichkeit,

σ = Druckfestigkeit der nicht im Wasser gelagerten oder mit einer Paraffinhaut versehenen Probe,

σ' = Druckfestigkeit der im Wasser gelagerten Probe.

Je kleiner diese Zahl wird, um so geringer ist die Festigkeitsabnahme der Probe durch Wasserlagerung. Die meisten Proben ohne Kalkzugabe zerfallen im Wasser oft schon nach wenigen Minuten. Die mit Kalk gemischten und verdichteten Proben zeigen ebenfalls eine Festigkeitsabnahme, je nach Bodenart und zugegebenen Kalkan-

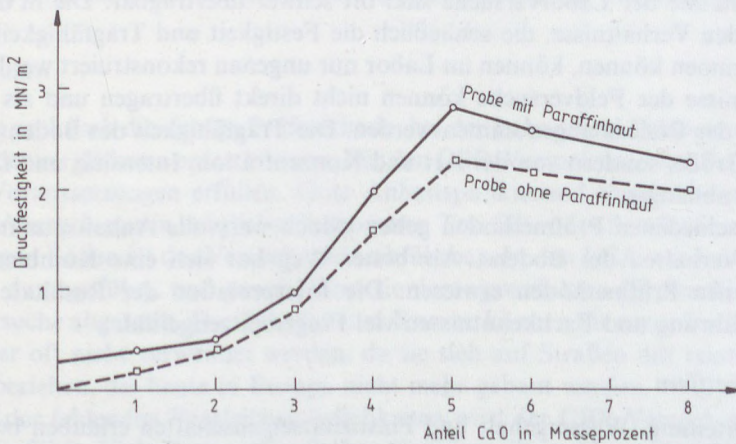


Bild 4.13 Zylinderdruckfestigkeiten mit unbehinderter Seitenausdehnung von im Wasser gelagerten mit Kalk stabilisierten Bodenproben, Alter: 56 Tage. Bemerkenswert ist die sehr geringe, durch die Wasserlagerung verursachte Festigkeitsabnahme der Probe (nach Brand)

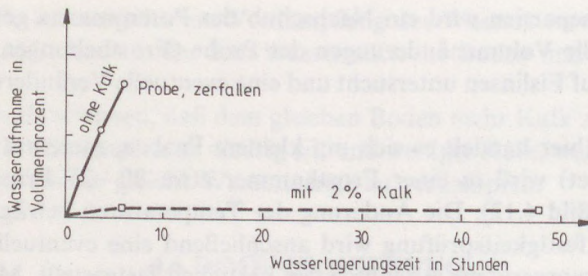


Bild 4.14 Wasseraufnahme einer Bodenprobe mit und ohne Kalk im Wasserbad (nach Brand)

teilen sowie nach Dauer der Wasserlagerung. Die ermittelten Druckfestigkeitswerte (7 – 28 Tage) sind in der Regel auch nach längerer Wasserlagerung gleich oder höher als die Werte des gleichen Materials ohne Kalk und ohne Wasserlagerung im optimalen Zustand maximal verdichtet (Bild 4.13).

Die Wasseraufnahme der Proben in Volumenprozenten ausgedrückt ist ebenfalls ein Maß der Wasserempfindlichkeit der Probe. Die Wasseraufnahme der mit Kalk behandelten Bodenproben wird infolge der Zerstörung des Kapillarsystems gering ausfallen (Bild 4.14).

4.6.2 DIE FESTIGKEIT – DIE BEEINFLUSSENDE FAKTOREN

Die Festigkeit des Boden-Kalk-Gemisches wird mit zahlreichen Methoden sowohl im Labor wie auch in Feldversuchen ermittelt. Gerade diese Vielzahl der Methoden weist aber auf eine Unsicherheit hinsichtlich der Genauigkeit und Verwendbarkeit der erhaltenen Resultate hin. Es ist bis heute leider noch nicht gelungen, eine über jeden Zweifel erhabene Prüfmethode zu entwickeln, die die Festigkeit eines Bodens genau ermittelt.

Die Resultate der Laborversuche sind oft schwer übertragbar. Die in der Natur herrschenden Verhältnisse, die schließlich die Festigkeit und Tragfähigkeit des Bodens bestimmen können, können im Labor nur ungenau rekonstruiert werden. Auch die Ergebnisse der Feldversuche können nicht direkt übertragen und als effektive Festigkeit des Bodens angenommen werden. Die Tragfähigkeit des Bodens ist keine absolute Größe, sondern von der Art und Konzentration, Intensität und Dauer der Belastung abhängig.

Die verschiedenen Prüfmethoden geben jedoch wertvolle Anhaltspunkte für das jeweilige Verhalten des Bodens. Als bester Weg hat sich eine Kombination der verschiedenen Prüfmethoden erwiesen. Die Interpretation der Resultate verlangt neben Erfahrung und Fachkenntnissen viel Fingerspitzengefühl.

Bodenkennziffern

Kornverteilung, Wassergehalt und Plastizitätseigenschaften erlauben bereits eine Schätzung der erreichbaren Festigkeiten. Es sind jedoch große Abweichungen möglich, da die Festigkeit aus einer komplizierten Wechselbeziehung zwischen Boden und Kalk resultiert.

Trockenrohdichte

Die Trockenrohdichte als Maß der Dichte wird in der herkömmlichen Erdbaumechanik oft in direkte Beziehung mit der Festigkeit gebracht. Diese Annahme ist bei kalkstabilisierten Böden auch richtig. Sobald jedoch der gleiche Bodentyp unterschiedliche Masseprozent Kalk enthält, werden Proben mit gleicher Trockenrohdichte verschiedene Festigkeiten aufweisen.

Der im Labor durchgeführte Proctor-Versuch dient der Baupraxis oft als Kontrolle und Vergleich der Trockenrohdichte der auf der Baustelle vorgenommenen Verdichtungsarbeit (Sandersatzversuch etc.).

4.6.3 DIE BEMESSUNG DER FESTIGKEIT

Lastplattenversuch

Die mit dem M_E -Wert dargestellte Zusammendrückbarkeit des Bodens gibt gute Anhaltspunkte über die Festigkeit und Tragfähigkeit des mit Kalk stabilisierten Bodens. Die Höhe des M_E -Wertes ist in erster Linie von der Plattengröße und Belastungsstufe abhängig. Aus diesem Grunde können nur mit der gleichen Plattengröße und etwa gleicher Belastungsstufe ermittelte Werte miteinander verglichen werden.

Die Erstbelastung beim Plattenversuch ergibt meist ungenaue Werte, da die Resultate von vielen Zufällen abhängig sind. Die M_E -Werte der Wiederbelastungsversuche sind ausgeglichener, und nur diese Werte sollten berücksichtigt werden. Die Plattengröße sollte möglichst groß gewählt werden, besonders bei größerer Schichtstärke, z. B. bei Dammschüttungen etc. Der Mindestdurchmesser der Lastplatte soll bei 30 cm liegen. Beim Lastplattenversuch beeinflusst die Querdehnung die erhaltenen M_E -Werte beträchtlich; daher sollte auch die Querdehnungsziffer ermittelt werden.

CBR-Versuch

Dies ist praktisch die einzige Prüfmethode, bei der Labor- und Feldversuche direkt miteinander verglichen werden können. Für den CBR-Versuch muß der Boden jedoch gewisse Voraussetzungen erfüllen. Gute Anhaltspunkte und Vergleichswerte ergibt der CBR-Versuch nur in möglichst homogenen Ton-Silt- oder Sandböden. In steinigen, kiesigen Böden ist der Versuch undurchführbar. In den USA werden noch viele Versuche durchgeführt, und ganze Dimensionierungsverfahren für Straßen sind auf CBR-Versuche abgestellt. Die Tabellen und Kurven können für europäische Verhältnisse leider oft nicht verwendet werden, da sie sich auf Straßen mit relativ dünnen Belägen beziehen, die heute in Europa nicht mehr gebaut werden.

Wegen der fehlenden Vergleichsmöglichkeiten wird der CBR-Versuch nicht mehr oft durchgeführt. Viele Bodenarten (hoher Geröllanteil) in Alpen- und Voralpengebieten der Länder Schweiz, Italien, Deutschland, Frankreich und Österreich schließen den CBR-Versuch von vornherein aus.

Der Triaxial-Scherversuch

Mit diesem Versuch wird die Scherfestigkeit des Bodens ermittelt. Dabei werden beide Komponenten der Scherfestigkeit, nämlich der innere Reibungswinkel und die Kohäsion, bestimmt. Dadurch kann man vor und nach der Kalkzugabe deren Einfluß auf Kohäsion und Reibungswinkel des Bodens klar erkennen. Die Nachteile des Triaxialversuches sind die relativ teuren und komplizierten Apparaturen und Zubehörteile; der Versuch ist zeitraubend; nur wenige Proben können innerhalb einer kurzen Zeitspanne untersucht werden.

Der Einbau der Probe in das Triaxialgerät sowie deren Vorbehandlung beeinflussen die Versuchsergebnisse. Je nachdem, ob die Probe konsolidiert oder gesättigt ist, erhält man verschiedene Werte. Auch die Versuchsbedingungen beeinflussen die erhaltenen Festigkeitswerte, z. B., ob die Probe während des Abscherens drainiert ist oder nicht. Diese Probleme können hier aus naheliegenden Gründen nicht eingehender erörtert werden.

Zusammenfassend kann man sagen, daß bei Bodenstabilisierungen kleineren Umfangs auf große Versuchsreihen verzichtet werden sollte. Eine Kombination von kurzfristig durchführbaren und einfachen Prüfverfahren müßte meistens genügen.

Druckversuch

Der Druckversuch mit unbehinderter Seitenausdehnung ist eigentlich auch ein dreiaxialer Druckversuch mit einem Seitendruck von 0; infolge dieses Mangels erhält man nicht die effektive Scherfestigkeit der Probe, sondern einen Wert, der entsprechend der Bodenart vom wirklichen Wert mehr oder weniger abweicht. Materialien mit hoher Kohäsion weisen geringere Abweichungen von der wirklichen Scherfestigkeit auf, als Bodenarten, deren Scherfestigkeit vor allem in der inneren Reibung besteht.

Trotz dieser Unzulänglichkeiten ist der Druckversuch eine sehr beliebte Prüfmethode, sowohl für die Ermittlung der notwendigen Kalkmengen wie auch für die Festig-

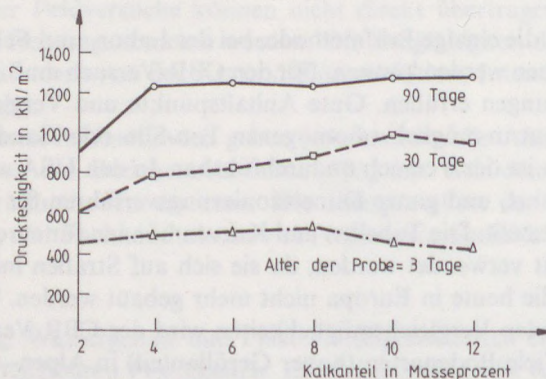


Bild 4.15 Die Entwicklung der Druckfestigkeiten einer Bodenprobe je nach Wirkungszeiten von verschiedenen Kalkanteilen (nach Großmann)

keitsprüfung einer Bodenstabilisierung. Der Grund hierfür liegt in der schnellen und einfachen Art der Versuchsdurchführung.

Die Proben werden meistens im Proctor-Gerät verdichtet und nach einem Wasserbad oder nach Frostversuchen (oder einer Kombination) senkrecht bis zum Bruch belastet. In den meisten Fällen wird die 7 Tage alte Probe untersucht und weniger häufig die 28 Tage alte Probe. Diese kurzfristige Prüfung und die aufgrund der Resultate erfolgte Dosierung bedarf einer weiteren Überprüfung. Die Endfestigkeit sowie die maximale Wasser- und Frostbeständigkeit wird bei vielen hochplastischen Böden wesentlich später als nach 7 oder 28 Tagen erreicht (Bild 4.15).

Daher erscheint es problematisch, aufgrund von durchgeführten Druckversuchen mit 7 oder 28 Tage alten Proben, Aussagen über die Endfestigkeit eines Boden-Kalk-Gemisches zu machen. Von Brand (1960, 1968) und Großmann (1966) wird eine Beschleunigung der Wirkung des Kalkes mit Hilfe höherer Temperaturen empfohlen. Die für die Druckversuche vorbereiteten Proben werden längere Zeit bei 70 – 80 °C gelagert und anschließend geprüft. Bis heute fehlen jedoch Erfahrungs- und Vergleichswerte dieser Wärmebehandlung. Für die Lösung dieses Problems müßten noch zahlreiche Untersuchungen durchgeführt werden.

4.6.4 ZUSAMMENFASSUNG

Die einzelnen Faktoren, die die Kalkart und die Kalkmengen sowie die daraus resultierenden Eigenschaften eines mit Kalk stabilisierten Bodens bestimmen, stehen miteinander in enger Wechselbeziehung. Diese Wirkung und Gegenwirkung ergeben schließlich die Beschaffenheit des stabilisierten Bodens, die sich aber im Laufe der Zeit ständig ändert. Der besseren Übersicht wegen wurden die Eigenschaften und Faktoren – so weit wie möglich – einzeln erörtert; in Wirklichkeit gehören sie zusammen.

4.7 ANWENDUNGSGEBIETE DER BODENSTABILISIERUNG MIT KALK

4.7.1 SCHÜTTMATERIALVERBESSERUNG

Ist das Schüttmaterial zu naß oder in der ursprünglichen Zusammensetzung nicht zum Schütten verwendbar, so wird es mit Kalk verbessert. Grundsätzlich kann man zwei Ausführungsarten unterscheiden:

4.7.1.1 DAS ORTSMISCHVERFAHREN

Das Schüttmaterial wird an der Entnahmestelle gewonnen und auf die Einbaustelle transportiert. Hier wird es verteilt und entsprechend der Materialkonsistenz auf eine für die Mischtiefe des Mischgerätes notwendige Schichtstärke planiert. Anschließend wird der Kalk verteilt und in den Boden eingemischt. Nach erfolgter Einmischung des

Kalkes ist eine von der Zusammensetzung und vom Wassergehalt des Bodens abhängige Wartezeit notwendig. Während dieses Zeitraumes reagiert der Branntkalk (CaO) mit dem im Boden vorhandenen Wasser. Danach kann das Boden-Kalk-Gemisch verdichtet werden. Je nach verwendetem Verdichtungsgerät (Schafffußwalzen) muß nach der Verdichtung ein zusätzlicher Ausgleich der Planie erfolgen.

4.7.1.2 DAS MODIFIZIERTE ORTSMISCHVERFAHREN

Beim modifizierten Ortsmischverfahren werden die notwendigen Kalkmengen bereits an der Entnahmestelle dem Schüttmaterial beigegeben. Die Kalkzugabe bereits an der Entnahmestelle ist notwendig, damit die Abtragung des Bodens auch bei einem rutschigen und nassen Boden mit Scrapern ausgeführt werden kann. Wo es die Zusammensetzung des Bodens erlaubt, muß die Abtragung unbedingt mit Scrapern erfolgen. Diese Maschinentypen sind bei umfangreichen Erdmassenverschiebungen am leistungsfähigsten, die pro Kubikmeter Erdtransport anfallenden Kosten am niedrigsten. Eine im allgemeinen grobe Überschlagsrechnung ergibt eine 25- bis 30 %ige Verminderung der Erdtransportkosten. Aufladen, Transport sowie Abladen kann mit der gleichen Maschine ausgeführt werden; dadurch verkürzt sich die aufgewendete Zeit entscheidend.

Auf einer Autobahnbaustelle bei St. Gallen wurden bei der Abtragung des Bodens zweimotorige Euklid-Scraper eingesetzt. Im mittelmäßig aufgerissenen Boden haben die Maschinen (geschoben) durchschnittlich (aus 10 Messungen) 46 s benötigt, um 15 m^3 Erdmaterial zu laden. Anschließend fuhren sie mit 40 km/h Maximalgeschwindigkeit auf eine 1,5 km entfernte Schüttstelle, wobei auch größere Steigungen leicht überwunden wurden. Die Abladung erfolgte in durchschnittlich 20 s für 15 m^3 .

In den letzten Jahren wurde jedoch festgestellt, daß Scraper nicht mehr eingesetzt werden können, wenn der Boden naß und rutschig ist. Die Maschinenindustrie hat beträchtliche Anstrengungen unternommen, um diese Maschinentypen, die anfänglich für die Sandböden in Texas und Kalifornien und die dortigen klimatischen Verhältnisse konstruiert wurden, den europäischen Erfordernissen anzupassen.

Heute findet man auf dem Maschinenmarkt ein reichhaltiges Angebot verschiedener Hersteller. Die Maschinen wurden durch Detailverbesserungen den europäischen Verhältnissen angepaßt (stärkere Motoren, teilweise zwei Motoren, Elevator-Scraper) und können auch unter Bedingungen eingesetzt werden, bei denen die früheren Fabrikationstypen versagt haben.

Um den Einsatz der Scraper unter extrem schwierigen Verhältnissen, also bei einem stark plastischen und nassen Abtragungsboden zu ermöglichen, verfestigt man das Material bereits an der Entnahmestelle mit Kalk. Der Kalk wird maschinell gestreut (s. auch Abschnitt 4.8.4 „Maschinelle Verteilung des Kalkes“); dann wird der Boden aufgerissen und der Kalk gleichzeitig bis zur Schnittiefe der Scraper „eingemischt“. Von einer eigentlichen Einmischung kann nicht mehr gesprochen werden, jedoch wird eine Verfestigung des Bodens erreicht. Beim Aufreißen (mit einem auf einen Bulldozer montierten hydraulisch senkbaren Aufreißer) können gleichzeitig die größeren, in jeder Phase des Bauverlaufs störenden Steine aussortiert werden. Das Aussortieren

sowie ebenfalls eine leichte Einmischung des Kalkes in den Boden erreicht man auch mit einem Fleco-Rechen, der statt eines Planierschildes auf einen Bulldozer montiert wird. Eine leichte oberflächliche Einmischung des Kalkes erfolgt auch mit der Scheibenegge.

Das Schüttmaterial, aus den Scrapern ausgeschüttet, wird auf der Schüttstelle planiert, und es werden eventuell noch notwendige Kalkmengen gestreut. Ein hoher Anteil großer Steine erfordert ein nochmaliges Durchkämmen mit dem Fleco-Rechen. Nach dem letzten Aussortieren der groben Komponenten wird das Boden-Kalk-Gemisch gründlich gemischt und zuletzt verdichtet.

4.7.1.3 SCHÜTTARBEITEN WÄHREND DER WINTERZEIT

Normalerweise werden die Schüttarbeiten während der Frostperioden unterbrochen, und zwar aus zwei Gründen:

1. Der gefrorene Boden läßt sich nicht verdichten, weil das in den Poren zu Eis erstarrte Wasser die Last des Verdichtungsgerätes übernimmt und dadurch verhindert, daß die Bodenschicht zusammengedrückt wird. Nach dem Schmelzen des Eises verschwindet diese scheinbare Tragfähigkeit; der Boden fällt in sich zusammen. Dies wird vor allem bei bindigen Böden der Fall sein, weil sie mit der Bildung von Eislinsen ihren Wassergehalt beträchtlich erhöhen.

2. In der kalten Jahreszeit ist die relative Feuchtigkeit der Luft sehr hoch, so daß eine natürliche Wasserverdunstung nicht gefördert wird. Dadurch verliert das Schüttmaterial beim Aushub, Verladen, Transport und Einbau kaum von seinem ursprünglichen Wassergehalt. So werden alle Schüttmaterialien, die bei hohen Sommertemperaturen ohne Schwierigkeit und ohne Kalkzugabe eingebaut werden können, zu naß; die überschüssige Wassermenge muß mit Kalk entzogen werden.

Mit Kalk stabilisierter Boden läßt sich auch während der Winterszeit schütten; die beigegebenen Kalkmengen müssen im allgemeinen jedoch wesentlich größer sein als bei gleichem Material und bei gleichem Wassergehalt während der Sommerzeit. Grundsätzlich kann man zwei Varianten bei der Ausführung unterscheiden:

- a) Möglichst kleine Flächenbearbeitung. Auch im Winter steigt tagsüber die Temperatur merklich an. Außerdem wird die durch Kalkzugabe (CaO) bewirkte leichte Entwässerung ein Gefrieren des Bodens während der Stabilisierungsarbeit verhindern. Der teilweise als Ca(OH)_2 in der Lösung vorkommende Kalk setzt den Gefrierpunkt des in den Poren vorhandenen Wassers wesentlich unter die Nullgrenze. Bei tieferen Nachttemperaturen (unter -15°C) kann der Boden jedoch bis zu einer Tiefe von 10 – 12 cm gefrieren. Diese gefrorene Schicht muß genau geprüft werden. Hat sich durch die Frosteinwirkung der Wassergehalt nur unwesentlich oder überhaupt nicht geändert und wurde das Material am Vortag maximal verdichtet, kann eventuell ohne weiteres weitergeschüttet werden. Stark tonhaltige und bindige Böden erhöhen bei Frost bedeutend ihren Wassergehalt und erfahren gleichzeitig eine Volumenzunahme, also eine Auflockerung der anfänglich fest verdichteten Struktur.

Das Ausmaß dieser Veränderungen hängt von der Zusammensetzung des Bodens, von den beigegebenen Kalkmengen, vom Einmischungsgrad des Kalkes in den Boden sowie von den erreichten Temperaturen und deren Dauer ab.

Haben die Struktur- und Wassergehaltsveränderungen der gefrorenen Schicht eine bestimmte Grenze überschritten, muß am folgenden Tag vor Schüttungsbeginn die gefrorene Schicht abgetragen werden. Um diese Abtragung gering zu halten, sollte die tägliche Schüttleistung auf eine kleine Fläche begrenzt sowie eine möglichst dicke Schichtstärke stabilisiert und verdichtet werden.

b) Normale Schüttung. Bei nicht bindigen oder nur leicht bindigen Böden kann die Oberfläche mit einer Polyäthylenfolie zugedeckt werden. Sind die Nachttemperaturen nicht zu tief, wird die gefrorene Schicht am nächsten Morgen nur etwa 1 – 1,5 cm betragen, die sich zudem nicht aufgelockert hat. In diesem Fall kann die Stabilisierung einer der normalen Tagesleistung entsprechenden Fläche ausgeführt werden; auf die dünne, gefrorene Schicht kann die Schüttung ohne nachteilige Folgen fortgesetzt werden.

Auf einer Autobahnbaustelle in der Schweiz (Nationalstraße 2, Teilstück Chiasso – Lamone, beim Damm Piodella) wurde wegen Terminschwierigkeiten ein Teil eines Dammes während des Winters geschüttet. Das Schüttmaterial war ein GC nach USCS-Klassifizierung, leicht plastisch. Der optimale Einbauwassergehalt betrug, mit Standard-Proctor ermittelt, durchschnittlich 10 %, wobei eine Trockenrohdichte von 1,90 t/m³ erzielt wurde. Der natürliche (Anlieferungs-)Wassergehalt betrug durchschnittlich 14 – 16 % und war somit für einen Einbau zu hoch. Nach der Zugabe von 2 % Kalk (CaO) hat sich der optimale Einbauwassergehalt durchschnittlich auf 12 % erhöht und der Anlieferungswassergehalt um 1 – 2 % auf 13 – 14 % vermindert. Die täglichen Schüttleistungen betrugen 1 000 – 2 000 m³ (Maximum), da wegen eines Tunnels nicht mehr Material herantransportiert werden konnte.

Die Temperatur schwankte von –10 °C bis +10 °C (tagsüber bei Sonnenschein). Die dünne, gefrorene Schicht am Morgen wurde nicht abgetragen, sondern im Damm belassen. Sie betrug nur maximal 1 – 2 cm.

Die auf einer im Durchmesser 45 cm großen runden Platte mit 50 kN/m² ausgeführten Belastungsversuche haben M_E -Werte von durchwegs über 15 MN/m² ergeben. Gerechnet wurde mit folgender Formel:

$$M_E = \frac{\Delta\sigma}{S} D,$$

D = Plattendurchmesser (cm),

$\Delta\sigma$ = Belastungsgrenzen (kN/m²),

S = Setzungen (cm).

Auf diese Weise konnte den Winter hindurch gearbeitet und der Damm termingerecht fertiggestellt werden. Die totale Dammhöhe betrug 35 m, der fertig geschüttete Damm 350 000 m³. Während des Sommers konnte das gleiche Material problemlos ohne Kalkzugabe in den Damm eingebaut werden.

4.7.2 VERBESSERUNG DES UNTERGRUNDES

Bei der Stabilisierung des Untergrundes mit Kalk werden grundsätzlich zwei Möglichkeiten unterschieden:

a) Das Untergrundmaterial verfügt über genügende Tragfähigkeit im optimalen Zustand maximal verdichtet. Es muß also nur ein Teil des überschüssigen Wassers

entzogen und anschließend verdichtet werden. Besonders bei nicht bindigen, siltigen Kiesen und Sanden müssen nur kleine Kalkmengen von 0,5 – 1 % beigegeben werden, und die Einmischung des Kalkes wird meistens nur oberflächlich, nicht immer mit einer Bodenfräse ausgeführt. Man muß sich vor Augen halten, daß angesichts der steil verlaufenden Proctor-Kurve solche Materialien den Entzug von nur sehr kleinen Wassermengen verlangen, um bereits eine merkliche Verbesserung des Bodens und eine günstigere Verdichtbarkeit zu erreichen.

b) Besteht das Untergrundmaterial vorwiegend aus feinen Bestandteilen (Ton und Silte) ohne festes Korngerüst, so genügen die Festigkeitseigenschaften auch bei optimalem Zustand nicht. Eine strukturelle Änderung des Bodens, durch Kalk herbeigeführt, ist erwünscht. In diesem Fall müssen höhere Kalkanteile beigegeben werden, und es muß eine sehr gründliche Einmischung des Kalkes in den Boden vorgenommen werden. Je nach Tragfähigkeit und Belastung müssen eventuell mehrere Schichten mit Kalk stabilisiert werden.

Jedenfalls muß zuerst mit einem leichten Gerät, wenn möglich mit einem Raupenfahrzeug, der notwendige Kalk gestreut werden.

Nach Einmischen des Kalkes sollte die Verdichtung ebenfalls mit leichten Walzen vorgenommen werden. Auf nassem und wenig tragfähigem Untergrund sollte nur mit einem leichten Gerät gearbeitet werden, da sonst der Untergrund nachhaltig gestört und dadurch die Tragfähigkeit anstatt erhöht, vermindert würde. Besondere Sorgfalt verlangen strukturempfindliche Böden.

4.7.3 FORST- UND WIRTSCHAFTSWEGE

In Gebieten, die einen plastischen, bindigen Untergrund aufweisen, ist es bisher nicht möglich gewesen, mit verhältnismäßig bescheidenen Mitteln dauerhafte und jederzeit befahrbare Straßen zu bauen. Die meist geringe Schichtstärke aufweisenden Dammkoffer sowie mechanisch stabilisierte Trag- und Verschleißschichten genügten nicht, die Verkehrslast auf ein für den Untergrund tragbares Maß zu verteilen. Im Falle eines nicht ausreichenden Kieskoffers steigt die Frostgefährdung des Untergrundmaterials im Straßenkörper, und es entstehen Frostschäden. Die Unterhaltskosten dieser Straßen sind zu hoch; zusätzlich wird sie im Frühling kaum befahrbar sein. Beim Bau der Straße kann wegen mangelnder Tragfähigkeit des Untergrundes der bescheidene Kieskoffer nicht einwandfrei verdichtet werden; daher mischt sich der Kieskoffer mit dem plastischen, nassen Untergrundmaterial. Die Straße wird früher oder später durch Frost, Wasser und Verkehr völlig zerstört.

Folgendes Vorgehen hat sich nun seit einigen Jahren bewährt:

Es wird ein Straßenkoffer von mindestens 30 cm Tiefe ausgehoben. Der Untergrund wird bis zu einer Dicke von mindestens 20 cm mit Kalk stabilisiert. Der mit Kalk stabilisierte und fest verdichtete Untergrund (nur mit leichten Walzen!) erlaubt die einwandfreie Trennung, d. h. die Versiegelung des frostgefährdeten Untergrundmaterials vom Kieskoffer. Dieser wird in einer Stärke von mindestens 30 cm eingebaut und verdichtet. Im allgemeinen eignen sich aus gebrochenen Komponenten zusammengesetzte mechanisch stabilisierte Koffer besser als Rundkies. Wenn die Bedeutung der Straße (z. B. Verbindungsstraße) es verlangt oder die finanziellen Mittel es

erlauben, kann eine bituminös gebundene Trag- oder Verschleißschicht erstellt werden. Gute Erfahrungen wurden auch damit gemacht, mit einem (noch nicht frostgefährdeten) Brechsand die Oberfläche einzuschlämmen, fest zu verdichten und anschließend durch eine zweimalige Oberflächenbehandlung mit Bitumen die Fahrbahn zu erstellen.

Auf diese Weise können mit verhältnismäßig bescheidenen finanziellen Mitteln bei schwierigen Untergrundverhältnissen jederzeit befahrbare, dauerhafte Straßen für die Land- und Forstwirtschaft gebaut werden. Die Unterhaltskosten dieser Straßen sind unvergleichlich geringer und ihre Lebensdauer entscheidend höher als die nur mechanisch stabilisierten Straßen.

4.8 AUSFÜHRUNGSPHASEN – MASCHINEN DER BODENSTABILISIERUNG MIT KALK

4.8.1 ANTRANSPORT UND LAGERUNG DES KALKES AUF DER BAUSTELLE

Der Transport des Kalkes läßt sich am vorteilhaftesten in Silowagen durchführen. Ab Kalkfabrik bis zur Zielbahnstation wird der Kalk in Eisenbahnsilowagen transportiert, von der Bahnstation zur Baustelle mit einem Lastwagensilofahrzeug (Bild 4.16). Der Umschlag von Silo zu Silo erfolgt über einen Verbindungsschlauch mit Druckluft leicht, rationell und besonders bei dem stark ätzenden CaO ungefährlich. Dieses Vorgehen hat sich z. B. auch bei Zement sehr gut bewährt.

Auf den Baustellen wird der Kalk in großen stationären Silos gelagert (Bild 4.17). Es hat sich als allgemein gültige Überschlagsrechnung erwiesen, daß der Kalkbedarf für etwa 3 Tage auf der Baustelle gelagert werden sollte. Der Kalk kann im Silo während dieses Zeitraumes ohne Schaden lagern.

Der Transport und die Lagerung in Papiersäcken oder Blechfässern hat sich als unzumutbar erwiesen; es ist nicht zu vermeiden, daß die damit beschäftigten Arbeiter ab und zu mit dem stark ätzenden Branntkalk in Berührung kommen.

Bereits Kalkmengen von wenigen Tonnen sollten in Silowagen transportiert werden, und nur der Bedarf von wenigen hundert Kilo für Nebenarbeiten dürfte in Säcken auf die Baustelle gebracht werden.

4.8.2 BERECHNUNG DER NOTWENDIGEN KALKMENGEN

Die vom Erdbaulabor ermittelten Kalkmengen werden in Masseprozent angegeben, wobei die Trockenrohdichte des Bodens als 100 % angenommen wird. Mit Hilfe der Feuchtrohdichte des Bodens, der Mischtiefe der Bodenfräse und dem Wassergehalt des Bodens können die pro Flächeneinheit notwendigen Kalkmengen in Kilogramm berechnet werden.

Beispiel:

Auf einer Baustelle müssen zwei Masseprozent Branntkalk (CaO) bei einer Mischtiefe der Bodenfräse von 30 cm, einer Feuchtrohdichte des Bodens (lose) von $1,55 \text{ t/m}^3$



Bild 4.16 Vom stationären Silo aus wird der lose Kalk schnell (rationell) und gefahrlos mit der Förderschnecke in das Aufsatzsilo befördert. Der Lastwagen mit dem Aufsatzsilo pendelt zwischen dem stationären und dem Verteilerfahrzeug. Auf diese Weise kann eine ununterbrochene Kalkverteilung auf der Baustelle gewährleistet werden

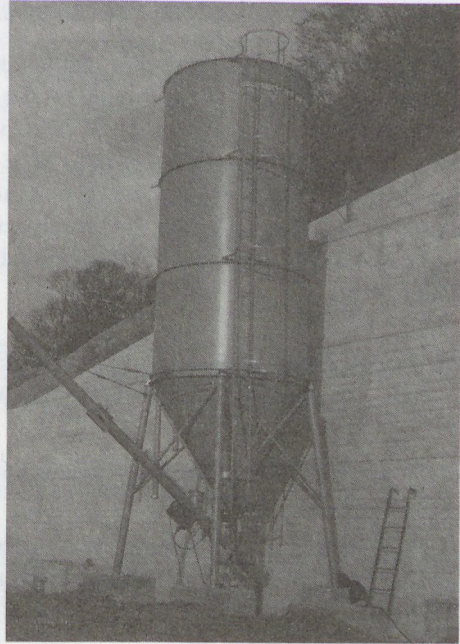


Bild 4.17 In einem stationären Silo kann der Kalk längere Zeit auf der Baustelle ohne Schaden gelagert werden

und einem Wassergehalt von 18 % verwendet werden. Frage: wieviel Kilogramm Kalk pro m^2 müssen gestreut werden?

Mit Hilfe der bekannten Größen – Feuchtrohdichte, Wassergehalt und Mischtiefe – wird die Boden-Trockenrohdichte berechnet, auf die sich die angegebenen Kalkprozentage beziehen.

Trockenrohdichte:

$$\frac{1,55}{1,18} = 1,31 \text{ t/m}^3,$$

für 30 cm Stärke und pro m^2

$$\begin{aligned} 1,31 \cdot 0,30 &= 392 \text{ kg Bodenmasse} = 100 \% \\ 2 \% &= 3,92 \cdot 2 = 7,85 \text{ kg Kalk/m}^2 \end{aligned}$$

Eine genaue und sorgfältige Dosierung des Kalkes ist eine der wichtigsten Voraussetzungen für eine erfolgversprechende Bodenverfestigung. Zuviel Kalk ist finanziell untragbar, zuwenig Kalk technisch unzulänglich.

4.8.3 DIE VERTEILUNG DES KALKES VON HAND

Diese Methode hat eine eher historische Bedeutung und wird nur der Vollständigkeit wegen erwähnt. Die Genauigkeit der Verteilung, d. h. die Gleichmäßigkeit der an der Oberfläche aufgetragenen Kalkschicht, ist abhängig von der Unebenheit der Oberfläche und dem Kalkabstrich. Eine völlig glatte, einwandfreie Erdplanie gibt es bei schlecht tragfähigem Untergrund nicht. Sobald Vertiefungen vorhanden sind, sammelt sich der Kalk hier ein; somit zeichnet sich diese Stelle durch eine besonders hohe Kalkdosierung aus; bei Bodenerhebungen wird sich genau das Gegenteil zeigen (Bild 4.18).

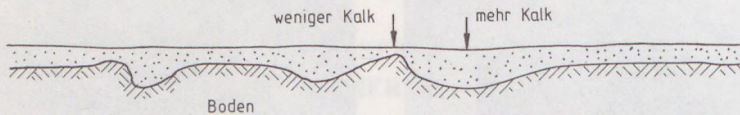


Bild 4.18 Schematische Darstellung der Kalkverteilung mit der Hand bei unebenem Boden

Nach den Untersuchungen von Aichorn (1960, 1964) können die auftretenden Differenzen bei einer Verteilung von Hand bis $\pm 80\%$ betragen. Wenn man z. B. 10 kg Kalk pro m^2 dosiert hat, können effektiv Kalkmengen von 2 kg bis 18 kg/m^2 festgestellt werden.

Ein weiterer Nachteil der Handverteilung ist die hohe Unfallgefahr bei der Verteilung von Branntkalk (CaO). Schon ganz geringe in der Luft schwebende Partikel verursachen eine Bindehautentzündung; Kalkmengen, die direkt in das Auge gelangen, können zum Verlust des Augenlichtes führen. Schutzbrillen und Atemschutz werden von den Arbeitern meist nach kurzer Zeit wieder abgelegt, da sich an Brillen- und Mundschutzrändern oft etwas Schweißflüssigkeit ansammelt, die dann mit den in der Luft schwebenden Kalkpartikeln reagiert und starken Juckreiz hervorruft.

Ausführung: Die pro Flächeneinheit notwendigen Kalkmengen werden berechnet und in entsprechenden Abständen die 50-kg-Säcke schachbrettförmig verteilt. Die Säcke werden aufgeschlitzt und der Kalk mit Schaufeln und Rechen an der Oberfläche verteilt.

Weitere Nachteile dieser Verteilungsmethode sind:

- Unrationelle Arbeitsweise, d. h. eine geringe Flächenleistung bei großem personellem Aufwand.
- Finanziell uninteressant. Die Kosten der Handverteilung übersteigen die der maschinellen Verteilung um ein vielfaches.

Vorteile hat diese Methode eigentlich keine. Einzelne Ausführungen dieser Art macht man nur noch notgedrungen, wenn das Unternehmen über keine Verteilergeräte verfügt.

4.8.4 MASCHINELLE VERTEILUNG DES KALKES

Die ersten Kalkverteiler auf dem Maschinenmarkt wurden ähnlich wie die landwirtschaftlichen Düngemittelverteiler konstruiert. Erst die Erfahrungen der Praxis haben zu einer Weiterentwicklung und Spezialisierung geführt. Während einer ver-

hältnismäßig kurzen Zeitspanne von 10 Jahren wurde von der Industrie eine ganze Reihe von Maschinen für die exakte Verteilung von Kalk entwickelt.

Nach der Fahrweise unterscheidet man eigenangetriebene oder Anhängergeräte.

Nach ihren Fahrgestellen unterteilt man sie in auf gummibereiften und auf Raupenfahrwerken laufende Geräte.

Nach ihrer Dosierungsart unterscheidet man Verteilergeräte mit

- einfacher Klappe,
- Dosierförderband,
- Füllradschaufel,
- Förderschnecke.

In der Praxis haben sich drei Verteilungsarten mehr oder weniger durchgesetzt; die Behandlung der übrigen Systeme hat nur rein theoretische Bedeutung.

4.8.4.1 EINFACHER TRICHTER MIT KLAPPE

Eine Öffnung an der Unterseite des meist auf Gummirädern laufenden und von einer Zugmaschine gezogenen Verteilergerätes hat sich als ungenau in der Dosierung gezeigt. Die effektiv verteilten Kalkmengen sind direkt von der Fahrgeschwindigkeit des Fahrzeuges abhängig, die nicht genau reguliert werden kann. Führt das Zuggerät zu schnell, wird zu wenig, fährt es zu langsam, wird zu viel Kalk dosiert. Die Ungenauigkeiten sind fast so hoch wie bei der Handverteilung (Bild 4.19a).

4.8.4.2 DOSIERFÖRDERBAND

Unter der Öffnung des Verteilergerätes befindet sich ein durchgehendes Transportband (Bild 4.19b), das vom Fahrwerk angetrieben wird; somit hat man eine von der Fahrtgeschwindigkeit abhängige Dosierung. Dieses System war schon ein beachtlicher Fortschritt. Mit auswechselbaren Übersetzungen ist es möglich, verschiedene Dosierungen einzustellen.

Der Nachteil dieses Systems ist, daß die Austrittsmenge am Trichter wegen der Schichthöhe auf dem Band nicht zu hoch sein darf, da es zu einer Gewölbebildung des

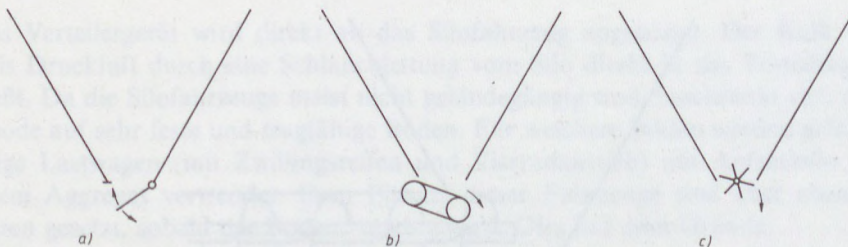


Bild 4.19 Dosierungssysteme

a) einfache Klappe, b) Banddosierung, c) Füllradschaufeldosierung

Kalkes im Silo kommen kann, wobei die Dosierung ausfällt. Der Fehler kann mit einer zweiten, vorgeschalteten Antriebsachse über dem Band mit einigen Triebarmen verhindert werden.

4.8.4.3 ZELLENRADSCHLEUSEN-DOSIERUNG

An der Öffnung befindet sich ein Zellenrad; seine Drehgeschwindigkeit ist mit dem Fahrwerk des Verteilergerätes gekoppelt (Bild 4.19c). Mit auswechselbaren Übersetzungen ist es auch hier möglich, verschiedene Dosierungen einzustellen. Dieses System hat sich in der Praxis allgemein verbreitet. Eine Schwierigkeit besteht bei der Verteilung von Stabilitkalk (CaO), da diese stark hygroskopische Kalkart Wasser aus der Luftfeuchtigkeit bindet. Die geringen Mengen des dadurch gebildeten Ca(OH)_2 bleiben an der Schaufelwand so lange haften, bis sie eine gewisse Dicke erreicht haben und herunterfallen. Damit wird aber allmählich das Füllradvolumen kleiner und wesentlich weniger Kalk dosiert als vorgesehen.

4.8.4.4 DOSIERUNG MIT FÖRDERSCNECKEN

Dieses Dosierungssystem hat sich am besten bewährt. Die Dosierungsgenauigkeit ist mit der Drehgeschwindigkeit der Schnecken eindeutig definiert, die direkt proportional zur Fahrgeschwindigkeit ist, da die Schnecken vom Fahrwerk angetrieben werden. Die Dosierung pro m^2 bleibt konstant. Mit dem Austausch von Übersetzungen ist es möglich, verschiedene Dosierungen einzustellen (Bild 4.20). Die Nachteile der Förderschneckendosierung sind, daß bei nachlässigem Entleeren der Schnecken nach Arbeitsschluß der Kalk in den Schnecken abbinden kann; daher müssen die Schnecken nach Arbeitsschluß herausgenommen und gereinigt werden. Die Förderschnecken sollten bei Beendigung der Arbeit leergefahren sein.

4.8.4.5 EINSTELLUNG DER DOSIERUNG

Alle erwähnten Systeme (ohne Anspruch auf Vollständigkeit) verfügen über eine Volumendosierung. Die den Geräten beigelegten Dosierungstabellen der unterschiedlichen Übersetzungen beziehen sich auf dosierte Liter/ m^2 . Bevor also die erforderliche

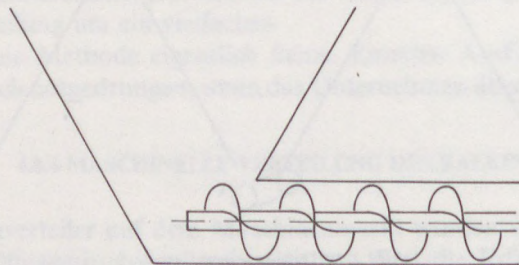


Bild 4.20 Förderschneckendosierung

Dosierung pro m^2 eingestellt werden kann, muß die Schüttmasse des zu streuenden Materials bestimmt werden. Diese Schüttmassebestimmung sollte vor jeder Stabilisierung gemacht werden, da die Rohdichte stark hygroskopischer Materialien, zu welchen die Kalkarten zählen, stark von der Luftfeuchtigkeit und Temperatur beeinflusst wird.

Beispiel: Auf einer Baustelle müssen $7,5 \text{ kg/m}^2$ Stabilitkalk dosiert werden. Die ermittelte Schüttmasse des Kalkes ist $0,95 \text{ kg/l}$. Die Frage ist, welche Literangabe auf der Dosierungstabelle gewählt werden muß:

$$\begin{aligned} 1 \text{ l} &= 0,95 \text{ kg} \\ 1 \text{ kg} &= \frac{1,00}{0,95} = 1,05 \text{ l}, \\ 7,5 \cdot 1,05 &= 7,9 \text{ l}. \end{aligned}$$

Auf der Dosierungstabelle ist also die Übersetzung zu wählen, die ein Volumen von $7,9 \text{ l/m}^2$ garantiert.

Die eingestellte Dosierung muß vor der Verteilung des Kalkes kontrolliert werden. Diese Kontrolle geschieht am einfachsten mit einem scharfkantigen Blechbehälter mit einer Höhe von ca. 10 cm und einer Fläche von genau einem m^2 . Man legt diese Kontrollform auf den Boden und läßt die streuende Maschine darüberfahren. Die auf der Blechform vorhandene Kalkmenge wird gewogen und muß der Dosierung entsprechen; andernfalls müssen Korrekturen der Dosierung vorgenommen werden.

4.8.5 ANHÄNGER-VERTEILERGERÄTE

4.8.5.1 HALBMASCHINELLES SYSTEM FÜR SACKKALK

Das Verteilergerät wird an einen Lastwagen angehängt, der mit Säcken beladen ist. Zwei oder drei Arbeiter leeren die Säcke vom Lastwagen aus in die Trichter des Verteilergerätes. Besonders bei der Verteilung von Stabilitkalk ist dies nicht nur eine sehr unangenehme, sondern auch eine gefährliche Arbeit. Die Verteilleistungen sind von der Schnelligkeit der Arbeiter abhängig. Diese Methode hat nur noch eine entwicklungsgeschichtliche Bedeutung.

4.8.5.2 LASTWAGENVERTEILER

Das Verteilergerät wird direkt an das Silofahrzeug angehängt. Der Kalk wird mittels Druckluft durch eine Schlauchleitung vom Silo direkt in das Verteilergerät gepreßt. Da die Silofahrzeuge meist nicht geländegängig sind, beschränkt sich diese Methode auf sehr feste und tragfähige Böden. Für weichere Böden werden geländegängige Lastwagen (mit Zwillingsreifen und Vierradantrieb) mit Aufsatzsilo und eigenem Aggregat verwendet. Dem Einsatz dieser Fahrzeuge sind aber ebenfalls Grenzen gesetzt, sobald der Boden rutschig wird. Dies hat zwei Gründe:

a) Der Lastwagen wird nicht mehr in der Lage sein, wegen der verhältnismäßig hohen spezifischen Belastung seiner Räder, die Baustelle zu befahren.

b) Die Dosierung ist von der Fahrgeschwindigkeit abhängig, da der Antrieb des Verteilergerätes mit dem Fahrwerk des Lastwagens gekoppelt ist. Beginnen die Räder auf dem nassen Material durchzudrehen, erhöht sich zwar die Drehzahl, aber durch die langsamere Vorwärtsbewegung des Verteilergerätes wird nun zu wenig oder überhaupt kein Kalk mehr gestreut.

4.8.5.3 VERTEILERGERÄT AUF RAUPEN

Für weiche, mit anderen Fahrzeugen kaum befahrbare Böden wurde eine eigenangetriebene Verteilermaschine auf Raupen mit Aufsatzsilo entwickelt. Die Leistung ist sehr groß: Es werden durchschnittlich eine Tonne pro Minute gestreut. Um die spezifische Belastung der Raupen möglichst klein zu halten, wurde ein Aufsatzsilo von nur 5 m³ Inhalt gewählt. Das Dosierungssystem dieses Verteilergerätes sind Förderschnecken, deren Antrieb vom Fahrwerk abgenommen wird. Wichtig bei der Baustellenorganisation ist, daß das Aufsatzsilo dieser Raupenfahrzeuge in unmittelbarer Nähe der zu stabilisierenden Fläche wieder aufgefüllt werden kann, damit das Fahrzeug keine weiten Strecken zurücklegen muß.

Am besten hat sich bewährt, wenn ein oder zwei Silofahrzeuge zwischen den stationären Silos und dem Raupenfahrzeug pendeln und das Aufsatzsilo am Rande der Baustelle auffüllen. Der Umschlag des Kalkes von Silo zu Silo erfolgt rationell mittels Schlauchverbindung und Druckluft.

Selbst unter extrem schwierigen Verhältnissen hat sich diese Maschine hervorragend bewährt.

4.8.6 EINMISCHEN DES KALKES

Die Durchmischung des Boden-Kalk-Gemisches kann auf zwei Arten erfolgen. Für nicht bindige Böden, die im großen und ganzen hervorragende Eigenschaften aufweisen und denen nur geringe Wasseranteile entzogen werden müssen, können starre Mischsysteme verwendet werden.

Für bindige Böden sollten nur bewegliche Mischsysteme (Bodenfräsen) verwendet werden, unabhängig davon, ob nur eine Verminderung des Wassergehaltes erforderlich oder auch eine Strukturänderung erwünscht ist.

4.8.6.1 STARRE MISCHSYSTEME

Motorgrader

Dieses Gerät wird mit Erfolg auch bei der mechanischen Stabilisierung eingesetzt, und zwar dort, wo nicht bindige, rollige Materialien oberflächlich miteinander gemischt werden müssen. Ähnlich kann das Gerät zur Kalkzugabe bei den Bodengruppen GW, GP, eventuell GM sowie auch bei Sanden eingesetzt werden, um die sehr geringen Kalkmengen (0,5 %) oberflächlich mit dem Material zu mischen und damit

eine geringe Verminderung des Wassergehaltes zu erreichen. Das Verfahren kann kaum Stabilisierung mit Kalk genannt werden; es ist eher eine Belüftung des Bodens.

Zu dieser Gerätegruppe gehören auch die Bulldozerarten mit Planierschild, Aufreißer oder Fleco-Rechen.

Scheibenegge

Der Mischeffekt dieses Gerätes ist etwas besser als der des Planierschildes und Fleco-Rechens. Die Scheibenegge kann mit Erfolg auch bei siltigen Kiesen und Sanden zur Einmischung des Kalkes eingesetzt werden. Der Einsatz beschränkt sich jedoch auf die oft sehr hohe Steinanteile enthaltenden siltigen Kiese („magere Moräne“). Je mehr Feinanteile der Boden aufweist, um so mehr Durchgänge müssen mit der Scheibenegge gemacht werden.

Bei kiesig-steinigen Böden ist die Scheibenegge sowohl technisch wie auch wirtschaftlich gesehen das richtige Mischgerät. Der Einmischungsgrad der meist geringen Kalkmengen ist bei diesen Bodenarten nicht so entscheidend, da aufgrund der großen Durchlässigkeit des Materials auch mangelhaft eingemischter Kalk seine volle Wirkung entfalten kann, d. h. auch über größere Distanzen das Wasser bindet. Für die Einmischung des Kalkes in schweren bindigen Böden ist dieses robuste und einfache Gerät weniger geeignet.

Die Vorteile der Scheibeneggen:

- Die Anschaffungskosten sind gering.
- Im Betrieb sind sie robust, d. h. unempfindlich gegen Steine.
- Die Unterhaltskosten sind sehr niedrig.
- Sie können praktisch unbegrenzte Zeit im Einsatz bleiben; Ausfälle sind selten.

Diese Eigenschaften des Gerätes sind vor allem für die wirtschaftlichen Erwägungen des Bauunternehmers sehr interessant.

Die Nachteile der Scheibeneggen:

- Die Mischintensität ist bereits bei leicht bindigen Böden ungenügend. Der Einsatz kann bis zu einer Plastizitätszahl von 4–6 % verantwortet werden. Bei schweren bindigen Böden kann das Gerät zur Vormischung eingesetzt werden.
- Die Mischtiefe ist wegen des verhältnismäßig geringen Gewichtes meist ungenügend. Die maximale Mischtiefe bei einem GM-Material (Maximalkorn 150 mm) betrug nur 15 cm.
- Über größere Steine springt die Scheibenegge hinweg und läßt diese Stellen ungemischt.
- Die Scheibenegge muß von einer schweren, im Betrieb teuren Zugmaschine gezogen werden; das Umsetzen ist zeitaufwendig.

Nach der Fahrweise unterscheidet man zwischen eigenangetriebenen sowie Anhängergeräten, nach dem Fahrgestell getrennt zwischen gummibereiften oder Raupengeräten. Aufgrund der Zahl der Mischwellen wird zwischen Eingangsfräsen (mehrere Mischwellen) und Mehrgangsfräsen (eine Mischwelle) unterschieden.

Die früher für die Einnischung des Kalkes oder Zementes verwendeten Bodenfräsen waren Ackerfräsen leichter Bauart mit einer Mischwelle, die sehr störanfällig war. Diese leichte Bauart wird heute noch auf kleineren Baustellen mit Sandböden verwendet. Für Großbaustellen haben sich diese kleinen Geräte aus folgenden Gründen nicht bewährt:

- geringe Mischtiefe,
- geringe Leistung,
- geringe Mischintensität,
- große Reparaturanfälligkeit.

Die Wahl der Maschinengröße hängt in erster Linie von der Bodenart ab, nicht von der Größe der Baustelle.

Als zweiter Punkt ist Mischtiefe und Flächenleistung der Maschine zu berücksichtigen.

Eigenangetriebene Maschinen arbeiten rationeller. Auf sehr weichen Böden sind Raupenfahrwerke vorzuziehen, andererseits sind gummibereifte Geräte viel wendiger;

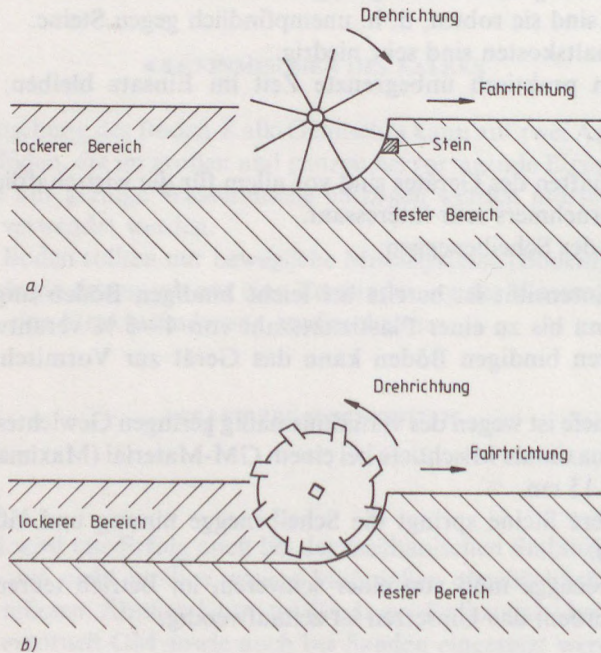


Bild 4.21 a) altes, b) neues Wellensystem

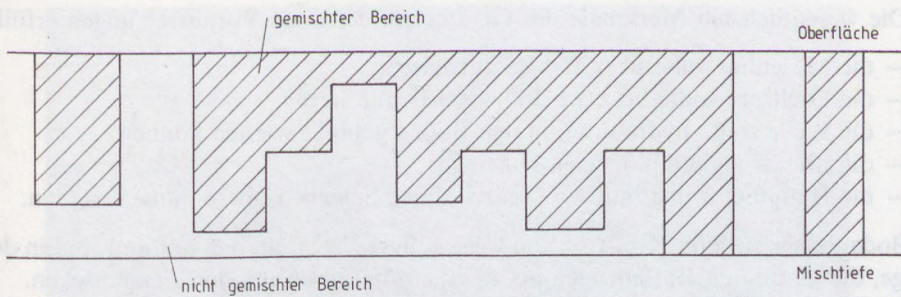


Bild 4.22 Querschnitt eines mit der Bodenfräse gemischten Bereiches, wenn die Messer an der Welle Sicherheitskupplungen aufweisen

sie können auch wesentlich einfacher auf einer anderen Baustelle eingesetzt werden.

Die Wahl des Eingangs- oder Mehrgangsmischers wird ebenfalls durch die Bodenart entschieden. Steinige Böden können erfolgreicher mit Einwellengeräten gemischt werden.

Die Bodenfräsen sind ausgesprochen verschleißintensive Geräte. Vor allem die messerbestückte Welle hat eine besondere Bedeutung. Darum sollen hier einige der wesentlichsten Konstruktionsmerkmale dieses wichtigen Teiles erläutert werden (Bild 4.21).

Bei den ersten Konstruktionen drehten sich die den Mischtiefen entsprechenden langen Messer mit der Fahrtrichtung. Der Verschleiß an Messern in steinigen Böden war enorm, die Mischintensität sowie Mischtiefe waren gering. Die mit der Fahrtrichtung laufenden Messer schlugen die Steine in den Boden hinein, und zwar in den noch nicht aufgelockerten, vor der Fräse liegenden Bereich. Die Messer mußten zwangsläufig brechen. Man versuchte mit dem Einbau von Sicherheitskupplungen, den Verschleiß zu mindern. Deren genaue Einstellung hat sich als problematisch erwiesen, da die Beschaffenheit des Bodens stark wechselt; d. h. die Kupplung war entweder zu fest oder zu locker eingestellt. Im ersten Fall sind die Messer gebrochen, während im zweiten Fall der Boden nicht gemischt wurde (Bild 4.22). Wieder andere Konstrukteure gaben den einzelnen Messern eine Auskupplungsmöglichkeit. Damit wird aber der Boden sehr unhomogen, weil die Messer bei größeren Steinen diese Stellen ungemischt lassen. Beide Konstruktionsmerkmale existieren noch an vorhandenen Maschinen, gelten jedoch als veraltet. Bei den neueren Konstruktionen wird die Welle mit einem Scherstift gegen Überbeanspruchung gesichert.

Erfahrungen in der Praxis und Theorie führten endlich dazu, daß eine Bodenfräse entwickelt werden konnte, die die gestellten Anforderungen annähernd erfüllt.

Diese Anforderungen sind:

- 30 cm Mischtiefe,
- 10 000 m² Tagesleistung,
- geringe Empfindlichkeit gegen Steine bis 100 mm,
- ein Verschleiß, der in annehmbaren Rahmen bleibt.

Die wesentlichsten Merkmale des Gerätetyps, der diese Voraussetzungen erfüllt:

- die Maschine sollte über 150 PS aufweisen,
- die Drehzahl sollte bei etwa 300–500 U/min liegen,
- die Welle sollte hydraulisch in den Boden gepreßt werden können,
- die Messer sollten möglichst kurz sein,
- die Hauptbelastung muß von sehr stabilen Scheiben übernommen werden.

Bodenfräsen neuerer Konstruktion weisen diese Eigenschaften auf und sind in der Lage, die gestreuten Kalkmengen bis zu 30 cm tief in den Boden einzumischen.

Bei bindigen Böden ist eine sehr gründliche Durchmischung des Bodens mit dem Kalk besonders wichtig. Die Tonklumpen müssen zerschnitten und mit dem Kalk homogenisiert werden, da sonst der Boden nicht genügend verdichtet werden kann.

Steine, die ein Drittel der Schüttstärke übersteigen, sollten aussortiert werden. Große Steine

- verhindern eine gleichmäßige Verteilung des Kalkes,
- verhindern die Entstehung einer homogenen Bodenstruktur,
- verhindern eine einwandfreie Verdichtung,
- verhindern einen Temperatenausgleich, einen Ionen- und Wasseraustausch des Bodens,
- erhöhen den Verschleiß der Geräte und damit die Kosten (ein einziger großer Stein verursacht mehr Kosten als die Einmischung von 10 000 m² Feinmaterial).

4.8.7 VERDICHTUNG

Nach dem Abklingen der chemischen Reaktion des Kalkes muß der Boden verdichtet werden. Die Geräte können dem Schüttmaterial entsprechend gewählt werden. Für leichte bis mittelplastische Böden seien folgende bewährte Arbeitsabläufe genannt:

Walze	Durchgänge
Schafffußwalze	3
Gummiradwalze min 20 t für die Schüttung	3
Glattwalze	2

Die Anzahl der Durchgänge richtet sich nach dem Material. Für einen schlecht tragfähigen Untergrund müssen leichtere Walzen genommen und mehr Durchgänge ausgeführt werden.

Baustellenorganisation

Die einzelnen Arbeitsphasen müssen wie Räder eines Uhrwerkes ineinandergreifen. Die Anzahl und Größe der eingesetzten Geräte muß dem Boden sowie der Leistung angepaßt werden.



Bild 4.23 Eine Baustelle nach einer längeren Regenperiode. Dieser Boden, der nur mit einer 1 m starken Kiesschüttung saniert werden konnte, wird mittels Bodenstabilisierung mit Kalk (CaO) sofort befahrbar und tragfähig (Aufnahme: Dr. Speck)



Bild 4.24 Die Großbaustelle eines Autobahndreieckes in Deutschland. Nasser, breiiger Lößlehm, dessen Verwendung ohne Stabilisierung mit Kalk undenkbar wäre. Hier sind 7 Stabilisierungszüge bei der Arbeit (Aufnahme: Dr. Speck)

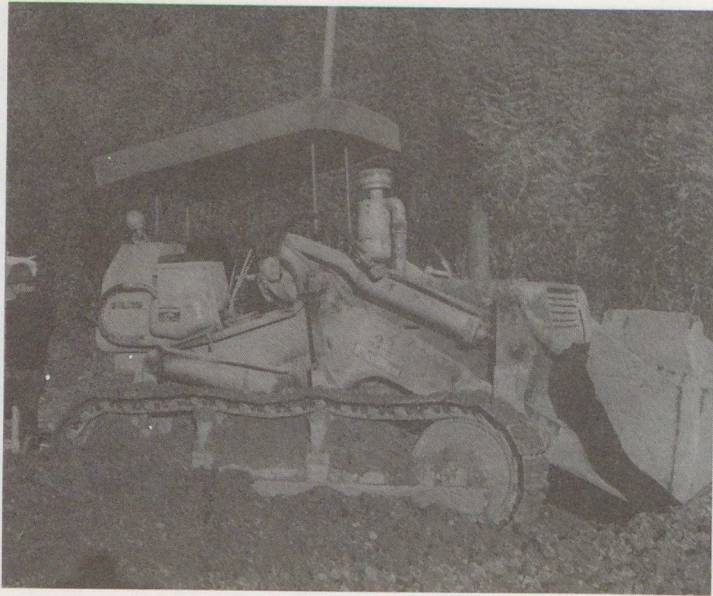


Bild 4.25 Bei einer Dammschüttung mußte das Raupenverteilergerät herausgezogen werden, da es in den nassen weichen Boden eingesunken war ($I_p = 12 \%$, $w = 21 \%$, $w_{opt} = 10 \%$)

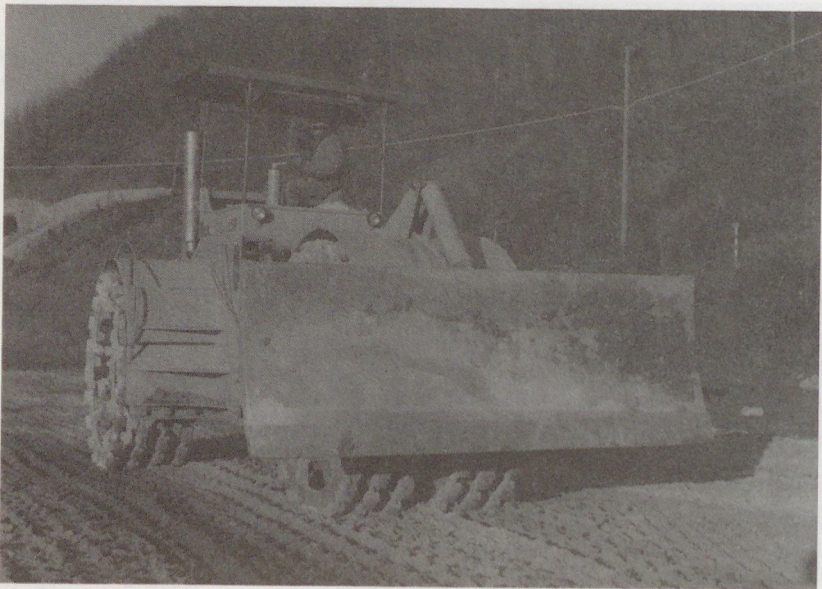


Bild 4.26 Das gleiche Material, an der gleichen Stelle, nach erfolgter Bodenstabilisierung mit Branntkalk (CaO) bei der Verdichtung. Das 20 t schwere Verdichtungsgerät sinkt kaum ein. Der Boden ist fest und tragfähig geworden, Kalkzugabe 2 % (Nationalstraße 2, Chiasso – Lamone)



Bild 4.27 Die Verteilung des Kalkes von Hand ist unrationell, und es besteht eine hohe Unfallgefahr. Der Arbeiter links vorne im Bild hat trotz Ermahnungen Mundschutz und Brille abgelegt



Bild 4.28 Dieses Kalkverteilungsprinzip hat sich beim Bau gut bewährt. Das Verteilergerät wird dem Silofahrzeug direkt angehängt, wobei der Kalk kontinuierlich vom Silo in das Verteilergerät gepumpt wird

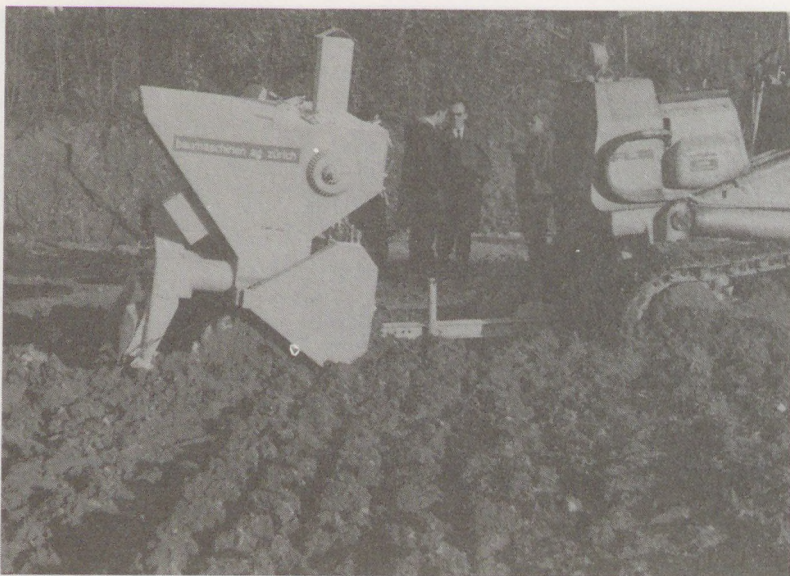


Bild 4.29 Sobald der Boden weich, naß und breiig wird, nutzt das Anhängen des gummibereiteten Verteilergerätes an ein Raupenfahrzeug — statt eines Lastwagens — nicht viel. Die Räder des Verteilergerätes beginnen zu schleifen, und die Kalkdosierung wird ungenau



Bild 4.30 Das erste von der Baumaschinenindustrie hergestellte Verteilergerät auf Raupen, welches serienmäßig gefertigt wurde. Aufsatzsilo und Ladekasten weisen $6,5 \text{ m}^3$ Inhalt auf. Die Streuleistung beträgt 1 t/min

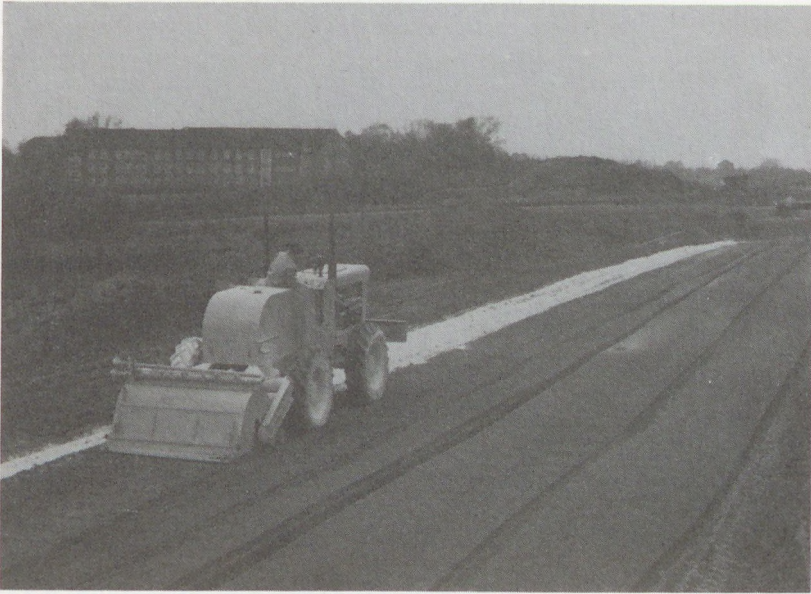


Bild 4.31 Ein Mischgerät vermischt den Kalk mit dem Leimboden. Danach wird gründlich verdichtet. So erhält die Straßendecke einen gleichbleibend tragfähigen Unterbau, auf dem die großen Baumaschinen und Schwertransporter sicheren Halt finden (Aufnahme: Dr. Speck)

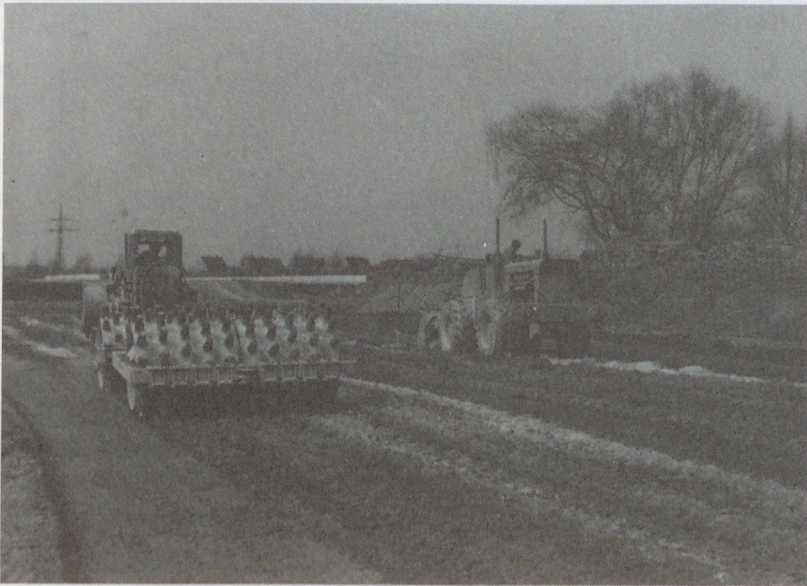


Bild 4.32 Die Verdichtung des Boden-Kalk-Gemisches mit der Igelwalze (Aufnahme: Dr. Speck)



Bild 4.33–4.34 Der Rotor einer Hochleistungsbodenfräse neuzeitlicher Konstruktion. Die wesentlichsten Konstruktionsmerkmale des Rotors: auf kräftige, robuste Scheiben montierte, ganz kurze Messer. Die Scheiben sind auf der Welle versetzbar. Der Rotor dreht sich entgegengesetzt zur Fahrtrichtung (Respecta)



*Bild 4.35 Die Einmischung des Kalkes in den Boden mit einer Bodenfräse
(Aufnahme: Dr. Speck)*

Ein negatives Beispiel sei hier erwähnt:

Auf einer Großbaustelle wurde der neueste und modernste Stabilisierungszug eingesetzt, mit einer Tagesleistung von 3000 m³ Schüttmaterial.

1. Eingebaut wurden täglich nur 800 m³ Schüttmaterial.
2. Am ersten Tag war kein Kalk auf der Baustelle, alle Maschinen standen still.
3. Die Verdichtungsarbeit wollte man allein mit einer 3,5-t-Vibro-Walze ausführen.

Besonders an Großbaustellen hat sich als vorteilhaft erwiesen, einzelne Phasen der Bodenverfestigung mit Kalk gleichzeitig an getrennten Feldern auszuführen; d. h. auf einem Feld wird der Kalk verteilt, daneben eingemischt, auf einem anderen Feld bereits verdichtet. Auf diese Weise können große Schüttleistungen erzielt und die eingesetzten Geräte besser ausgenutzt werden (Bild 4.23 bis Bild 4.35).

5 BODENSTABILISIERUNG MIT ZEMENT

5.1 EINLEITUNG

Seit etwa 1920 wird das Verfahren der Bodenstabilisierung mit Zement angewandt, und zwar in den USA, wo um diese Zeit die ersten Versuche durchgeführt wurden. 1935 wurde erstmals eine größere Versuchsstrecke von 2,5 km Länge (Staatsstraße 41 bei Johnsonville in South-Carolina) unter wissenschaftlicher Kontrolle gebaut. Anstelle der für die normale Bauweise vorgesehenen Kiessand-Tragschicht von etwa 15 cm Stärke wurde der an der Baustelle vorhandene Boden verwendet und mit Zement vermischt. Bis heute hat sich an dieser Grundidee nicht viel geändert; inzwischen sind etwa 135 000 Straßenkilometer in einer Breite von 7,3 m mit dem Ortsmischverfahren der Zementstabilisierung in den USA gebaut worden.

Das Hauptanwendungsgebiet der Bodenstabilisierung mit Zement beschränkt sich weltweit auf die Erstellung der Tragschichten für Straßen, Autobahnen, Flugplätze, Industrieanlagen usw. Während noch heute in den USA Straßen zweiter und dritter Ordnung so gebaut werden, wird dieses Verfahren, vor allem das Zentralmischverfahren, in den Alpenländern Europas auch für Autobahnen mit sehr starkem Verkehr angewandt.

Die Gründe der Durchführung einer Zementstabilisierung:

1. Verwendung des in der Umgebung der Baustelle vorhandenen Materials.
2. Erhöhung der Tragfähigkeit bei gleichzeitiger Reduktion der Schichtstärke.
3. Mangel an normgerechtem Kiessand für den Unterbau.
4. Verringerung des Bitumenbelages und dadurch Vermeidung von Spurrinnen.
5. Belastungsverteilung auf den Untergrund.

Unter Bodenstabilisierung mit Zement versteht man die Verbesserung des Bodens durch die Verklebung seiner Kornkomponenten mit einem Zementleim. Damit können wesentlich höhere Anforderungen hinsichtlich Festigkeit, Volumenbeständigkeit, Belastbarkeit sowie hydrologischer und klimatischer Beanspruchungen des Bodens erfüllt werden.

Dem Boden wird Zement, falls notwendig Wasser beigemischt, dann eine möglichst homogene Mischung hergestellt und anschließend verdichtet.

Der mit Zement stabilisierte Boden ist keineswegs als ein „schlechter Beton“, d. h. als ein minderwertiges Produkt zu betrachten. Es muß nämlich festgestellt werden, daß die Regeln der Betontechnologie für das Zement-Boden-Gemisch keinesfalls vorbehaltlos angewendet werden können. Im Gegenteil: Ein Betontechnologe, der mit Druckfestigkeit, Wasser-Zement-Faktor und Biegezugfestigkeit umzugehen gewöhnt ist, muß für die Ausführung einer Bodenstabilisierung mit Zement wesentlich umdenken. Die Regeln der Betontechnologie behalten ihre Gültigkeit teilweise dort, wo zur

Betonherstellung ähnliche Kornzusammensetzungen wie bei der Bodenstabilisierung mit Zement verwendet werden. Diese Materialgruppen sind die nicht bindigen Kiese und Sande.

Einige Beispiele der Unterschiedlichkeiten: der Wasser-Zement-Faktor ist für die Festigkeit des Boden-Zement-Gemisches oft nicht in erster Linie entscheidend. Die Druckfestigkeit kann eine sekundäre Bedeutung haben, z. B. wenn die Witterungsbeständigkeit den Vorrang hat.

Nach neueren Untersuchungen sind die zeitlichen Unterschiede der Druckfestigkeitsentwicklung zwischen Beton PC 300 und einem mit Zement stabilisierten Lockergestein (GM, GM – ML nach USCS im konkreten Fall) beträchtlich.

Während die Betonproben PC 300 im allgemeinen zwischen 7 und 90 Tagen eine Druckfestigkeitszunahme von etwa 50 % aufweisen, erhöht sich die Druckfestigkeit einer mit 110 kg/m^3 Zement stabilisierten Probe in der gleiche Zeitspanne auf das Doppelte.

Nach 4 bis 5 Jahren waren die Druckfestigkeitswerte der mit Zement stabilisierten Proben auf das Dreifache gestiegen (Fetz 1988).

Die Bodenstabilisierung mit Zement hat ihre eigene Technologie. Sie bildet einen Übergang zwischen der Bodenmechanik und der Betontechnologie.

Die Eigenschaften des mit Zement stabilisierten Bodens hängen ab von der Menge des beigegebenen Zementes, dessen Beschaffenheit und der Gleichmäßigkeit der Vermischung mit Wasser sowie von der Zusammensetzung des Bodens.

Die Art und Menge des Zementes entscheidet innerhalb einer Bodengruppe über die Endfestigkeiten der stabilisierten Böden. Mit dem Wasser bildet der fein gemahlene Zement einen Zementleim, der die Bodenkörner umhüllt und nach erfolgter Hydratation und Abbinden des Zementes die Körner fest miteinander verbindet.

Im folgenden Abschnitt erfolgt ein kurzer Überblick über die Zementarten, ihre Herstellung und Eigenschaften. Dies ist notwendig, um die Verhaltensweise des Zementes im Boden besser verstehen zu können.

5.2 ZEMENTARTEN

Die Zementarten werden nach ihrer Herstellungsart und ihren Ausgangsmaterialien unterschieden. Im Gegensatz zu den Kalkarten sind sich die verschiedenen Zementarten in ihrer Wirkungsweise mehr oder weniger ähnlich.

5.2.1 TONERDEZEMENT

Der Tonerdezement wird in Gebieten hergestellt, die weniger Kalkstein aufweisen. Charakteristisch für diesen ist der wesentlich höhere Anteil an Kalziumaluminaten, wie z. B. der Portlandzement.

5.2.2 HÜTTENZEMENTE

Die Hüttenzemente haben als Ausgangsmaterial das bei der Eisenherstellung abfallende Produkt Hochofenschlacke. Die Anteile an Kalziumaluminat-Ferriten im Hüttenzement wird entsprechend hoch sein, wie beim Ausgangsprodukt.

5.2.3 PORTLANDZEMENT

Seinen Namen verdankt der Portlandzement der Halbinsel Portland in England, wo ein Kalkstein für Bauzwecke gewonnen wurde. In dem englischen Patenttext von Aspdin für den Portlandzement aus dem Jahre 1824 heißt es, daß der Zement nach seiner Aushärtung „hart und widerstandsfähig wie der Fels von Portland“ wird.

5.2.3.1 HERSTELLUNG DES PORTLANDZEMENTES

Der Portlandzement wird hauptsächlich aus Kalkstein und Ton hergestellt. Die Zusammensetzung des Ausgangsmaterials ist etwa folgende:

3/4 Kalkstein,
1/4 Ton.

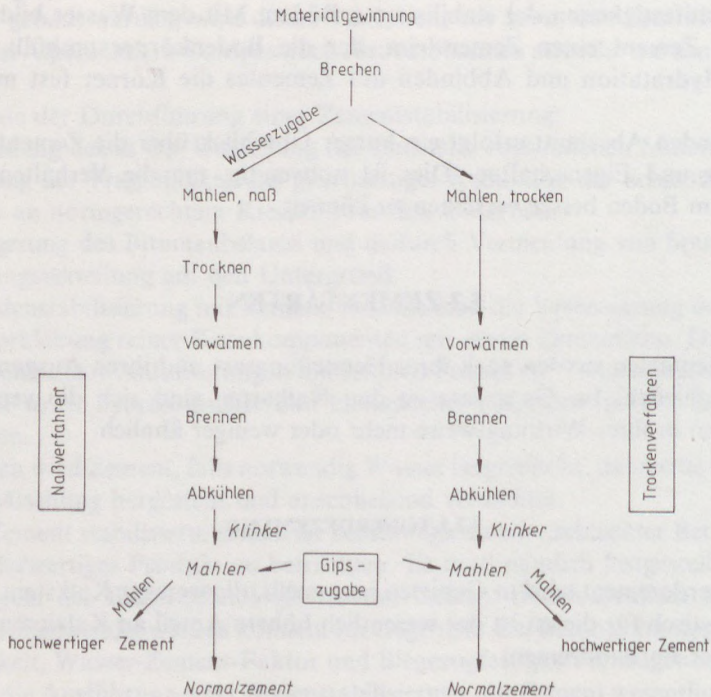


Bild 5.1 Schematische Darstellung der Protlandzementherstellung

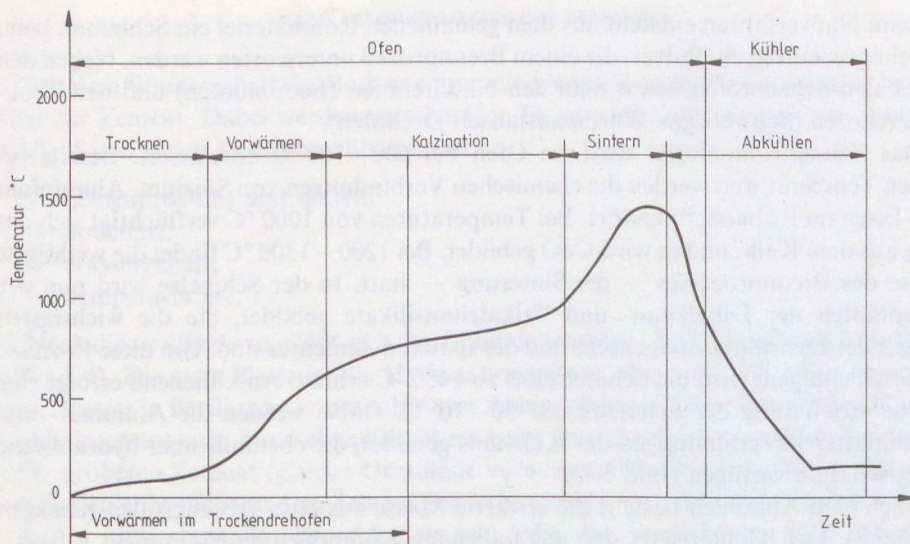


Bild 5.2 Schematische Darstellung des Brennens von Zement-Klinker. Die Kurve zeigt den zeitlichen Temperaturverlauf des Materials

Die ideale Zusammensetzung steht heute in den Zementfabriken unter strenger Kontrolle.

Das Rohmaterial wird gewonnen, anschließend gebrochen und gemahlen. Beim Mahlen des Rohmaterials unterscheidet man zwischen Trocken- und Naßverfahren (Bild 5.1).

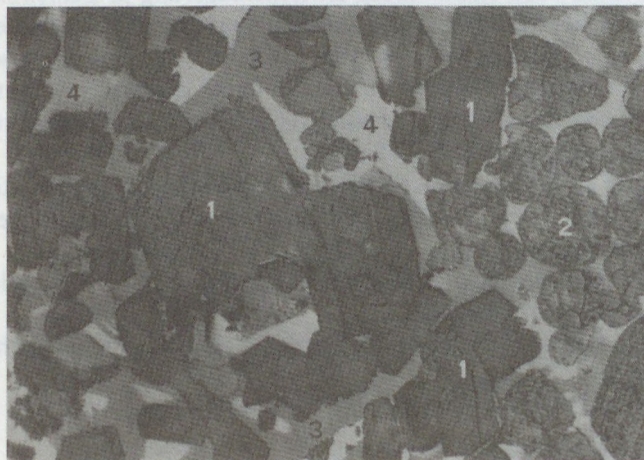


Bild 5.3 Die wesentlichen Komponenten des Portlandzementes, die Träger der hydraulischen Eigenschaften des Zementes

1: Trikalziumsilikat, 2: Dikalziumsilikat; 3: Trikalziumaluminat, 4: Tetrakalziumferroaluminat (Aufnahme: Technische Stelle Holderbank – Laboratrien-Abteilung)

Beim Naßverfahren entsteht aus dem gemahlenen Rohmaterial ein Schlamm, beim Trockenverfahren ein Pulver, die einem Brennprozeß unterworfen werden. Neben den vertikalen Schachtöfen kennt man den Naßdrehofen (Leopoldofen) und den Trockendrehofen (Schwebegas-Wärmeaustausch-Drehofen).

Das Zementrohmaterial wird im Ofen bei 600–700 °C entwässert. Bereits bei diesen Temperaturen werden die chemischen Verbindungen von Silizium, Aluminium und Eisen im Rohgestein zerstört. Bei Temperaturen von 1000 °C verflüchtigt sich das CO₂ aus dem Kalk, und es wird CaO gebildet. Bei 1200–1300 °C findet die wichtigste Phase des Brennprozesses – die Sinterung – statt. In der Schmelze wird nun der Hauptanteil der Dikalzium- und Trikalziumsilikate gebildet, die die wichtigsten Träger der Hydratationseigenschaften des späteren Zementes sind. Um diese Prozesse zu beschleunigen, wird die Schmelze bis zu 1450 °C erhitzt. Anschließend erfolgt eine rasche Abkühlung der Schmelze auf 50–70 °C. Dabei werden die Aluminat- und Aluminatferrit-Verbindungen des Kalziums gebildet, die ebenfalls über hydraulische Eigenschaften verfügen (Bild 5.2).

Nach dem Abkühlen besteht die erstarrte Masse aus etwa erbsengroßen Klinkern (Bild 5.3). Der Klinker setzt sich aus folgenden Komponenten zusammen:

Mineral	Chemische Bezeichnung	Formel	Anteile in %
Alit	Trikalziumsilikat	$3\text{CaO} \cdot \text{SiO}_2$	25–65
Belit	Dikalziumsilikat	$2\text{CaO} \cdot \text{SiO}_2$	15–25
Aluminat	Trikalziumaluminat	$3\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3$	5–15
Ferrit	Tetrakalziumaluminat-Ferrit	$4\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot \text{Fe}_2\text{O}_3$	5–15

Der Klinker wird nach einer kurzen Zwischenlagerung in Zementmühlen feingemahlen. Der Grad der Mahlfineinheit entscheidet über die späteren Endfestigkeiten des Zementleimes. Der Feinheitsgrad bestimmt auch die Unterschiede zwischen Normalzement und hochwertigem Zement: letzterer ist feiner gemahlen. Aufgrund der geringeren Korngröße werden die Druckfestigkeiten eines mit Zement verfestigten Lockergesteins aus folgenden Gründen größer:

a) Beim feinen Korn kann eine raschere und gründlichere Hydratation des Materials erfolgen, da das Korn der hauptsächliche Träger der hydraulischen Eigenschaften des Zementes ist.

b) Die größere Mahlfineinheit gewährleistet eine stärkere Umhüllung der Körner mit Zementleim als bei Normalzement.

Besonders bei bindigen Böden sollte daher ein möglichst feingemahlener Zement verwendet werden.

Die Qualität des Portlandzementes läßt sich an drei Eigenschaften kontrollieren:

- Festigkeitsentwicklung,
- Volumenbeständigkeit,
- Abbindezeit.

In den meisten Ländern sind diese Eigenschaften des Zementes genormt.

Mit dem Wassergehalt des Bodens sowie mit eventuell zugegebenem Wasser hydratiert der Zement. Dabei werden verschiedene Phasen unterschieden, deren zeitlicher Verlauf von vielen Faktoren abhängig ist:

- Zementqualität und -anteil,
- Bodenart,
- Wassergehalt,
- Temperatur etc.

Nach dieser Gliederung läßt sich der Abbindeprozeß in drei Hauptphasen aufteilen (Bild 5.4). Die erste Phase ist die Hydratationsphase, also während der Zement mit dem Wasser in Berührung kommt, bis zum Abbindebeginn. Diese Phase ist z. B. beim Tonerdezement sehr kurz; ebenfalls ist sie beim fein gemahlten Zement kürzer als beim gröberen Zement (gleiche Umstände vorausgesetzt). Während dieser Zeit muß der Boden gründlich mit dem Zement gemischt werden; eine Optimierung des Wassergehaltes muß ebenfalls abgeschlossen sein. Mit der Verdichtung muß begonnen werden.

Die zweite Phase reicht vom Abbindebeginn bis zur Erstarrung des Zementes. Während dieser Phase muß die Verdichtung des Boden-Zement-Gemisches abgeschlossen werden. Diese Phase ist beim fein gemahlten, hochwertigen Zement ebenfalls kürzer als beim Normalzement.

Die dritte Phase dauert von der Erstarrung des Zementleimes bis zur Erreichung der Endfestigkeiten. Hochwertige, fein gemahlene Zemente erreichen höhere Anfangsfestigkeiten als Normalzemente. Dies ist auf die raschere Hydratation zurückzuführen.

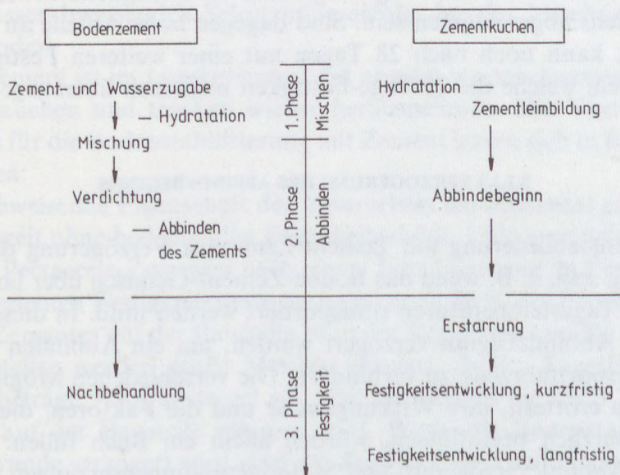


Bild 5.4 Die Hauptphasen der Zementabbindeung im Boden und im Zementkuchen

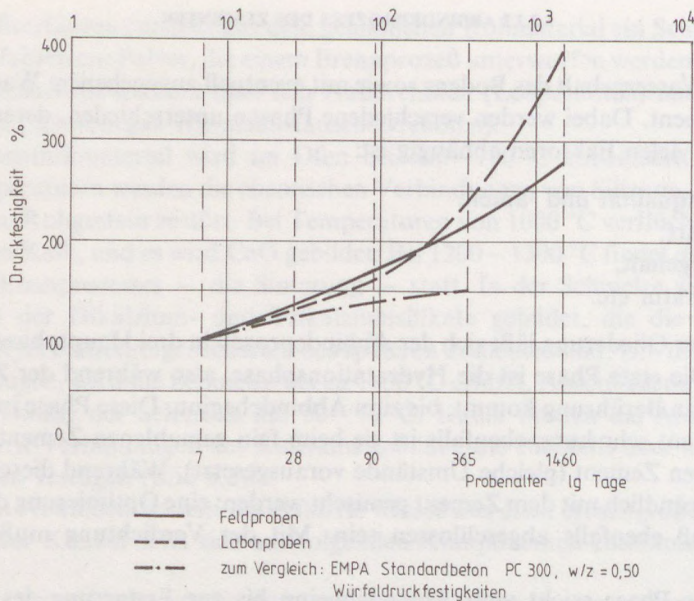


Bild 5.5 Die prozentuale Druckfestigkeitszunahme von zementstabilisierten Prüfkörpern bis nach 1460 Tagen. Druckfestigkeitswerte nach 7 Tagen als 100 % angenommen (nach Fetz 1988)

Ähnlich den mit Kalk stabilisierten Böden kann die Festigkeitsentwicklung des mit Zement stabilisierten Bodens nach 28 Tagen keinesfalls als abgeschlossen gelten. Festigkeitszunahmen bis zu 300 % nach Jahren wurden bereits registriert (Bild 5.5). Das Verhältnis Trikalziumsilikat – Dikalziumsilikat im Zement ist nach dem Grad der Mahlfeinheit des Zementes für die Festigkeitsentwicklung verantwortlich. Wenn das Trikalziumsilikat stark überwiegt, so könnte die Festigkeitsentwicklung nach 28 Tagen größtenteils abgeschlossen sein. Sind dagegen hohe Anteile an Dikalziumsilikat vorhanden, kann noch nach 28 Tagen mit einer weiteren Festigkeitszunahme gerechnet werden, welche die 28-Tage-Festigkeit mehrfach übersteigen kann.

5.2.3.3 VERZÖGERUNG DES ABBINDEBEGINNS

Bei der Bodenstabilisierung mit Zement kann eine Verzögerung des Abbindebeginns notwendig sein, z. B. wenn das Boden-Zement-Gemisch über längere Strecken bei sehr hohen Tagestemperaturen transportiert werden muß. In diesen Fällen muß der eigentliche Abbindebeginn verzögert werden, um ein Abbinden der Mischung bereits im Transportfahrzeug zu verhindern. Die verschiedenen Möglichkeiten einer Verzögerung zu erörtern, ihre Wirkungsweise und die Faktoren, die den Verzögerungseffekt zusätzlich beeinflussen, würden allein ein Buch füllen. Versuche mit verschiedenen Abbindeverzögerern und Materialzusammensetzungen sowie Zementanteilen haben folgendes ergeben:

a) Die mit Zementkuchen ausgeführten Verzögerungsversuche im Labor können für die Wirkungsweise auf der Baustelle meistens nicht als maßgebend angenommen werden.

b) Zementanteile, Temperaturen und Materialzusammensetzung beeinflussen die Verzögerungszeit so stark, daß nur Versuchsergebnisse, die den beim Bauablauf tatsächlichen Umständen genau entsprechen, verwendet werden können.

Erschwerend fällt dabei ins Gewicht, daß es bis heute keine Methode gibt, mit der der Abbindebeginn einer Boden-Zement-Mischung genau festzustellen ist. Der Verfasser hat relativ gute Erfahrungen mit Temperaturmessungen gemacht. Dabei wird eine leichte Temperaturerhöhung als Abbindebeginn markiert. Die Messung, die besonders bei geringen Zementanteilen sehr kleine Temperaturunterschiede aufzeigt, hat sich aber oft als problematisch erwiesen. Bei Zementkuchenversuchen ist von Vorteil, daß der Abbindebeginn sich mit dem Vicat-Nadeltest ziemlich genau bestimmen läßt. Erfahrene Fachleute raten, im allgemeinen bei der Bodenverfestigung mit Zement auf Abbindeverzögerer zu verzichten.

5.2.4 PECTACRETE-ZEMENT

Der Pectacrete-Zement wird vor allem in den letzten Jahren bei der Bodenstabilisierung verwendet. Die Gründe liegen in den für die Bodenverfestigung mit Zement besonders vorteilhaften Eigenschaften des Pectacrete-Zementes.

Der Pectacrete-Zement wird wie ein besonders feiner, also hochwertiger Portlandzement hergestellt. Der einzige Unterschied besteht darin, daß beim Mahlen das hydrophobierende Zusatzmittel „Aspada“ dem Zement beigegeben wird. Dieses Zusatzmittel umhüllt die Zementkörnchen mit einer sehr feinen Schicht und macht sie wasserabweisend. Eine Hydratation kann erst erfolgen, wenn diese Schutzhülle des Zementkorns mechanisch verletzt wird. Diese mechanische Verletzung der wasserabweisenden Schutzhülle erfolgt bei der Mischung des Zementes mit dem Boden.

Pectacrete-Zement ist im Lagerungszustand absolut wasserabweisend. Er läßt sich in Wasser eintauchen und trocken wieder herausnehmen. Die Vorteile des Pectacrete-Zementes für die Bodenstabilisierung mit Zement lassen sich in folgende Punkte zusammenfassen:

Die wasserabweisende Eigenschaft des unverarbeiteten Zementes erlaubt eine längere Lagerungszeit ohne bedeutenden Festigkeitsabfall. Lüht ermittelte die Normfestigkeit eines Pectacrete-Zementes nach einem Jahr Lagerung im Freien, also ungeschützt. Die erreichten Festigkeitswerte betrugen noch 50 % des Frischzementes. Die Lagerung des Zementes auf der Baustelle ist in der Regel zweckmäßig. Besonders auf Autobahnbaustellen werden große Mengen gelagert, da der Tagesbedarf oft 60–100 t Zement beträgt. Als Faustregel gilt, daß mindestens die für 3 Tage benötigte Zementmenge auf der Baustelle gelagert wird. Wenn die Bodenstabilisierung aus irgendeinem Grunde verzögert wird, darf am Zement keine Qualitätsänderung auftreten. Hier liegen also andere Verhältnisse vor als bei den meisten Zementverbrauchsstellen, wo der Zement meistens sofort verarbeitet wird. Wegen der stark hygroscopi-

schen Eigenschaften des Normalzementes kann eine Lagerungszeit von wenigen Wochen bereits eine wesentliche Festigkeitsverminderung zur Folge haben.

Der mit Pectacrete-Zement stabilisierte Boden bekommt eine leicht wasserabstoßende, hydrophobierende Beschaffenheit. Diese Eigenschaft ist erwünscht, da das in die stabilisierte Schicht eindringende Wasser die meisten Schäden verursacht.

Nach Lüth bleiben im Wasserbad gelagerte, mit Pectacrete-Zement stabilisierte Probekörper im Innern der Probe weitgehend trocken. Dies hat eine größere Frostbeständigkeit, eine ausgeglichene Volumenkonstanz sowie eine Trocken-Naß-Unempfindlichkeit des stabilisierten Bodens zur Folge.

Die mit genormten Mörteln ermittelten Normfestigkeiten von verschiedenen Zementarten ergaben für den Pectacrete-Zement die höchsten Werte. Dies ist vermutlich in erster Linie auf den hohen Grad der Mahlfeinheit des Pectacrete-Zementes zurückzuführen (Bild 5.6).

Nach neuesten Erkenntnisse ist eine sehr hohe Druckfestigkeit des mit Zement stabilisierten Lockergesteins nicht erwünscht (Haefeli 1963, Fetz 1980, Verein Schweiz. Straßenfachleute 1977, Fetz 1978, 1988, van Egmond — Bramaz 1976). Immerhin könnte der Pectacrete-Zement den Vorteil bieten, daß mit geringeren Zementmengen der gleiche Erfolg erzielt werden kann wie mit größeren Mengen Normalzement. Allerdings müßte der Unterschied mit zahlreichen Labor- und Feldversuchen genau ermittelt und nachgewiesen werden. Bei einem eventuellen technischen Vorteil des Pectacrete-Zementes muß jedoch gleichzeitig dessen höherer Preis berücksichtigt werden.

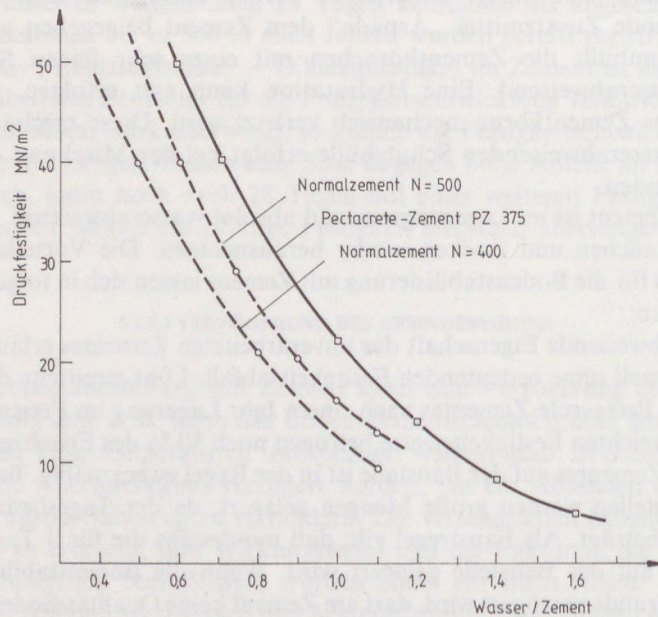


Bild 5.6 Die Druckfestigkeitswerte des Pectacrete-Zementes liegen wesentlich über denen des Normalzementes (nach Lüth 1961)

Die anfänglich wasserabweisende Eigenschaft des Pectacrete-Zementes ermöglicht es, den Boden zuerst mit Zement mischen zu können, bevor jener zu hydratisieren beginnt. Beim Bodenstabilisierungsverfahren mit Normalzement ist bereits beim Verteilen des Zementes auf den Boden eine gewisse Klumpen- und Krümelbildung des Zementes zu beobachten, was vor allem bei bindigen Böden zu einer ungleichmäßigen Verteilung des Zementes im Boden führt. Diese Tatsache wird durch die schon oft ermittelten, geringeren Festigkeiten und den höheren Bedarf an Normalzement — im Vergleich mit Pectacrete-Zement — bei bindigen Böden erhärtet. Um die gleichen Festigkeiten und sonstigen Eigenschaften des Bodens zu erreichen, ist der Bedarf an Pectacrete-Zement um 30 — 50 % geringer als bei Normalzement (Bild 5.7, Lüth 1961, 1962, Behuken 1966, Otto 1961).

Die notwendige geringere Menge von Pectacrete-Zement könnte die Rißbildung der stabilisierten Schicht positiv beeinflussen. Je höher der Zementanteil des Bodens ist, um so größer werden die durch Temperaturänderungen verursachten Dehnungen und Schrumpfungen des stabilisierten Bodens sein. Dieses Problem wurde beim Beton durch Dehnungsfugen gelöst. Die stabilisierte Bodenschicht ist fugenlos; dadurch treten Probleme hinsichtlich Zugfestigkeit und Schrumpfung des Bodens auf. Die Schwindrisse sind den Temperaturänderungen unterworfen; die Risse füllen sich mit Wasser, der Frost zerstört die stabilisierte Schicht. Diese Gefahr wird durch die geringeren Pectacrete-Zementanteile wesentlich verringert.

Eine nachteilige Eigenschaft des Pectacrete-Zementes ist seine Unverträglichkeit mit Kalziumchlorid, das für die Neutralisierung humushaltiger Böden üblicherweise verwendet wird. Die vor der Bodenstabilisierung notwendige Entsäuerung des Bodens muß daher bei der Verwendung von Pectacrete-Zement mit anderen Mitteln erfolgen (Behuken 1966).

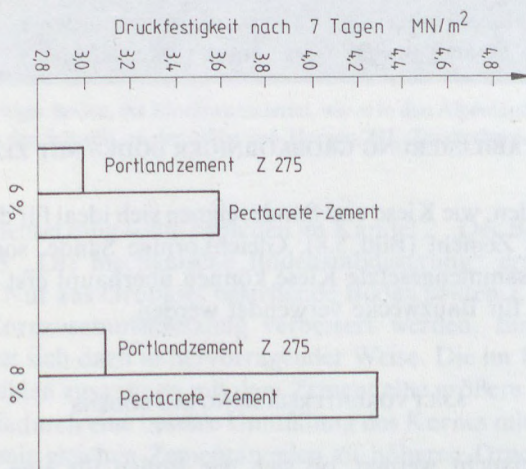


Bild 5.7 Versuche mit Pectacrete-Zement und Normalzement bei einem siltigen Sand (SM, kleiner als 0,06 mm = 18 %) zeigen die bei gleicher Zementmenge und gleichem Boden erreichten höheren Druckfestigkeiten des Pectacrete-Zementes (nach Otto 1961)

Die Erfahrungen von Praktikern mit Pectacrete-Zement lassen sich wie folgt zusammenfassen:

- beim Ortsmischverfahren auf kleineren Baustellen sind die technischen Vorteile offensichtlich;
- beim Zentralmischverfahren und auf größeren Baustellen wiegen die technischen Vorteile des Pectacrete-Zementes den höheren Preis bereits nicht mehr auf. Daher wird in diesen Fällen der Normalzement bevorzugt.

5.3 BODENSTABILISIERUNG VERSCHIEDENER BODENARTEN MIT ZEMENT

Das Verhalten der mit Zement stabilisierten Böden hinsichtlich mechanischer, statischer, dynamischer (Festigkeit) sowie klimatischer (Witterungsbeständigkeit) Beanspruchungen wird von den Eigenschaften des ursprünglichen Bodens mitbestimmt. Ausschlaggebend sind weiterhin der Wassergehalt, die Dichte, der Zement (Art, Anteile, Verteilung) sowie die Verarbeitungsumstände des stabilisierten Bodens.

Die Voruntersuchungen des Bodens, die Ermittlung der notwendigen Zementmengen und die Prüfung des Boden-Zement-Gemisches sind bei grobkörnigen und feinkörnigen Böden unterschiedlich. Die Klassifikation der mit Zement zu stabilisierenden Böden erfolgt aus der Sicht der Ausführungstechnologie:

Grobkörnige Böden: Korngröße kleiner als 0,06 mm unter 35 % Masseanteil und einer Plastizitätszahl von 8–10 %. Grobkörnige Böden können im Zentralmischverfahren mit Wasser und Zement gemischt werden.

Feinkörnige Böden: Korngröße kleiner als 0,06 mm, Masseanteil 35 % und höher sowie eine Plastizitätszahl über 8–10 %. Feinkörnige Böden können nur im Ortsmischverfahren mit Zement und Wasser gemischt werden.

5.3.1 STABILISIERUNG GROBKÖRNIGER BÖDEN MIT ZEMENT

Grobkörnige Böden, wie Kiese und Sande, eignen sich ideal für das Bodenstabilisierungsverfahren mit Zement (Bild 5.8). Gleichkörnige Sande, sog. Schwimmsande, sowie ungünstig zusammengesetzte Kiese können überhaupt erst durch Zusammenkleben mit Zement für Bauzwecke verwendet werden.

5.3.1.1 VORUNTERSUCHUNG DES BODENS

Zuerst muß untersucht werden, ob sich der Boden für eine Stabilisierung mit Zement eignet. Die wesentlichen Untersuchungen für diese Entscheidung sind:

- Bestimmung der Kornverteilung,
- Verdichtungsversuche im Proctor-Gerät,
- Bestimmung des Wassergehaltes.



Bild 5.8 Typisch grobkörniger Boden, ein Moränenmaterial, wie es in den Alpenländern oft vorkommt. Die Aufnahme stammt aus der Schweiz, in der Nähe von Horgen/ZH, Zimmerberg-Kette (Photo: Boros)

Die Kornzusammensetzung sollte nach den im Kapitel 2 „Der Boden als Baustoff“ sowie im Kapitel 3 „Die mechanische Bodenstabilisierung“ erwähnten Kriterien untersucht werden. Nur aus Grobkies bestehende Böden sollten z. B. vor der Stabilisierung in ihrer Kornzusammensetzung verbessert werden. Ein Brechsand-Feinsplitt-Gemisch eignet sich dazu in hervorragender Weise. Die im Brechsand vorhandenen Feinanteile bilden zusammen mit dem Zement eine größere Zementleimmenge und gewährleisten dadurch eine bessere Umhüllung des Kornes mit Zementleim. Dies führt nachweisbar mit gleichen Zementanteilen zu höheren Druckfestigkeiten. Der Feinsplitt füllt die vorhandenen Hohlräume des Materials aus und erhöht die Trockenrohdichte. Das Maximalkorn des Gemisches muß im Interesse der Homogenität auf 50–60 mm beschränkt werden. Zu große Steine verhindern sowohl eine einwandfreie Vermischung des Bodens mit Zement wie auch eine gleichmäßige, homogene Struktur der stabilisierten Schicht.

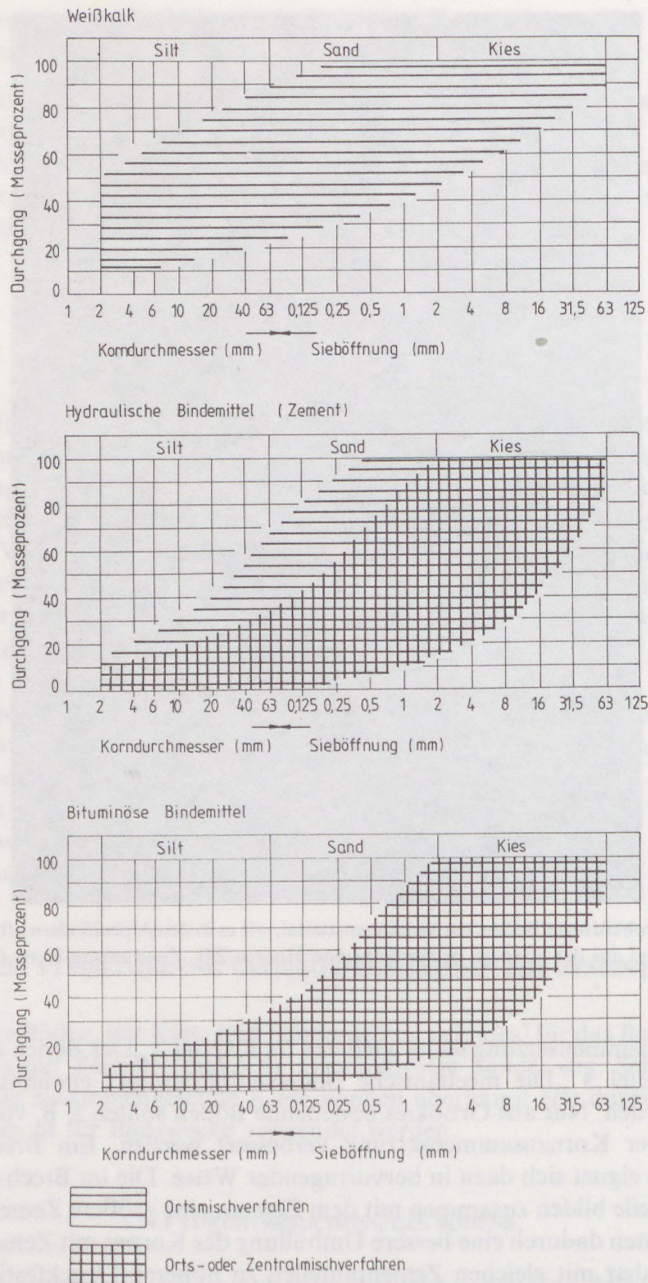


Bild 5.9 Vorschlag der Kornverteilungsbereiche für die verschiedenen Bodenstabilisierungsverfahren (nach der Schweizer Norm SN 640 509a „Stabilisierung“, 1985)

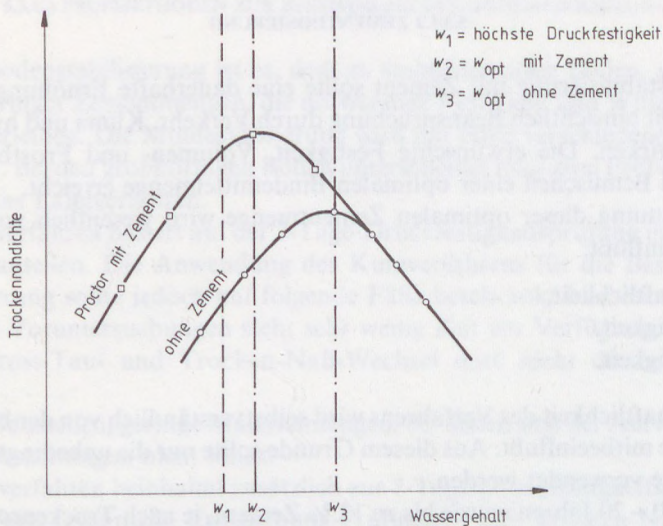


Bild 5.10 Schematische Darstellung des Einflusses des Zementes auf die Proctor-Kurve bei nicht bindigen Böden

Aufgrund der bisherigen weltweiten Erfahrungen bei der Bodenstabilisierung mit Zement muß als erste Maßnahme das Maximal Korn auf 50–60 mm beschränkt werden (Bild 5.9). Beim Zentralmischverfahren werden mit einem Sieb (Maschen-durchmesser 50–60 mm) die größeren Steine getrennt, gebrochen und dem Boden vor der Zementbeigabe wieder beigemischt.

Beim Ortsmischverfahren sollte das gleiche Verfahren angewendet werden, was bei hohen Steinanteilen und etwas bindigeren Böden eine fast unlösbare Aufgabe ist. Hauptsächlich aus diesem Grunde wird in den Alpenländern oder in steinigten Regionen Europas heute fast ausschließlich das Zentralmischverfahren verwendet.

Der Boden muß auf Humus (Humusbestimmung s. Kapitel 2) oder zementaggressi-ve Bestandteile untersucht werden. Höhere Humusanteile schließen eine Stabilisie-rung mit Zement aus. Schon bei einem Humusgehalt von 1–2 % kann der Boden für Bauzwecke nicht mehr verwendet werden.

Der Wassergehalt des Bodens muß ermittelt werden, um eine eventuell erforderli-che Wasserzugabe während der Stabilisierung zu bestimmen. Das Wasser selbst muß auch untersucht werden; es sollte den Anforderungen bei der Betonherstellung ent-sprechen (Säure-, Sulfatgehalt etc.).

Der Proctor-Versuch, ohne Zement und mit unterschiedlichen Zementzugaben, bildet ebenfalls eine notwendige Vorstufe beim Bodenstabilisierungsverfahren. Der optimale Einbauwassergehalt muß ermittelt werden. Er ist nicht identisch mit dem Wassergehalt des Boden-Zement-Gemisches, bei dem die höchsten Festigkeiten er-reicht werden. Bei grobkörnigen Böden erreicht man meistens die höchsten Druckfe-stigkeiten bei einem Wasserhalt, der etwas kleiner ist als der optimale Einbauwasser-gehalt des Boden-Zement-Gemisches beim Proctor-Versuch (Bild 5.10).

Die Bodenstabilisierung mit Zement sollte eine dauerhafte Erhöhung der Widerstandsfähigkeit hinsichtlich Beanspruchung durch Verkehr, Klima und hydrologische Einflüsse bewirken. Die erwünschte Festigkeit, Volumen- und Frostbeständigkeit werden durch Beimischen einer optimalen Bindemittelmenge erreicht.

Die Bestimmung dieser optimalen Zementmenge wird wesentlich von folgenden Faktoren beeinflusst:

- Wirtschaftlichkeit,
- Tragfähigkeit,
- Beständigkeit.

Die Wirtschaftlichkeit des Verfahrens wird selbstverständlich von der beigegebenen Zementmenge mitbeeinflusst. Aus diesem Grunde sollte nur die unbedingt notwendige Mindestmenge verwendet werden.

Noch vor 10 – 20 Jahren wurde bis zu 12 % Zement, je nach Trockenrohdichte also etwa 240 kg/m^3 , zur Erhöhung der Tragfähigkeit beigegeben. Forschungsarbeiten auf diesem Gebiet und jahrelange Beobachtungen an Bauobjekten sowie die entsprechenden Korrekturen bei der Dimensionierung haben den Nachweis erbracht, daß hohe Zementanteile für grobkörnige Böden nicht notwendig sind, sondern sogar zahlreiche Probleme, wie Rißbildung, verursachen. Die Tragfähigkeit der stabilisierten Schichten wird außer der Zementdosierung auch von der Ausführungsqualität beeinflusst:

- Kornzusammensetzung (Korrektur),
- Vermischung,
- Wassergehalt,
- Verdichtung,
- Nachbehandlung.

Im Laufe einer Forschungsarbeit wurde festgestellt, daß eine Änderung des optimalen Einbauwassergehaltes von $\pm 3 \%$ eine Verminderung der Druckfestigkeit um 50 % verursacht.

Die Festigkeit der mit Zement verfestigten Böden kann mit der 7-Tage-Druckfestigkeitsprüfung mit genügender Sicherheit erfaßt werden. Erfahrungsgemäß ist je nach Bodenart, zugegebener Zementmenge, Wassergehalt, Verdichtungsgrad und Ausführungsqualität die Druckfestigkeitszunahme beträchtlich. Nach 90 Tagen kann sich die 7-Tage-Druckfestigkeit verdoppeln und nach 3 bis 4 Jahr sogar verdreifachen.

Im Durchschnitt wird eine 7-Tage-Druckfestigkeit von $2\text{--}4 \text{ MN/m}^2$ als ausreichend eingestuft.

Die Beständigkeit der stabilisierten Schichten hängt von folgenden Faktoren ab:

- Frostbeständigkeit,
- Volumenkonstanz,
- Vermeidung von Rißbildung,
- Widerstand gegen Wasser und Austrocknung,
- Widerstand gegen Temperaturänderungen.

Ziel der Bodenstabilisierung ist es, dem zu stabilisierenden Boden, unter Beigabe möglichst geringer Zementmengen, die notwendige Festigkeit und Witterungsbeständigkeit zu verleihen. Die Mindestdosierung wird mit Hilfe verschiedener Prüfmethode ermittelt. Bei den grobkörnigen Böden unterscheidet man zwei Prüfverfahren: das Kurz- und das Langverfahren.

Das Kurzverfahren basiert auf der 7-Tage-Druckfestigkeitsprüfung mit verschiedenen Zementanteilen. Die Anwendung des Kurzverfahrens für die Bestimmung der Zementdosierung sollte jedoch auf folgende Fälle beschränkt bleiben:

1. Für die Voruntersuchungen steht sehr wenig Zeit zur Verfügung.
2. Auf Frost-Tau- und Trocken-Naß-Wechsel muß nicht dimensioniert werden.
3. Kleine Baustellen, geringe Materialmengen, bei denen sich der Aufwand langwierige Voruntersuchungen nicht lohnt.

Das Langverfahren beinhaltet zusätzlich zur 7-Tage-Druckfestigkeitsprüfung auch Frost-Tau-Tests (eventuelle Frosthebung-Prüfungen) und Trocken-Naß-Tests. Mit dem anschließenden Abbürste-Test und dem sich daraus ergebenden Gewichtsverlust wird die optimale Zementmenge ermittelt, mit dem die angestrebte Festigkeit und Beständigkeit der Bodenstabilisierung beim jeweils gegebenen Boden erreicht werden kann.

Ergänzend soll hier das Kurzprüfverfahren beschrieben werden (Bild 5.11). Es wurde in den USA entwickelt. Die Portland Cement Association hat in zahlreichen Untersuchungen festgestellt, daß es bei grobkörnigen Böden möglich ist, allein aufgrund der 7-Tage-Druckfestigkeiten die notwendigen Zementmengen zu bestimmen. Damit entfallen langwierige, zeitraubende und kostspielige Frost-Tau- und Trocken-Naß-Prüfungen mit zahlreichen Probekörpern. Die Voraussetzungen für die Durchführbarkeit der Kurzprüfung bei der Kornverteilung:

- Anteile $< 0,05 \text{ mm}$ = weniger als 50 %,
 - Anteile $< 0,005 \text{ mm}$ = weniger als 20 %.

Sind diese Voraussetzungen erfüllt, gibt es getrennte Methoden für feinkörnige und grobkörnige Materialien.

Für feinkörnige Materialien wird — wenn alle Körner kleiner als 4,76 mm sind — das Verfahren A wie folgt angewendet:

Die erreichbare Proctor-Dichte wird nach Bild 5.12 geschätzt. Anhand der Kornverteilung und der geschätzten Proctor-Dichte wird nun die minimal notwendige Zementmenge auf dem in Bild 5.13 dargestellten Diagramm geschätzt. Mit dieser Zementdosierung wird der erste Proctor-Versuch ausgeführt und mit der erhaltenen Proctor-Dichte der Zementanteil korrigiert. Mit dem korrigierten Zementanteil und dem optimalen Wassergehalt des ersten Versuches werden drei Probekörper im Proctor-Gerät hergestellt, die nach 7 Tagen Feuchtraumlagerung und 4 Stunden Wasserbad auf ihre Druckfestigkeit geprüft werden. Die erhaltenen Werte müssen gleich groß oder größer sein, als die Werte, die aus der in Bild 5.14 dargestellten Tabelle abgelesen werden. Wenn diese Bedingung erfüllt ist, kann auf eine weitere

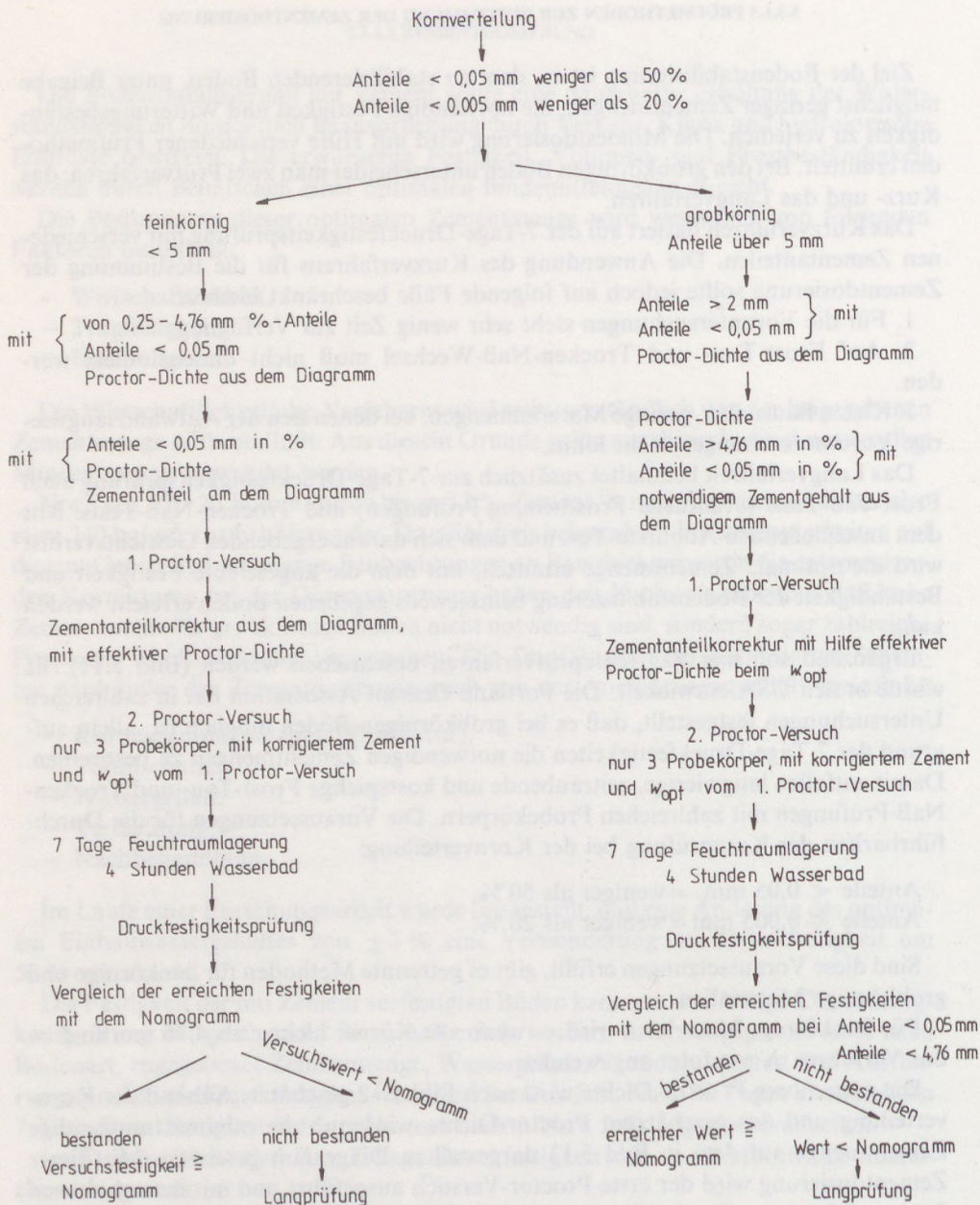


Bild 5.11 Schematische Darstellung der Kurzprüfung

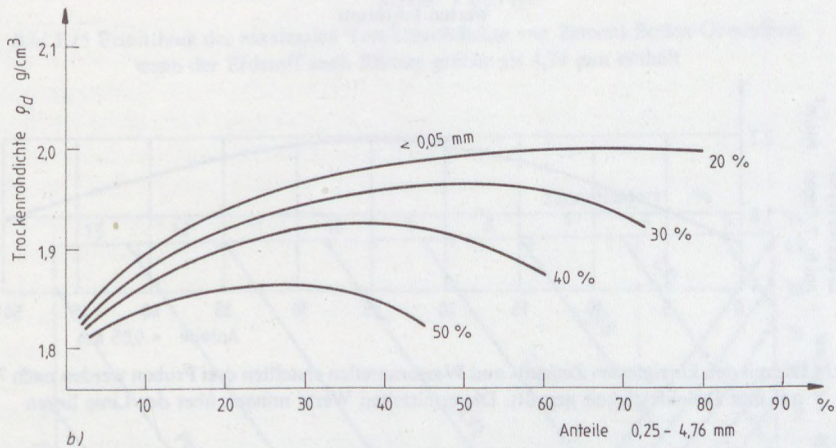
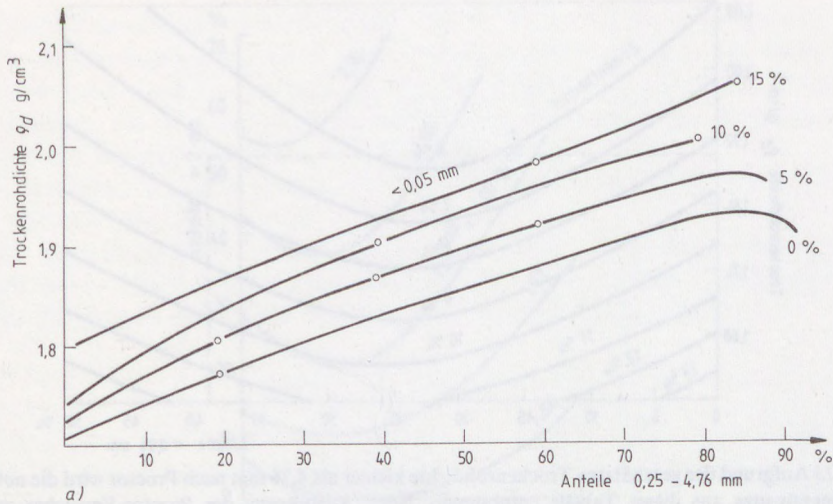


Bild 5.12 Geschätzte Proctor-Dichte, aufgrund der Kornzusammensetzung ermittelt
a) Feinanteile 0–15 %, b) Feinanteile 20–50 %

Prüfung verzichtet werden. Ist dies nicht der Fall, muß die Mischung auf ihre Witterungswiderstandsfähigkeit untersucht werden.

Für grobkörnige Böden (Verfahren B) werden bei der Kurzprüfung folgende Anteile aus der Kornverteilung des Bodens ermittelt:

- Anteile $< 4,76$ mm in Masseprozent,
- Anteile $> 2,00$ mm in Masseprozent,
- Anteile $< 0,05$ mm in Masseprozent.

Die maximale Trockenrohdichte kann mit Hilfe des Diagramms auf Bild 5.15 geschätzt werden. Aufgrund dieses Wertes kann in Kenntnis der Kornverteilung mit

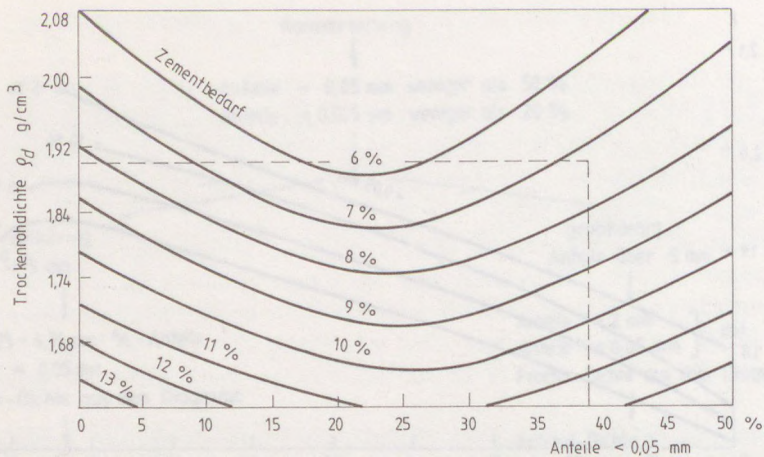


Bild 5.13 Aufgrund der geschätzten Trockenrohdichte kleiner als 4,76 mm nach Proctor wird die notwendige Zementmenge aus dieser Tabelle entnommen. Nach Ausführung des Proctor-Versuches wird die Zementmenge anhand der gleichen Tabelle mit den richtigen, nun vorhandenen Proctor-Trockenrohdichtewerten bestimmt

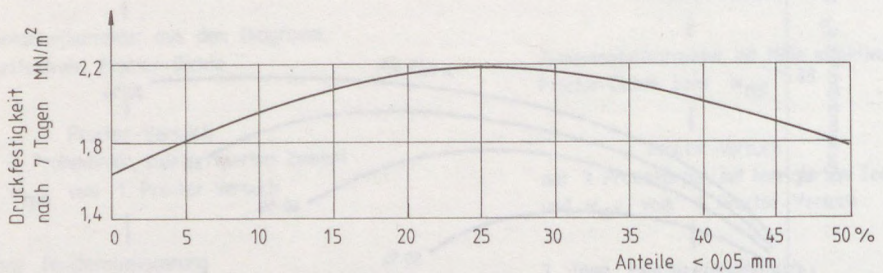


Bild 5.14 Die mit den korrigierten Zement- und Wasseranteilen erstellten drei Proben werden nach 7 Tagen auf ihre Druckfestigkeit geprüft. Die ermittelten Werte müssen über der Linie liegen

dem Diagramm auf Bild 5.16 der für die Untersuchung maßgebende Zementbedarf bestimmt werden.

Anschließend werden drei Proben zur Bestimmung der Druckfestigkeit beim optimalen Wassergehalt und bei der maximalen Trockenrohdichte erstellt.

Die drei Proben werden 7 Tage lang in feuchtem Raum gelagert, dann wird die Druckfestigkeit ermittelt.

Der zulässige Grenzwert der Druckfestigkeit des Gemisches läßt sich mit Hilfe des Nomogramms auf Bild 5.17 ermitteln. Wenn die versuchsmäßig festgestellte Druckfestigkeit nicht kleiner ist als dieser Grenzwert, dann ist die ermittelte Zementmenge ausreichend (Kézdi 1973).

Bei einer modifizierten Kurzprüfung wird die minimal notwendige Zementmenge des Materials ermittelt, um die gewünschte Witterungsbeständigkeit zu erlangen. Dabei spielt die erreichte Festigkeit eine eher untergeordnete Rolle, und es werden

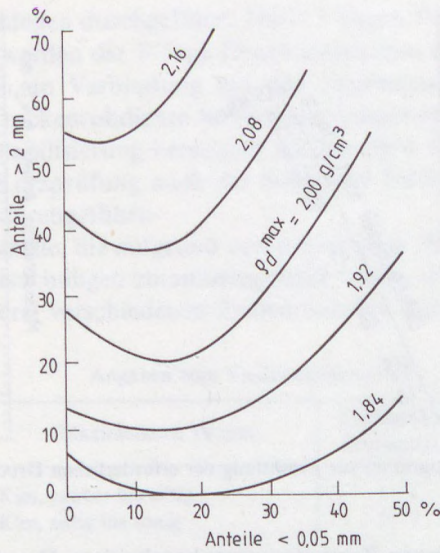


Bild 5.15 Ermittlung der maximalen Trockenrohdichte von Zement-Boden-Gemischen, wenn der Erdstoff auch Körner größer als 4,74 mm enthält

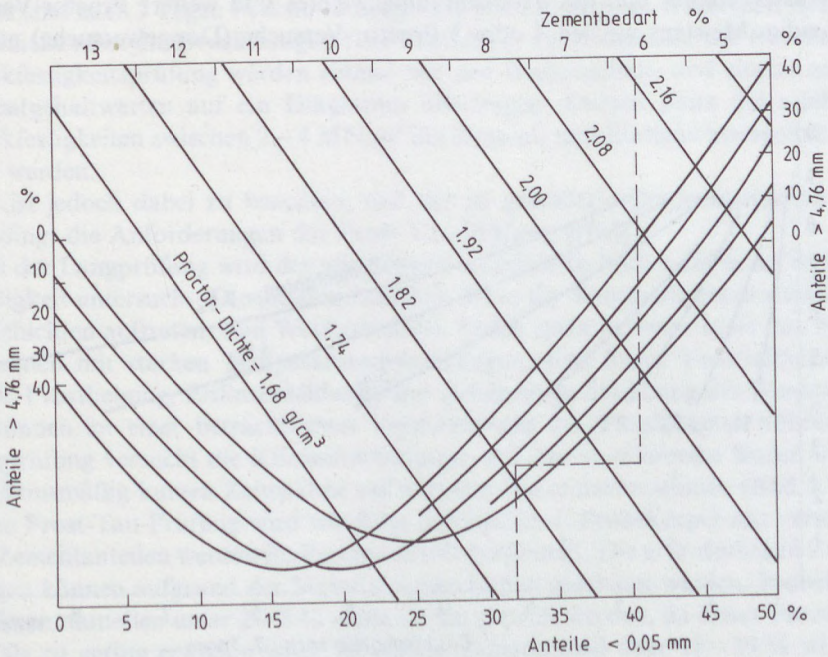


Bild 5.16 Ermittlung der Zementzugabe aufgrund von Versuchsergebnissen, wenn der Erdstoff auch Körner größer als 4,74 mm enthält

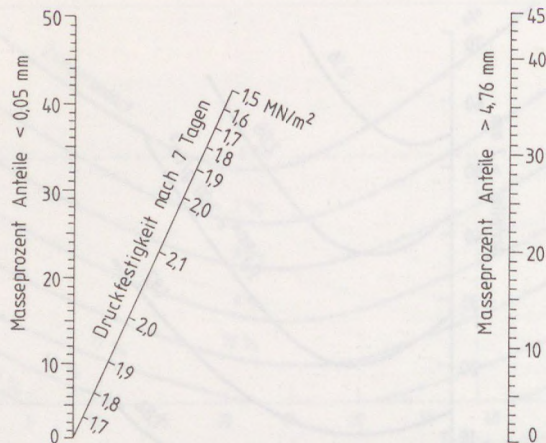


Bild 5.17 Nomogramm zur Ermittlung der erforderlichen Druckfestigkeit

auch bei den relativ geringen Zementmengen bescheidene Druckfestigkeiten erreicht. Bei umfangreichen Bodenstabilisierungen mit Zement sind die minimal notwendigen Druckfestigkeiten vorgeschrieben. Um diese zu erreichen, braucht man eine von der Kurzprüfung abweichende Zementmenge. Zur Ermittlung dieser, allein für die vorgeschriebenen Druckfestigkeiten notwendigen Zementmengen sowie des entsprechenden Wassergehaltes und des Trockenraumgewichtes sind weitere Proctor-Versuche notwendig. Meistens werden 4 oder 5 Proctor-Versuche (Doppelversuche) mit ver-

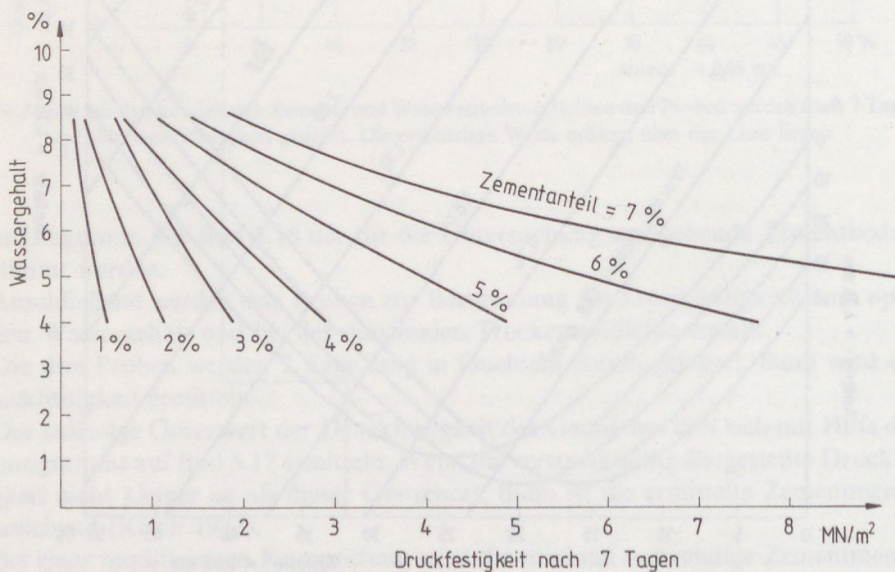


Bild 5.18 Einfluß der Zementmenge und des Wassergehaltes auf die Druckfestigkeit der Probe. GW-Material 0–16 mm, im Proctor-Gerät erstellt, nach 7 Tagen geprüft (Versuch des Autors)

schiedenen Zementanteilen durchgeführt. Nach 7 Tagen Feuchtraumlagerung und 4 Stunden Wasserbad werden die 7-Tage-Druckfestigkeiten ermittelt. Mit Hilfe dieser Resultate kann dann, in Verbindung mit den Ergebnissen der Kurzprüfung, der Wassergehalt, die Trockenrohdichte sowie die Zementmenge für Kontrollzwecke während der Bodenstabilisierung berechnet werden (Bild 5.18).

Die vereinfachte Kurzprüfung nach der Schweizer Norm 640 509a vom Februar 1985 wird wie folgt durchgeführt:

Nach folgender Tabelle, die aufgrund von praktischen Erfahrungen und Ergebnissen zahlreicher Untersuchungen zusammengestellt wurde, werden Verdichtungsversuche mit mindestens drei verschiedenen Zementanteilen durchgeführt.

Angaben zum Verdichtungsversuch	
Maximalkorn 16 mm	Prozentanteil an Portlandzement
Kies, sauber bis siltig	3 5 7
Kies, siltig bis tonig	5 7 9

Die Zementanteile sind auf die Trockenmasse als 100 % bezogen.

Mit den nach dieser Tabelle angenommenen Zementanteilen wird im AASTHO -- Topf eine Verdichtungskurve mit mindestens vier Probekörpern erstellt. Die Probekörper sind nach 7 Tagen Feuchtraumlagerung 4 Stunden in ein Wasserbad zu stellen. Anschließend ist die Druckfestigkeit der Prüfkörper zu bestimmen. Die Resultate der Druckfestigkeitsprüfung werden einmal mit den Wassergehalt- und einmal mit den Zementgehaltswerten auf ein Diagramm übertragen. Daraus kann bei minimalen Druckfestigkeiten zwischen 2 – 4 MN/m² der Zement- und Einbauwassergehalt abgelesen werden.

Es ist jedoch dabei zu beachten, daß der so geschätzte Bindemittelgehalt nicht unbedingt die Anforderungen der Frost-Tau-Prüfung erfüllt.

Bei der Langprüfung wird der mit Zement stabilisierte Boden auf seine Wetterbeständigkeit untersucht. Die meisten Schäden, die in der Baupraxis bei den stabilisierten Schichten auftreten, sind Wetterschäden. Dabei spielt in erster Linie das Wasser, verbunden mit starken Temperaturschwankungen, eine Rolle. Frostschäden (Eisdruck, Frosthebung, Eislinsenbildung) und gleichzeitige Erhöhung des Wassergehaltes können zu einer beträchtlichen Verminderung der Tragfähigkeit führen. Die Langprüfung versucht die Klimaeinwirkungen auf den stabilisierten Boden in einer verhältnismäßig kurzen Zeitspanne auf extreme Weise nachzuahmen (Bild 5.19).

Die Frost-Tau-Prüfung wird wie folgt durchgeführt: Probekörper mit verschiedenen Zementanteilen werden im Proctor-Gerät hergestellt. Die erforderlichen Zementmengen können aufgrund der Materialeigenschaften geschätzt werden. Probekörper mit Zementanteilen unter 2 – 3 % sollten nicht geprüft werden, da dieser Prozentsatz sich als zu gering erweisen wird. Bei einem Zementanteil über 18 – 19 % wird das Bodenstabilisierungsverfahren unwirtschaftlich. Daher kann bei den Prüfungen 3 % als untere und etwa 15 % als obere Grenze des Zementgehaltes bezeichnet werden.

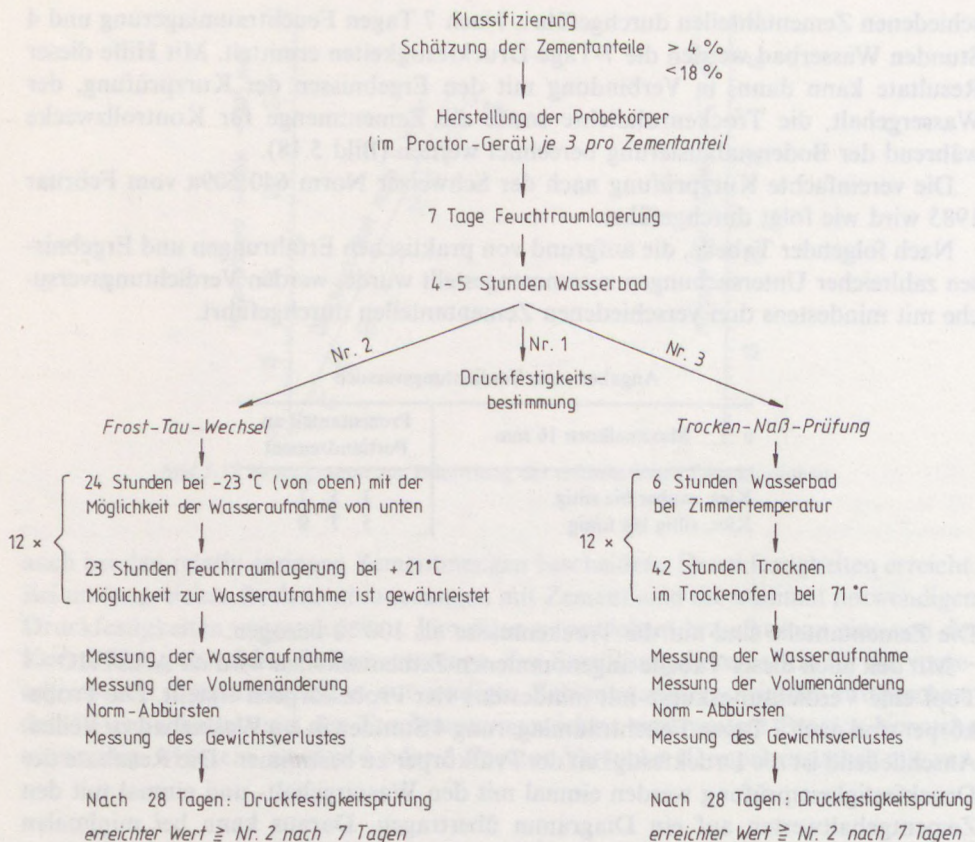


Bild 5.19 Schematische Darstellung der Langprüfung

Die Probekörper werden 7 Tage im Feuchtraum gelagert, danach folgen 4 bis 6 Stunden Wasserbad, anschließend werden sie mindestens 12 Frost-Tau-Zyklen unterworfen. (Die Temperaturen bei den Frost-Tau-Zyklen sind in den einzelnen Ländern unterschiedlich festgelegt.)

Die Frostbeständigkeit der Probe wird mit folgenden Methoden geprüft: Nach jedem Frost-Tau-Zyklus wird der Probekörper mit einer genormten Bürste abgebürstet. Der dabei auftretende Gewichtsverlust, d. h. Materialverlust der Probe, weist eindeutig auf eine durch den Frost verursachte Lockerung der die einzelnen Körner zusammenhaltenden Bindung hin. Der Masseverlust wird durch Wiegen der Probe ermittelt. Er darf bei grobkörnigen Böden höchstens 14 % betragen. Ist der Masseverlust höher, gilt die Probe als frosteempfindlich.

Bei fortschreitender innerer Zerstörung der Probe durch Frosteinwirkung läßt sich eine Vergrößerung des Probekörpers feststellen. Genaue Messungen der Dimensionen der Probe nach jedem Frost-Tau-Zyklus ergeben die Volumenänderungen. Die Volumenzunahme läßt sich in Volumenprozent ausdrücken, wobei die Änderungen jeweils

auf das Anfangsvolumen (100 %) bezogen werden:

$$\frac{V'}{V_0} \cdot 100.$$

Eine hohe Wasseraufnahme der Probe weist auf die Frostempfindlichkeit des Boden-Zement-Gemisches hin und führt zu einer baldigen Zerstörung des Probekörpers durch die Frostbeanspruchung. Je weniger Wasser die Probe aufnimmt, um so besser kann sie einer Frostbeanspruchung standhalten. Jedenfalls wird eine wasserabweisende Probe zur Frostsicherheit der stabilisierten Schicht beitragen (Pectacrete-Zement).

Die tatsächlich erreichten Festigkeitswerte bei der Druckfestigkeitsprüfung sind von sekundärer Bedeutung. Wesentlich ist, daß nach erfolgten Trocken-Naß-Versuchen und Frost-Tau-Prüfungen keine krasse Verminderung der Druckfestigkeit festzustellen ist.

Von der gleichen Zementdosierung werden meistens drei Probekörper erstellt. Probe 1 wird nach 7 Tagen Feuchtlagerung und einigen Stunden Wasserbad auf die Druckfestigkeit geprüft. Probe 2 wird den Frost-Tau-Zyklen unterworfen und nach 28 Tagen auf die Druckfestigkeit geprüft. Probe 3 wird der Trocken-Naß-Prüfung unterworfen und die Druckfestigkeit ebenfalls nach 28 Tagen ermittelt. Die nach 28 Tagen erreichten Werte der Proben 2 und 3 dürfen nicht niedriger liegen als die 7-Tage-Druckfestigkeiten der Probe 1.

Bei der Trocken-Naß-Prüfung werden auf die gleiche Art hergestellte Probekörper wie beim Frost-Tau-Versuch geprüft. Die Probekörper lagern 7 Tage im Feuchtraum, dann werden sie im Wasserbad bei Zimmertemperaturen durchnäßt und anschließend im Trockenofen bei 71 °C ausgetrocknet. Ein Trocken-Naß-Zyklus dauert im allgemeinen 48 Stunden: 4 bis 8 Stunden das Wasserbad, die restlichen Stunden werden für die Austrocknung der Probe im Trockenschrank benötigt.

Durchschnittlich werden die Probekörper also 40–44 Stunden bei 71 °C getrocknet. Nach jedem Trocken-Naß-Zyklus werden Masseverlust (Abbürsten der Proben), Volumenzunahme und Wasseraufnahme des Probekörpers ermittelt. Nach beendeter Trocken-Naß-Prüfung, die mindestens 12 Zyklen betragen muß, werden die Probekörper nach 28 Tagen auf ihre Druckfestigkeit geprüft. Die erreichten Werte dürften nicht geringer sein, als die mit dem gleichen Boden und den gleichen Zementanteilen hergestellten Probekörper ohne die Trocken-Naß-Prüfung nach 7 Tagen aufweisen. Sind die erreichten Festigkeiten nach 12 Trocken-Naß-Zyklen höher als die 7-Tage-Druckfestigkeiten der unbehandelten Proben, gilt die Prüfung als bestanden. Zusätzlich berücksichtigt werden auch die Wasseraufnahme, Volumenänderung und der Masseverlust der Probe. Zwischen diesen einzelnen Druckfestigkeitsprüfungen besteht logischerweise ein Zusammenhang; mit den Resultaten des Masseverlustes der Probe lassen sich Rückschlüsse auf die voraussichtlich erreichbaren Druckfestigkeiten ziehen.

Die etwas vereinfachte Langprüfung nach der Schweizer Norm SN 640 509a vom Februar 1985 „Stabilisierung mit hydraulischen Bindemitteln“ gilt sowohl für grobkörnige wie auch für feinkörnige Böden.

Geotechnische Bezeichnung	Klassifikation	Gehalt an Portlandzement (%) (Fraktion < 16 mm)		
Kies sauber bis siltig siltig bis tonig	GW, GP, GM	3	5	7
	GC, GM-ML	5	7	9
	GM-GC			
	GC-CL			
Sand sauber bis siltig siltig bis tonig	SW, SP, SM	4	6	8
	SC, SM	6	8	11
	SM-ML			
	SM-SC			
	SC-CL			
Silt	ML	7	10	13
Toniger Silt	CL-ML, CL	8	11	14
Ton	CH	9	12	15

Mit den drei Zementanteilen wird im AASTHO-Topf je eine Verdichtungskurve mit mindestens vier Prüfkörpern erstellt. Nach 7 Tagen Feuchtraumlagerung und vier Stunden Wasserbad ist die Druckfestigkeit der Prüfkörper zu bestimmen. Bei der Frost-Tau-Prüfung werden mit drei verschiedenen Zementgehalten je zwei Probekörper beim w_{opt} im AASTHO-Topf erstellt.

Beim grobkörnigen Boden darf der Sättigungsgrad 75 % nicht überschreiten.

Nach einer Feuchtraumlagerung von 7 Tagen sind die Prüfkörper zu wiegen. Anschließend werden sie 24 Stunden im Tiefkühlgerät bei -23 °C auf einem trockenen Stück Filz gelagert; dann für 23 Stunden in der Feuchtkammer bei $+20\text{ °C}$ und 98 % relativer Luftfeuchtigkeit auf wassergesättigten Filz gestellt und aufgetaut. Danach werden die Proben mit einer Drahtbürste abgebürstet (auf der Mantelfläche mit 2×10 Strichen, auf der oberen und unteren Fläche mit 2×2 Strichen – Kraft $\sim 15\text{ N}$). Damit ist ein Frostzyklus beendet. Es sind insgesamt 12 Zyklen durchzuführen. Nach 12 Frost-Tau-Zyklen werden die abgebürsteten Probekörper bei 110 °C getrocknet und der Masseverlust der Prüfkörper bestimmt:

$$\Delta M = \left[1 - \frac{M_2 \left(1 + \frac{w_{\text{opt}}}{100} \right)}{M_1 \left(1 + \frac{0,25\text{ bm}}{100} \right)} \right] \cdot 100,$$

ΔM = Masseverlust (%),

M_1 = Masse der Prüfkörper vor der Frost-Tau-Prüfung (g),

M_2 = Trockenmasse des Prüfkörpers nach der Frost-Tau-Prüfung (g),

w_{opt} = Wassergehalt des Prüfkörpers (%),

bm = Zementgehalt des Prüfkörpers (%).

5.3.2 STABILISIERUNG FEINKÖRNIGER BÖDEN MIT ZEMENT

Feinkörnige, stark plastische Böden, die hauptsächlich aus Ton- und Siltfraktionen bestehen, lassen sich mit Zement nicht immer wirtschaftlich stabilisieren. Die außerordentlich große spezifische Oberfläche des Bodens verlangt zur Erreichung der gewünschten Festigkeiten große Zementmengen; sie entsprechen oft den Zementanteilen eines hochwertigen Betons.

Die einwandfreie Einmischung des Zementes in einen hochplastischen Ton ist ebenfalls problematisch. Mehrere Mischgänge mit Hochleistungsbodenfräsen sind erforderlich. Übereinstimmend mit der diesbezüglichen Fachliteratur sollten Böden, die eine Fließgrenze von über 40–45 % und eine Plastizitätszahl über 15–20 % aufweisen, nicht mit Zement stabilisiert werden. Diese feinkörnigen, plastischen Böden sollten vor allem mit Branntkalk oder hydraulischem Kalk stabilisiert werden. Für höhere Festigkeiten kann eine Bodenstabilisierung mit Kalk die Vorstufe zu einer Zementstabilisierung bilden. Die Bildung einer Krümelstruktur im feinkörnigen, plastischen Boden durch Einmischung von gebranntem Kalk (CaO) oder Kalkhydrat ($\text{Ca}[\text{OH}]_2$) kann eine wirtschaftliche Durchführung der anschließenden Bodenstabilisierung mit Zement gewährleisten.

Vorschlag zur Bestimmung des zulässigen Masseverlustes aufgrund von Beständigkeitsversuchen (nach der Schweizer Norm SN 640 509a):

Geotechnische Bezeichnung	Klassifikation	Zulässiger Masseverlust $\Delta M_{\text{zul}}(\%)$
Kies, sauber siltig	GW, GP	14
Sand, sauber siltig	GM, GM-ML	
	GM-GC, GC	
	SW, SP	
	SM, SM-ML	
	SM-SC, SC	
Kies, tonig	GC-CL	10
Sand, tonig	SC-CL	
Silt	ML, CL-ML	
Toniger Silt Ton	CL	7
	CH	

Nach der Langprüfung wird mit Hilfe von vier Diagrammen (Bild 5.20) die optimale Zementdosierung, der optimale Einbauwassergehalt und die Trockendichte sowie die damit erreichte Druckfestigkeit für die Ausführung der Bodenstabilisierung mit Zement ermittelt.

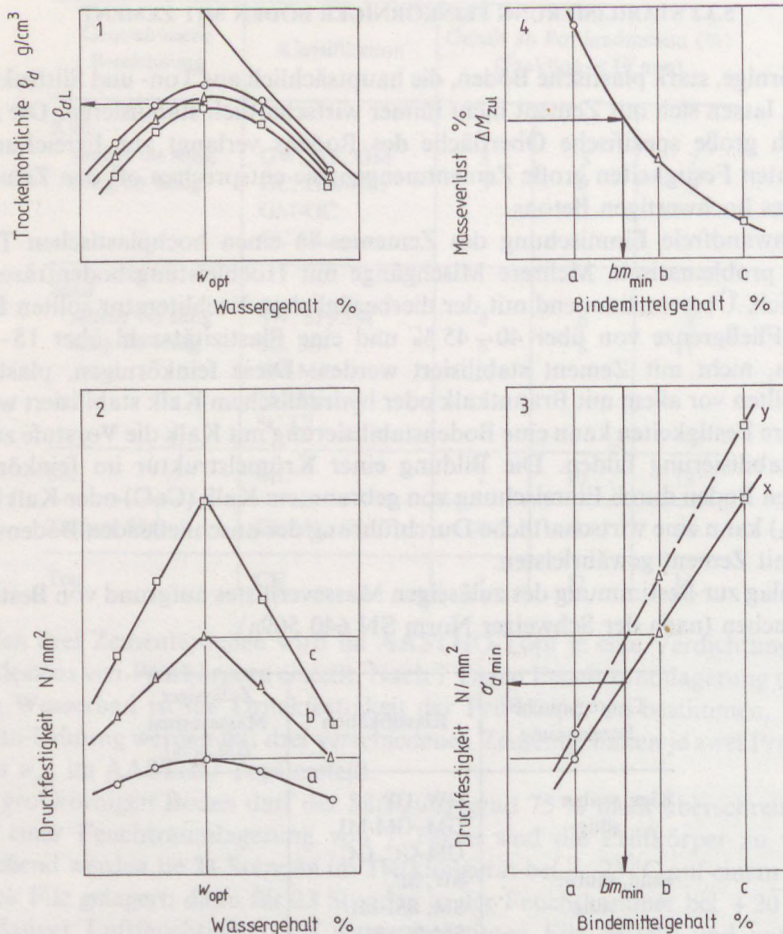


Bild 5.20 Bestimmung der Zementdosierung nach der Schweizer Norm SN 640 509a. Die Versuche wurden mit drei verschiedenen Zementanteilen durchgeführt (a – b – c)
 Versuchsergebnisse: 1: Trockenrohdichte – Wassergehalt (Proctor-Kurve), 2: Druckfestigkeit – Wassergehalt, 3: Druckfestigkeit – Bindemittelgehalt, 4: Masseverlust – Bindemittelgehalt

5.3.2.1 VORUNTERSUCHUNGEN DES BODENS

Wie beim grobkörnigen Boden muß zuerst der Humusgehalt sowie der Säuregehalt (pH-Wert) des Bodens untersucht werden. Geringe Humusanteile können mit Kalziumchlorid neutralisiert werden. Höhere Humusanteile lassen eine Stabilisierung mit Zement nicht mehr zu. Die Qualität des Wassers sollte den Anforderungen des Anmachwassers für Beton entsprechen.

Die Kornverteilung muß bestimmt und das Material auf sein Korngerüst untersucht werden. Je nach Zusammensetzung können dem Boden dann einzelne, fehlende Komponenten zugegeben werden. Bei einem Material mit gutem Korngerüst werden die Festigkeiten bei gleichen Zementanteilen höher sein als ohne Korngerüst.

Die Konsistenzgrenzen entscheiden über die Wirtschaftlichkeit des Verfahrens; sie sind ein Spiegelbild der Eigenschaften und Zusammensetzung der Tonbestandteile.

Der unmittelbar vor der Bodenstabilisierung ermittelte Wassergehalt des Bodens entscheidet über eine Wasserzugabe.

Mit dem Proctor-Versuch ohne Zement und mit verschiedenen Zementanteilen läßt sich der notwendige Wassergehalt sowie die erreichbare Trockenrohdichte für Kontrollzwecke ermitteln.

Im Gegensatz zu nicht bindigen Böden erreichen die mit Zement stabilisierten plastischen Böden die höchsten Druckfestigkeiten bei einem Wassergehalt, der leicht über dem optimalen Einbauwassergehalt liegt.

Nach Zementzugabe wird sich, ähnlich wie bei grobkörnigen Böden, die Trockenrohdichte erhöhen, unter gleichzeitiger Verminderung des optimalen Einbauwassergehaltes.

Feinkörnige, plastische Böden bleiben nach der Stabilisierung mit Zement wesentlich beständiger als grobkörnige Böden, z. B. ist die Bildung von Rissen sehr gering.

5.3.2.2 ZEMENTDOSIERUNG

Bei feinkörnigen Böden werden die minimal notwendigen Zementmengen ausschließlich nach der Witterungsbeständigkeit des mit Zement stabilisierten Materials bestimmt; die Druckfestigkeit spielt eine eher sekundäre Rolle. Je nach Belastung der stabilisierten Schichten müssen natürlich gewisse Druckfestigkeiten erreicht werden. Sie betragen im allgemeinen $2-4 \text{ MN/m}^2$. Beim Kurzverfahren der grobkörnigen Böden zeigt sich eine klare Beziehung zwischen den Druckfestigkeiten der stabilisierten Böden und der Witterungsbeständigkeit der gleichen Proben.

Bei plastischen, feinkörnigen Böden ist die Beziehung zwischen Druckfestigkeit und Witterungsbeständigkeit viel verschwommener und undeutlicher.

Grundsätzlich sind zwei weitere Gruppen von Böden zu unterscheiden:

a) Die Witterungsbeständigkeit des Materials erfordert höhere Zementmengen als für eine minimal notwendige Druckfestigkeit.

b) Das Material ist nicht witterungsbeständig. Anfänglich hohe Druckfestigkeiten sinken nach einer Trocken-Naß- und einer Frost-Tau-Prüfung auf einen ungenügenden Wert.

Die Druckfestigkeit allein würde in den meisten Fällen genügen. Oft wird aber nach den Trocken-Naß- sowie Frost-Tau-Versuchen durch einen zu hohen Masseverlust die Witterungsempfindlichkeit des Materials deutlich erkennbar (Jessberger 1967).

Die erforderlichen Zementmengen werden mit der Langprüfung bestimmt. Nach der Trocken-Naß- sowie der Frost-Tau-Prüfung werden die Druckfestigkeit, der Masseverlust, die Volumenzunahme und die Wasseraufnahme der verschiedenen Zementanteile aufweisenden Proben ermittelt.

Die Druckfestigkeiten dürften sich durch die Trocken-Naß- und Frost-Tau-Prüfungen nicht wesentlich vermindern. Der Masseverlust nach dem Abbürsten sollte von den Bodenarten abhängig beurteilt werden.

Bei feinkörnigen, plastischen Böden kann eine Bodenstabilisierung mit Pectacrete-Zement vorteilhaft sein. Diese Zementart erlaubt eine gründliche Einmischung in den

Boden, bevor der Zement zu hydratisieren beginnt. Da bindige Böden eine wesentlich längere Einmischungszeit erfordern als Kiese und Sande, ist dieser Vorteil des Pectacrete-Zementes nicht zu unterschätzen (s. auch Abschnitt 5.2.4 „Pectacrete-Zement“).

Kombinierte Verfahren, d. h. die gleichzeitige Verwendung von Zement und Kalk oder Kalk und Bitumen, wie auch verschiedene Chemikalien als Bindemittel, werden bei feinkörnigen, plastischen Böden viel häufiger angewandt als bei Kiesen und Sanden.

Dies geschieht zweifellos aus dem Grunde, weil die gewöhnliche Bodenstabilisierung feinkörniger, plastischer Böden mit Zement problematisch ist. Die Schwierigkeiten ergeben sich bereits bei der einwandfreien Einmischung des Zementes in den Boden. Als schwierig und umständlich wird oft auch eine Änderung des Wassergehaltes bezeichnet. Im Falle zu hohen Wassergehaltes muß eine Bodenstabilisierung mit Branntkalk (CaO) vor der Stabilisierung mit Zement erfolgen. Bei einer Wasserrzugabe während des Bodenstabilisierungsverfahrens läßt sich kaum sofort ein einheitlicher Wassergehalt des Materials herbeiführen. Eine weitere Schwierigkeit ist — wie bereits erwähnt —, die Witterungsbeständigkeit des Bodens mit Zementmengen zu erreichen, die noch als wirtschaftlich bezeichnet werden können. Die Umhüllung des Einzelkornes mit Zementleim ist bei plastischen Böden kaum möglich.

Alle Kombinationen mit Kalk, Bitumen, Teer sowie Chemikalien und Zement zielen letztlich darauf, den tonigen Boden in den erwähnten Eigenschaften zu verbessern. Erst aufgrund einer Verbesserung der Mischbarkeit (Krümelstruktur) sowie der Verringerung der spezifischen Oberfläche des tonigen Bodens wird es möglich, dem Boden eine witterungsbeständige Festigkeit mit wirtschaftlich vertretbaren Zementmengen zu verleihen. Man spricht in diesen Fällen auch von einem Aufschließen des Bodens.

5.4 DIE NACHBEHANDLUNG ZEMENTSTABILISierter SCHICHTEN

Die Oberfläche einer mit Zement stabilisierten Schicht darf nicht austrocknen. Die zusätzliche Festigkeitszunahme nach mehreren Tagen ist gleichzeitig ein Hydrationsvorgang. Zu diesem Prozeß werden bestimmte Wassermengen benötigt. Aus diesem Grunde muß die Oberfläche sowohl bei feinkörnigen wie bei grobkörnigen Böden vor einer Austrocknung geschützt werden. Dies geschieht meistens mit einer Nachbehandlung der stabilisierten Schicht. Die einfachste Nachbehandlung wäre eine ständige Bewässerung der Oberfläche; dies führt jedoch oft zu einer Auswaschung derselben. Das am häufigsten verwendete Verfahren ist das Abspritzen der Oberfläche mit einer Bitumenemulsion von etwa $400 - 800 \text{ g/m}^2$. Diese dünne Bitumenschicht unterbindet eine weitere Transpiration der stabilisierten Schicht und schützt wirkungsvoll vor zu schneller Austrocknung. Das Zudecken mit Polyäthylenfolien kann eine zu schnelle Austrocknung ebenfalls verhindern. Heute hält die chemische Industrie eine Reihe von Produkten bereit, die sich ebenfalls für den Schutz der Oberfläche stabilisierter Schichten eignen sollen.

Eine passive Nachbehandlung ist die Schonung der stabilisierten Schicht vor jeder Belastung, bis die erwünschte Festigkeit erreicht worden ist. Diese Schonungszeit

kann je nach Zementart, -menge und Bodenart 3 bis 7 Tage dauern. Pectacrete-Zement und andere hochwertige Zemente erreichen höhere Anfangsfestigkeiten, so daß bei ihrer Verwendung der Schutz sowohl gegen Austrocknung wie gegen Belastung (Befahren) wesentlich erhöht wird.

5.5 QUALITÄTSKONTROLLE DER STABILISIERTEN SCHICHTEN

Viele Verfahren, die für die qualitative Prüfung stabilisierter Schichten existieren, geben oft nur ein illusorisches Resultat. Zu dieser Art von Prüfungen zählen alle Untersuchungen, die erst nach erfolgtem Abbinden und der Festigkeitsentwicklung der mit Zement stabilisierten Schichten durchgeführt werden. Solche Untersuchungen sind die Messung der Einsenkung fester Schichten unter einer Last:

- Lastplattenversuch,
- Durchbiegungsmessungen mit Benkelman-Balken,
- optische Messung der Einsenkung unter einer Last.

Ähnliche Versuche sind die nachträgliche Prüfung der erreichten Druckfestigkeiten:

- Entnahme vom Bohrkernen,
- Aussägen von Würfeln,
- gleichzeitig mit dem eingebauten Material erstellte Probewürfel oder -kerne.

Die von der stabilisierten Schicht entnommenen oder in einer Form erstellten Probekörper werden 7 und 28 Tage auf ihre Druckfestigkeit geprüft. Verschiedene, auch aus der Betontechnologie bekannte Verfahren können anhand dieser entnommenen Probekörper weitere Daten geben. Diese sind der Elastizitätsmodul, die Poisson-Zahl und das Schwindmaß. In weiteren Untersuchungen kann der Zementgehalt, das Porenvolumen sowie das Strukturbild (Homogenität) und die Kornzusammensetzung in der Schicht (anhand von Schliffen) ermittelt werden. Alle diese Daten geben wertvolle Hinweise und können unter Einbeziehung der gegebenen Verhältnisse für künftige Bodenstabilisierungen wichtige Erkenntnisse und wertvolle Schlüsse liefern. Dank diesem Erfahrungsgut können gewisse Funktionen als bereits gegeben angenommen werden und müssen nicht bei jeder Ausführung gesondert untersucht werden (s. Abschnitt 5.3.1.3 „Prüfmethode zur Bestimmung der Zementdosierung“). Der einzige Mangel aller dieser Prüfungen ist, daß sie für die Ausführung, aus der sie entnommen wurden, selbst nicht mehr verwertet werden können, d. h. eine Korrektur, eine qualitative Verbesserung während der Ausführung aufgrund dieser Daten ist nicht mehr möglich.

Während der Ausführung können lediglich drei Komponenten kontrolliert und eventuell verbessert werden, die auf die Eigenschaften der stabilisierten Schicht einen entscheidenden Einfluß haben:

- Wassergehalt,
- Zementmenge pro Volumeneinheit,
- Dichte der stabilisierten Schicht.

5.5.1 WASSERGEHALT

Bei grobkörnigen Böden, wie Kiesen und Sanden, können sich die minimalen und maximalen Werte des Wassergehaltes, die unbedingt eingehalten werden müssen, in sehr engen Grenzen bewegen. Eine Korrektur des Wassergehaltes ist entscheidend; er bestimmt die Endfestigkeit der stabilisierten Schicht.

Feinkörnige, plastische Böden sind in dieser Hinsicht weniger empfindlich. Zwischen minimalem und maximalem Wassergehalt, der eine bestimmte Qualität des hochplastischen Materials garantiert, besteht ein größerer Spielraum.

Der Wassergehalt kann schnell und einfach mit dem Karbid-Meßgerät bestimmt werden (Bild 5.21). Eine Bodenprobe wird abgewogen (die Menge variiert nach Gerätegröße) und zusammen mit in einer Glasampulle dosiertem Karbid und einigen Stahlkugeln luftdicht im Meßgerät verschlossen. Nach kurzem Schütteln zerbrechen die Stahlkugeln die Glasampulle, und das freigewordene Karbid vermischt sich mit der Bodenprobe. Das Karbid tritt dabei in eine chemische Reaktion mit dem Wasser des Bodens, und es wird Acetylgas gebildet. Proportional zu der in der Bodenprobe vorhandenen Wassermenge ist der vom Acetylgas erzeugte Druck, der am Manometer abgelesen werden kann. Entsprechend dem Gewicht der Bodenprobe kann der Wassergehalt anhand des erzeugten Druckes in einer Tabelle direkt in Masseprozenten abgelesen werden. Genaue Daten erzielt das Karbid-Meßgerät vor allem bei Sandproben. Tonige Proben müssen stark zerkleinert werden; trotzdem können die Abweichungen größer sein als bei sandigen Proben.

Mit der Verbrennungsmethode läßt sich ebenfalls rasch und einfach der Wassergehalt bestimmen. Die Bodenprobe wird in nassem Zustand gewogen, dann auf einer feuerfesten Platte mit Alkohol übergossen und angezündet. Dieser Vorgang muß eventuell einige Male wiederholt werden, wobei die Bodenprobe jedesmal gründlich zerrieben werden muß, bis sie wirklich trocken ist. Anschließend wird die trockene

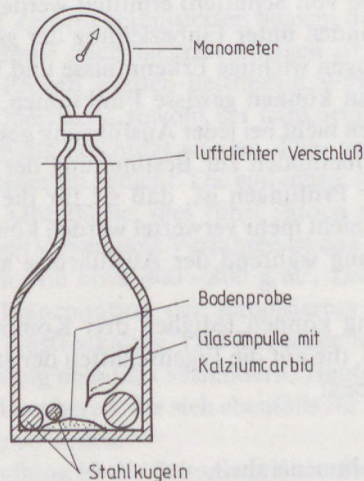


Bild 5.21 Schematische Darstellung des Karbid-Meßgerätes

Probe gewogen; die Massedifferenz ergibt die Wassermenge der Probe. Auf die Trockenmasse als 100 % bezogen, erhält man den Wassergehalt in Masseprozent.

Eine andere rasche Methode ist die Austrocknung des Bodens in einer Stahlpfanne über einem Bunsenbrenner.

Alle diese Methoden sind Feldmethoden, die den Umständen entsprechende Genauigkeiten liefern.

Auf größeren Baustellen, im Feldlabor, dient eine Infrarotlampe der raschen Austrocknung von Bodenproben. Kiesige und sandige Proben können bei intensiver Infrarotbestrahlung in wenigen Minuten austrocknen. Für tonige, plastische Böden ist die beste Methode für eine rasche Austrocknung die in Laboratorien seltener verwendete Hochfrequenz-Trocknung. Die Bodenprobe wird zwischen die Platten der elektrischen Pole gelegt; je nach Frequenz, Stromstärke, Spannung, Plattengröße und Distanz zwischen den Platten kann die völlige Austrocknung einer Tonprobe in Bruchteilen von Sekunden erfolgen.

Die Hochfrequenz-Trocknung erfolgt nach folgendem Prinzip:

Zwei parallel zueinander stehende Platten, die an einen Plus- und Minuspol angeschlossen sind, erzeugen ein elektrostatisches Feld (Bild 5.22). Die Wassermoleküle werden in diesem Feld ausgerichtet. Ändern die Pole in raschem Wechsel ihre Vorzeichen, entsteht eine Bewegung der Wassermoleküle, die von einer starken Wärmeentwicklung begleitet wird. Da die Wärmemengen von der Oberfläche abgeleitet werden, entwickelt sich im Inneren der Probe die höchste Temperatur, was zu einem raschen Verdampfen des Wassers führt. Ist der stabilisierte Boden zu trocken, muß Wasser beigegeben werden.

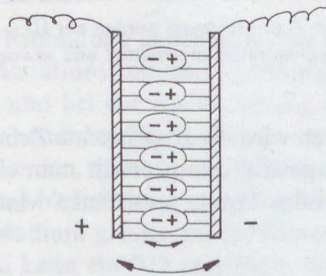


Bild 5.22 Schematische Darstellung der dielektrischen Platten bei der Hochfrequenz-Trocknung

In der Praxis erfolgt die Wasserbeigabe am zweckmäßigsten unter gleichzeitiger Durchmischung des Bodens mit einer Bodenfräse. Auf diese Weise erhält man in der ganzen Schicht einen gleichmäßig verteilten Wassergehalt. Ist der Wassergehalt etwas zu hoch, kann er mittels zusätzlicher Durchmischung und Belüftung des Bodens vermindert werden.

5.5.2 ZEMENTGEHALT

Es gibt verschiedene Methoden, mit denen die Zementanteile einer Mischung rasch und genau bestimmt werden können. Jedenfalls ist es aber einfacher und sicherer, die Zementmengen vor der Einmischung zu kontrollieren.

Beim Ortsmischverfahren wird die meistens von einer Maschine gestreute Zementmenge mit einer auf dem Boden ausgebreiteten Plastikfolie aufgefangen. Das Gewicht der genau von einem Quadratmeter der Plastikfolie gesammelten Zementmenge sowie die Kenntnis der Mischtiefe wird den zukünftigen Zementgehalt bestimmen (Bild 5.23).

In der Baupraxis hat sich als einfachste und sicherste Bestimmung des Zementanteiles eine Materialbilanz sowohl beim Zentralmischverfahren wie auch beim Ortsmischverfahren bewährt.

Beim Ortsmischverfahren wird mit der verwendeten Zementmenge und der damit erreichten Flächenleistung sowie der gemessenen Mischtiefe der durchschnittliche Zementanteil ermittelt.

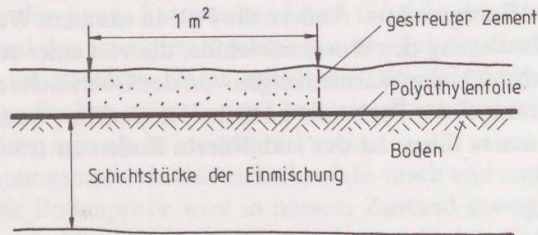


Bild 5.23 Die gestreuten Zementmengen werden mit Hilfe einer Polyäthylenfolie pro Quadratmeter ermittelt und gewogen

Beim Zentralmischverfahren wird die zugemischte Zementmenge durch die Kubikmeter- oder Tonnenleistung geteilt; damit erhält man einen durchschnittlichen Zementanteil pro Kubikmeter oder Tonne gemischten Materials.

5.5.3 ERMITTLUNG DES VERDICHTUGSGRADES

Bei den mit Zement stabilisierten Böden wird die erreichte Verdichtung auf zwei Arten kontrolliert:

- Ermittlung der Rohdichte,
- Ermittlung der Tragfähigkeit oder Zusammendrückbarkeit.

Mit den Rohdichtebestimmungen werden meistens die feinkörnigen Böden geprüft. Zu diesen Methoden zählen das Ausstechen von Proben mit Entnahmezylindern, das Ausmessen einer Probegrube sowie die Sandersatz-, Gipsersatz- und Ballonmethode. Wenn die Umstände es erlauben, werden auf einzelnen Baustellen der Wassergehalt und die Rohdichte mit dem Strahlenmeßgerät ermittelt.

Grobkörnige Böden werden meistens auf ihre Tragfähigkeit geprüft. Kiese und Sande weisen zwischen halbverdichtetem und festverdichtetem Zustand bei der Trockenrohdichte keine so großen Unterschiede auf wie feinkörnige, plastische Böden. Wegen seiner einfachen Durchführung wird der Lastplattenversuch gerne verwendet. Bei der Wahl der Plattengröße muß jedoch darauf geachtet werden, daß die unter der stabilisierten Schicht liegenden Schichten nicht belastet werden. Im Falle geringer Schichtstärke des mit Zement stabilisierten Bodens wird dies aber kaum zu vermeiden sein.

Da die hier aufgezählten Versuche und Methoden größtenteils bereits im Kapitel 4 „Bodenstabilisierung mit Kalk“ beschrieben worden sind, wird auf eine Wiederholung der detaillierten Beschreibung verzichtet.

5.5.4 RISSBILDUNG

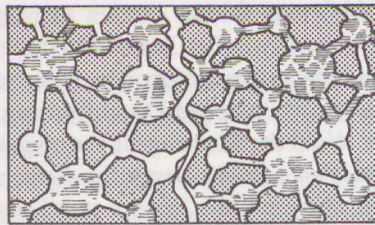
Ein Problem, das immer wieder im Zusammenhang mit der Bodenstabilisierung mit Zement auftaucht, sind Risse verschiedener Dimensionen und Ursachen. Klargestellt werden muß erstens, daß es nicht möglich ist, Risse in den mit Zement stabilisierten Schichten zu vermeiden; mit dieser Realität muß man sich abfinden. Zweitens ist es aber durchaus möglich, unter Beachtung einiger wichtiger Grundregeln sowie einer sorgfältigen Voruntersuchung und Ausführung, breitere Risse zu vermeiden. Aus der Sicht der Verkehrsteilnehmer sind die Risse lediglich ein optischer und psychologischer Störfaktor; sie haben weder auf die Tragfähigkeit noch auf die Beständigkeit der mit Zement stabilisierten Schichten einen nachhaltigen, einschneidenden, negativen Einfluß.

Nach den Ursachen der Rißbildung lassen sich drei verschiedene Rißarten unterscheiden: Schrumpfrisse, Dilatationsrisse und Spannungsrisse. Schrumpfrisse entstehen beim Abbindevorgang und bei der Austrocknung des Materials. Ob die in den Poren oder Mikroporen vorhandenen Wassermengen zur Hydratation des Zementes verwendet oder verdampft werden, spielt für die Rißbildung eine nur sekundäre Rolle. Beim Wasserverlust tritt eine Volumenverringering ein. Die dadurch entstehenden Spannungen sind im Frühstadium größer als die Materialfestigkeit der mit Zement stabilisierten Schicht. Somit kann ein Riß entstehen, der sich wegen der schnelleren Austrocknung der Schichtoberfläche von oben nach unten fortentwickelt. Schrumpfrisse können zu beträchtlichen Schäden an der stabilisierten Schicht führen, sie im Extremfall sogar zerstören.

Man vermutet, daß bei einem Sättigungsgrad der stabilisierten Schicht unter 80 % zahlreiche Mikrorisse in der Struktur entstehen, aber keine oder nur sehr wenige und dünne Risse an der Oberfläche. Bei einer Sättigung über 80 % bildet die Wasserphase im Boden ein zusammenhängendes System. Bei der Austrocknung verringert sich daher das Gesamtvolumen der stabilisierten Schicht, und es entstehen hauptsächlich große, klaffende Risse und keine Mikrorisse in der Struktur. Wird dagegen ein Sättigungsgrad zwischen 70–75 % erreicht, bildet die Wasserphase in den Poren kein zusammenhängendes System mehr. Lediglich einzelne kleinere Inseln bilden noch ein zusammenhängendes Wassersystem in der Struktur (Bild 5.24). Bei der Austrocknung



$S_r < 80\%$



$S_r > 80\%$

Bild 5.24 Schematische Darstellung des Hohlraumes bei einer Stabilisierung (nach Fetz 1978)

und Schrumpfung entsteht nur eine lokale Volumenänderung, die zwar zahlreiche Mikrorisse verursacht, aber keine klaffenden Risse. Mikrorisse in der Struktur der stabilisierten Schicht haben keinen negativen Einfluß auf die Tragfähigkeit und Beständigkeit. Im Gegenteil: Spannungen, die durch Temperaturänderungen oder ungleiche Belastung auftreten, können abgebaut werden. Diese Tatsache konnte anhand von Versuchen und mikroskopischen Strukturanalysen nachgewiesen werden (Fetz 1978, 1988).

Dilatations- oder Kontraktionsrisse entstehen durch Temperaturänderung und dadurch verursachte Volumenänderungen. Diese Rißart ist kaum zu vermeiden, kann jedoch durch strikte Kontrollen des Einbauwassergehaltes und Beibehaltung eines Sättigungsgrades von durchschnittlich 75 % zur Entstehung von Mikrorissen in der Struktur beitragen und dadurch in einem tragbaren Rahmen liegen.

Eine wichtige und entscheidende Maßnahme zur Vermeidung von Dilatationsrissen ist die Zementdosierung auf das absolute Minimum. Hohe Zementanteile verursachen sowohl ein stärkeres Dilatationsspiel bei Temperaturänderungen als auch ein sprödes Verhalten, besonders bei grobkörnigen Böden, und wirken nachteilig auf die Erhaltung der Tragfähigkeit und Beständigkeit der mit Zement stabilisierten Schichten.

Spannungsrisse werden hauptsächlich durch unterschiedliche Setzungen im Grenzbereich der Oberfläche verursacht und festgestellt. Risse über darunterliegenden Bauwerkskanten werden auch im Bereich von setzungsempfindlichem Baugrund beobachtet, z. B. bei Brücken, Unterführungen sowie Entwässerungsrohren. Diese bilden wegen der besseren Fundationsverhältnisse als bei den sich anschließenden Dammpartien starre Auflagepunkte. Die Setzungsdifferenzen führen beim durchlaufenden Oberbau an den Bauwerkskanten teilweise zu starken Rissen. Dies ist kein spezifisches Problem der Bodenstabilisierung mit Zement und sollte nach klassischen Baumethoden (z. B. vorherige Belastung des Dammüberbaus) gelöst werden.

5.6 AUSFÜHRUNGSTECHNOLOGIE DER BODENSTABILISIERUNG MIT ZEMENT

5.6.1 EINLEITUNG

Seit etwa 1920 werden Bodenstabilisierungen mit Zement durchgeführt. Von einer einheitlichen Ausführungstechnologie kann jedoch kaum die Rede sein. Die Größe der Baustelle, die Mengen des zur Verfügung stehenden Bodens, seine Eigenschaften sowie welche Ziele mit der Bodenstabilisierung erreicht werden sollen, bestimmen und beeinflussen die Art und Weise der Ausführung.

Trotz moderner Technik wird man z. B. bei einer Fläche von nur wenigen Quadratmetern mit Schaufel, Pickel und Rechen arbeiten, weil das den Anforderungen genügt. Dagegen müssen auf Großbaustellen alle verfügbaren modernen Geräte eingesetzt werden, um den Ansprüchen der Ausführung entsprechen zu können. Im Gegensatz zum Bodenstabilisierungsverfahren mit gebranntem Kalk, bei dem oft zur Verbesserung des Einbauwassergehaltes eine oberflächliche Beimischung des Kalkes zum Boden genügen kann, muß bei der Bodenstabilisierung mit Zement der Boden mit dem Zement homogenisiert werden. Diese absolute Notwendigkeit entscheidet über die Ausführungsart des Verfahrens.

Bei Bodenarten, die an Ort und Stelle mit Hilfe von Hochleistungsbodenfräsen mit Zement vermischt werden können, wird das Ortsmischverfahren angewandt.

Im Boden vorhandene große Steine verhindern eine Homogenisierung. Bei diesen meist grobkörnigen Böden wird am wirtschaftlichsten das Zentralmischverfahren angewandt.

Grobkörnige Böden haben einen Gewichtsanteil von weniger als 35 % der Kornfraktion kleiner als 0,06 mm sowie eine Plastizität kleiner als 10 %. Diese Böden können noch im Zentralmischverfahren mit Zement stabilisiert werden; zuvor werden sie oft aufbereitet. Feinkörnige Böden, welche mehr als 35 % Gewichtsanteil der Kornfraktion kleiner als 0,06 mm sowie eine Plastizität über 10 % aufweisen, können nur im Ortsmischverfahren mit Zement stabilisiert werden.

Eine genaue Grenzziehung zwischen beiden Verfahren gibt es nicht, da zahlreiche Bodenarten (Feinkiese, Sande) mit beiden Verfahren stabilisiert werden können.

Das Ortsmischverfahren kann bei der Ausführung etwas einfacher und wirtschaftlicher sein, während das Zentralmischverfahren im allgemeinen eine vorteilhaftere Nutzung der Zementmengen und eine besser stabilisierte Schicht ermöglicht.

Jedoch sind immer die lokalen Verhältnisse entscheidend und bestimmen schließlich die Ausführungstechnologie. Es gibt kaum zwei Baustellen, wo die gleichen Bedingungen vorliegen. Aus diesem Grunde sollte man bei jeder Bodenverfestigung alle Faktoren in Betracht ziehen, um im Hinblick auf finanziellen und technischen Aufwand die optimale Lösung zu finden und zu verwirklichen.

Beim Ortsmischverfahren werden die voraus berechneten Zementmengen auf die Oberfläche der zu stabilisierenden Schicht verteilt und anschließend mit Bodenfräsen gründlich eingemischt. Zum Schluß wird wieder der Einbauwassergehalt kontrolliert, falls nötig noch Wasser beigegeben und neuerlich durchgemischt, dann verdichtet. Mit verschiedenen Verfahren wird die Ausführungsqualität kontrolliert. Die mit Zement stabilisierte Schicht muß gegen zu rasche Austrocknung geschützt werden.

Die Ausführungsphasen des Ortsmischverfahrens sind folgende:

- Vorbereitung des Bodens — Aufreißen
 - Steine auslesen oder zertrümmern
 - w_{opt} -Kontrolle
 - eventuelle Wasserzugabe
 - Planieren
- Bodenstabilisierung — Lagerung, Antransport und Verteilung des Zementes
 - Einmischung
 - w_{opt} -Kontrolle
 - eventuelle Wasserzugabe
 - Einmischung
 - Verdichtung
 - Kontrolle
 - Nachbehandlung

Tragfähigkeitskontrollen

Antransport und Lagerung des Zementes sollte im Zementsilo erfolgen. Schnell und einfach wird der Zement vom Transportsilo zum stationären Lagersilo umgepumpt. Eine Lagerung im luftdicht abgeschlossenen Zementsilo ist auch für längere Zeit möglich. Vom stationären Zementsilo wird der Zement in das Silo des Verteilfahrzeuges umgepumpt.

Nur kleinere Baustellen und wo es unvermeidbar ist sollten noch mit Sackzement versorgt werden, da sowohl Lagerung wie auch Verteilung des Sackzementes problematisch ist.

Die Verteilung der aufgrund der Voruntersuchungen berechneten Zementmengen kann auf verschiedene Weise erfolgen. Die Durchführung der Verteilung wird außer den örtlich zur Verfügung stehenden Geräten auch von der Größe der Baustelle und der Bodenart mitbeeinflusst.

Der zu stabilisierende Boden sollte vor der Verteilung des Zementes vorbereitet werden. Vorrangig sollte der Boden aufgerissen, aufgelockert und Steine über 50–60 mm Größe aus der zu stabilisierenden Schicht entfernt werden (Bild 5.25 und Bild 5.26). Dieser Arbeitsvorgang ist besonders bei bindigen Böden problematisch. In der Schweiz wurde eine Maschine entwickelt, die auf ähnliche Weise arbeitet wie eine Bodenfräse, jedoch speziell auf die Zertrümmerung und Zerschlagung der größeren Steine ausgerichtet ist. Eine Zertrümmerung der größeren Steine ist besser als eine Auslese von Hand oder mit dem Fleco-Rechen, da mit den zertrümmerten Steinen das Korngerüst des Bodens angereichert werden kann.



Bild 5.25 Beim Ortсмischverfahren wird die erste Arbeitsphase die Vorbereitung des Bodens sein. Große Steine müssen durch Auslesen oder Zertrümmern eliminiert werden. Schweizer Nationalstraße Nr. 2, Lamone—Chiasso (Photo: Boros)



Bild 5.26 Die Verhinderung einer homogenen Einmischung des Kalkes oder Zementes wird durch solche Findlinge deutlich gezeigt. Die dunklen Farbschattierungen um den Stein herum zeigen, daß der Boden nicht mit dem Bindemittel vermischt wurde. Solche Steine gehören einfach nicht in die Schüttung

Der optimale Einbauwassergehalt sollte vor der Verteilung des Zementes korrigiert werden. Bei zu nassem Material kann durch Belüftung des Bodens der Wassergehalt verringert werden. Bei zu trockenem Boden kann Wasser zugegeben werden (Bild 5.27).

Vor der Verteilung des Zementes sollte die Oberfläche planiert werden.

Bei gut befahrbaren Böden kann die Verteilung des Zementes mit einem Lastwagenzugverteiler durchgeführt werden. Dabei wird ein Silofahrzeug verwendet, wenn möglich mit Allradantrieb; der Zement wird fortlaufend vom Silowagen in das angehängte Verteilergerät gepumpt (Bild 5.28).

Bei schlecht befahrbaren, weichen plastischen Böden könnte sich eine Vorstabilisierung mit gebranntem Kalk (CaO) als notwendig erweisen. Jedenfalls sollte auf weicherer, schlecht befahrbarer Oberfläche der zu stabilisierenden Schicht der Zement mit einem auf Raupen montierten Aufsatzsilogerät verteilt werden (Bild 5.29). Der Zement kann mit den gleichen Verteilergeräten gestreut werden wie der Kalk (s. auch Abschnitt 4.8).

Die Einmischung des Zementes in den Boden kann nur maschinell erfolgen, dazu werden Bodenfräsen verwendet. Im Gegensatz zur Bodenverfestigung mit gebranntem Kalk, wo eine lediglich oberflächliche Einmischung des Kalkes mit Scheibeneggen, Fleco-Rechen, Grader oder Bulldozer den Wassergehalt des Bodens bereits herabsetzen kann, muß der Zement mit dem Boden gründlich vermischt, homogenisiert werden (Bild 5.30).

Speziell für die Bodenverfestigung wurden selbstfahrende Bodenfräsen entwickelt mit einer oder mehreren Mischachsen und mit Motoren über 200 PS (Bild 5.31 und 5.32). Mischtiefen von 20 – 30 cm Tiefe sind nicht ungewöhnlich. Meistens sind für die



Bild 5.27 Ortsmischverfahren: Wasserzugabe (Photo: Betonstrassen AG, Wildegg)



Bild 5.28 Verteilung des Zementes beim Ortsmischverfahren. Zementsilo auf Lastwagen, dahinter Verteilergerät (Photo: Betonstrassen AG, Wildegg)

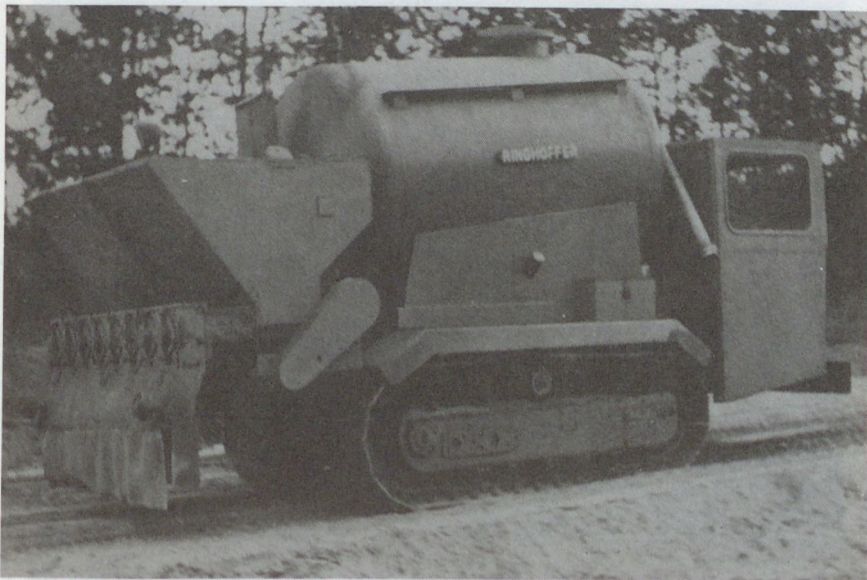


Bild 5.29 Verteilergerät auf Raupenfahrzeug von Ringhofer für schlecht befahrbare Baustellen (Photo: Boros)



Bild 5.30 Korrigieren des Wassergehaltes bei der Bodenstabilisierung mit Zement. Statt mit dem Wasserwagen oder einfach willkürlich mit dem Hydrantenschlauch Wasser zu spritzen, sollten die notwendigen Wassermengen während der Einmischung beigegeben werden. Auf diese Weise wird eine gleichmäßige Verteilung des Wassers gewährleistet. Das Bild zeigt eine Sandverfestigung mit Zement in Holland (Photo: Dr. Speck)

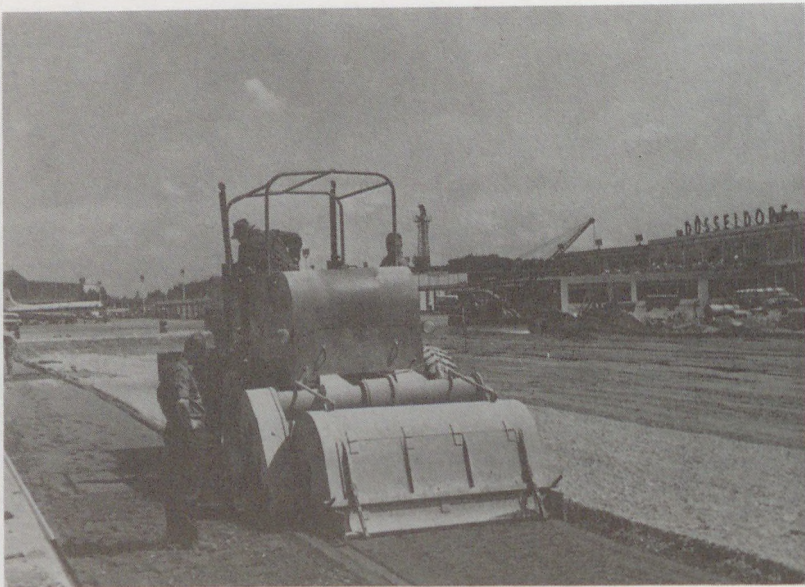


Bild 5.31 Einmischen des Zementes mit dem anstehenden Boden. Flughafen Düsseldorf in den sechziger Jahren. Ringhofer-Bodenfräser (Photo: Ringhofer)

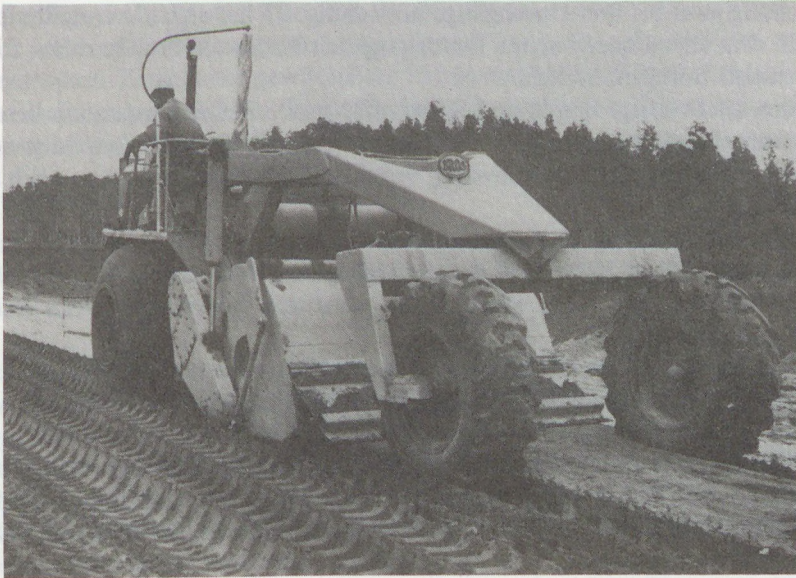


Bild 5.32 Einmischen des Bindemittels mit einer Hochleistungsbodenfräse. Das siltige Sandmaterial konnte ohne weiteres auch im Zentralmischverfahren stabilisiert werden (Photo: Boros)

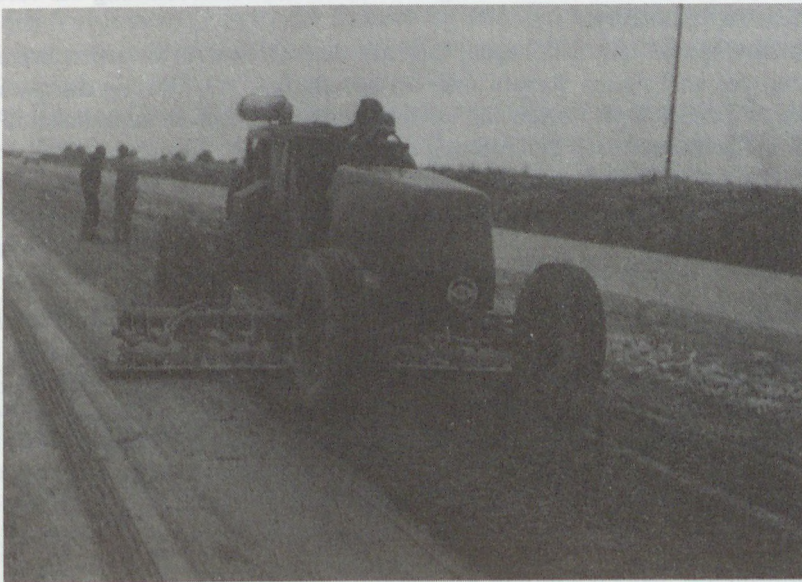


Bild 5.33 Der mit dem Bindemittel vermischte Boden wird hier mit Plattenvibratoren verdichtet. Je nach Bodenart können aber auch statische Walzen, Vibrationswalzen oder eine Kombination beider erfolgreich für die Verdichtung verwendet werden (Photo: Betonstrassen AG, Wildegg)

Einmischung zwei bis drei Durchgänge notwendig. Es hat sich als vorteilhaft erwiesen, nach dem ersten oder zweiten Durchgang den Boden 1/2 Stunde ruhen zu lassen und nochmals durchzumischen.

Saubere, leicht siltige Sande und Kiese ohne große Steine können am besten mit dem Ortsmischverfahren stabilisiert werden. Schwere, plastische Tonböden mit großen Steinen sind dagegen sehr schwierig durchzumischen und erfordern auch höhere Zementmengen.

Nach der Einmischung des Zementes wird das Zement-Boden-Gemisch verdichtet. Saubere, leicht siltige Kiese und Sande können am besten mit Vibrationswalzen verdichtet werden (Bild 5.33). Stark tonige, plastische Böden sollten mit statischen Walzen verdichtet werden.

Die Ergebnisse der Tragfähigkeits- und Dichtekontrollen können im Falle ungenügender Werte durch zusätzliche Verdichtungsarbeit korrigiert und verbessert werden.

Körnige Böden wie Kiese und Sande werden meist mit dem Lastplattenversuch kontrolliert; bindige, plastische Böden eher mit der Prüfung der Rohdichte, im Vergleich mit dem Verdichtungsversuch im Labor (Sandersatz-, Ballon-, Isotopenversuch). Auch Durchbiegungs- und Abrollversuche können die Tragfähigkeit der stabilisierten Schicht ermitteln.

Die mit Zement vermischte und verdichtete Schicht muß vor Austrocknung geschützt werden.

Die einfachste und gebräuchlichste Methode ist das Versprühen einer Bitumenemulsion auf die Oberfläche (ca. 400 – 800 g/m²), welche diese abdichtet und nachhaltig vor Austrocknung schützt; Abdecken der Oberfläche mit Plastikfolien oder Benetzung mit Wasser sind eine weitere Möglichkeit, um die Austrocknung der verdichteten Schicht zu verhindern.

Zusammenfassend läßt sich sagen, daß mit dem Ortsmischverfahren bei strikter Beachtung der wichtigsten Regeln und bei sorgfältiger Ausführung durchaus gute Resultate zu erzielen sind. Zahlreiche Versuche und nachträglich ausgebohrte Proben haben den Nachweis dieser Behauptung erbracht.

Zweifellos sind die Fehlerquellen beim Ortsmischverfahren zahlreicher als beim Zentralmischverfahren. Die häufigsten Fehler werden festgestellt bei der

- Voruntersuchung des Bodens

Der Boden auf dem Feld stimmt mit dem der Voruntersuchungen im Labor nicht überein. Somit können optimaler Einbauwassergehalt und Zementdosierung falsch sein. Bei größeren Bauvorhaben ist jedenfalls zu empfehlen, einen Feldversuch bei einer Fläche von mindestens 100–200 m² durchzuführen. Damit können noch Unstimmigkeiten zwischen Labor- und Feldergebnissen korrigiert werden.

- Vorbereitung des Bodens

Eine Anpassung der Kornverteilung und des Wassergehaltes sind entscheidend für gute Endresultate. Jedoch wird die Vorbereitung des Bodens oft vernachlässigt, weil sie zusätzlichen Zeit- und Kostenaufwand verursacht.

- Durchmischung

Bei der Einmischung des Zementes in den Boden werden die meisten Fehler gemacht. Ist der Einmischungsgrad ungenügend, kann der sehr ungleich verteilte, kaum hydratierte Zement den gewünschten Erfolg nicht herbeiführen. Leider läßt sich der Einmischungsgrad auf der Baustelle nicht kontrollieren; daher sollte eher ein Durchgang zu viel als zu wenig gemacht werden.

– Verdichtung

Mit einer strikten Kontrolle des Verdichtungsgrades lassen sich Fehler bei der Verdichtung korrigieren. Fehlen diese Kontrollen, so ist eine ungenügende Verdichtung nicht auszuschließen.

5.6.3 ZENTRALMISCHVERFAHREN

Beim Zentralmischverfahren wird der Boden zentral aufbereitet, d. h. im Zwangs- oder Durchlaufmischer mit Zement und Wasser gemischt und in bereits gemischter Form auf die Baustelle transportiert, eingebaut, verdichtet, kontrolliert und mit einer Nachbehandlung gegen Austrocknung geschützt.

Bei der Bodenstabilisierung mit Zement im Zentralmischverfahren werden grobkörnige Böden stabilisiert. Damit ein Boden noch im Zentralmischverfahren mit Zement stabilisiert werden kann, müssen die Anteile kleiner als 0,06 mm unter 35 % liegen und die Plastizität muß kleiner als 10 % sein.

Die Ausführungstechnologie wird weitgehend von den Bodeneigenschaften und der erforderlichen Produktionskapazität (pro Tag oder pro Stunde) bestimmt.

Bei den Voruntersuchungen des Bodens für das Zentralmischverfahren wird mit den Angaben über die Zementdosierung und den optimalen Einbauwassergehalt auch eine Korrektur der Kornverteilung angegeben.

Die einfachste und am häufigsten angewandte Aufbereitungsart ist das Aussortieren der Steine über 50–60 mm. Sie werden gebrochen und dem Boden wieder beigegeben. Bei der Vorbereitung des Bodens werden Metallteile ausgeschieden, damit der Mischer nicht beschädigt wird; ebenfalls werden Wurzelholz, Humus oder anderes Fremdmaterial beseitigt.

Oft wird die Aufbereitung direkt bei der Abbaustelle durchgeführt. Vom aufbereiteten Boden sollte eine Zwischendeponie angelegt werden, wenn er nicht sofort weiterverwendet werden kann.

Die Durchmischung des Bodens mit dem Zement und Wasser erfolgt entweder in einem Zwangs- oder in einem Durchlaufmischer. Zement und Wasser werden zentral dosiert und kontrolliert.

Das Boden-Zement-Gemisch wird an die Einbaustelle transportiert, verteilt und verdichtet (Bild 5.34). Die Verteilung kann durch Bulldozer oder Grader erfolgen. Die Verdichtung wird je nach Bodenart mit statischen oder Vibrationswalzen durchgeführt, eventuell auch mit einer Kombination.

In den letzten Jahren werden immer häufiger – vom Bitumen- und Betonbelagsbau her bekannte – Deckenfertiger für den Einbau der mit Zement gemischten Böden verwendet.

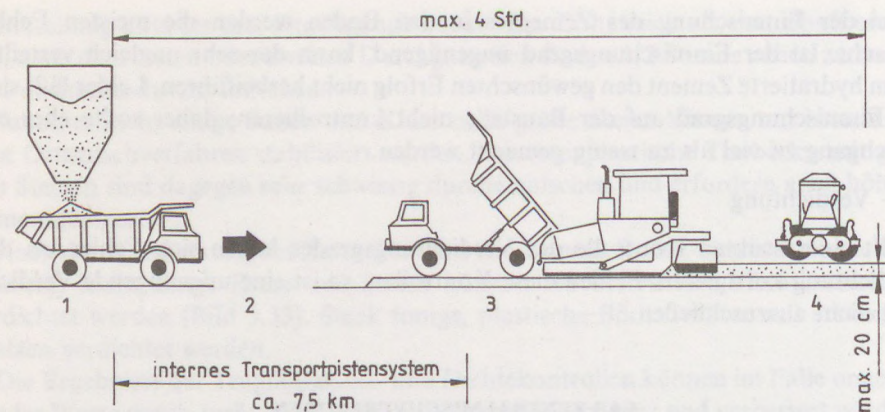


Bild 5.34 Schematische Darstellung des Arbeitsablaufes beim Zentralmischverfahren
 1 – Die Transportfahrzeuge laden das mit Zement und Wasser gemischte und aufbereitete Material, 2 – Transport auf die Baustelle, 3 – Kippen in den Straßenfertiger, 4 – Nachverdichtung, 5 – Nachbehandeln (Schützen gegen Austrocknen). Konkretes Beispiel einer Schweizer Nationalstraßenbaustelle (nach van Egmond und Bramaz 1976)

Der Vorteil dieser Einbaumethode ist, daß mit einer Schichtstärke von 20–25 cm gleichzeitig die gesamte Straßenbreite (7,5 m) eingebaut werden kann. Dadurch können Risse, die über Arbeitsfugen im Belag festgestellt wurden, vermieden werden. Ein Problem bleibt oft noch die Gleichmäßigkeit der Schichtdicke und der Oberfläche. Obwohl moderne Deckenfertiger über elektronische Abtastesysteme verfügen, kann die Schicht ungenügend verdichtet werden, was eine Nachverdichtung erfordert, welche die Schichtstärke und Maßtoleranzen der Oberfläche beeinflusst.

Durch Verdichtungskontrollen können eventuelle Mängel aufgedeckt und mit einer Nachverdichtung korrigiert werden. Beim Zentralmischverfahren ist es auch üblich, parallel mit dem Einbau täglich Probekörper zu erstellen, welche nach 7 Tagen auf ihre Druckfestigkeit geprüft werden.

Die fertig eingebaute, verdichtete und auf ihre Tragfähigkeit kontrollierte Schicht wird durch Aufsprühen von Bitumenemulsion (ca. 400–800 g/m²) gegen Austrocknung geschützt. Eine andere Methode ist das Abdecken mit Plastikfolie oder Benetzung mit Wasser.

Beim Zentralmischverfahren sind die qualitativen Anforderungen an das Mischgerät hinsichtlich Zementgehalt, Wassergehalt, Kornverteilung, Maximalkorn und Durchmischungsgrad leichter zu erfüllen als beim Ortsmischverfahren.

Beim Zentralmischverfahren liegt das Problem bei der Leistung. Besonders hohe Tagesleistungen von über 1000 m³ sind langfristig oft schwierig durchzuhalten.

Das Verfahren besteht aus einer Kette von einzelnen Phasen (Bild 5.35), versagt nur eine einzige, kann die ganze Produktionskette zum Erliegen kommen, und der Einbau muß gestoppt werden. Das Problem ist aus der Industrie bekannt, wie z. B. der Zementindustrie. Mit einem sorgfältigen, technisch-organisatorischen Ablauf und mit Materialflußanalysen werden besonders anfällige Teile herausgesucht und mehrfach

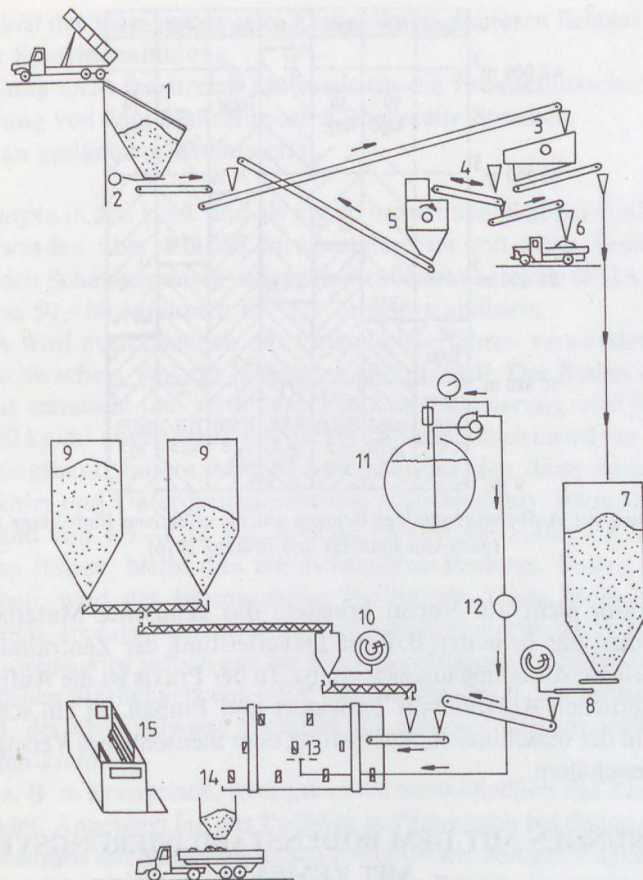


Bild 5.35 Typisches Beispiel einer Zentralmischanlage; theoretische Leistung 2000 m³/Tag, Auslastung durchschnittlich 50 %

1: Grobkornabschneider, 2: Aufgabeparaat, 3: Vibrationssieb, 4: Metallsuchgerät, 5: Schlagmühle, 6: Auswurf von Metallteilen, 7: Vorsilo für Rohmaterial, 8: Rohmaterialdosieranlage, 9: Zementsilo, 10: Zementdosieranlage, 11: Wasserversorgung, 12: Wasserdosieranlage, 13: Drehrohrdurchlaufmischer, 14: Verladestation für Stabilisierungsmischgut, 15: Kommandozentrale (nach van Egmond und Bramaz 1976)

geführt. Beim Ausfall wird automatisch auf das zweite oder dritte parallel geführte Element umgeschaltet (z. B. Sieb, Brecher, Mischer). Erfahrungsgemäß liegt die Auslastung der Aufbereitungs- und Mischanlagen oft nur bei 50 % oder darunter (Bild 5.36).

Die Leistungskriterien liegen erfahrungsgemäß weniger bei den modernen Einbaumaschinen, die oft ihre Nennleistung nicht einmal erreichen, als eher bei einer Reihe von Arbeitsabläufen zwischen Aufbereitung und Einbau, welche einen wichtigen Einfluß auf die Leistung ausüben.

An der Einbaustelle ist ein erfahrenes und gut geführtes Team die Voraussetzung für einen einwandfreien Einbau, sowohl qualitativ wie leistungsmäßig. Die Zentral-

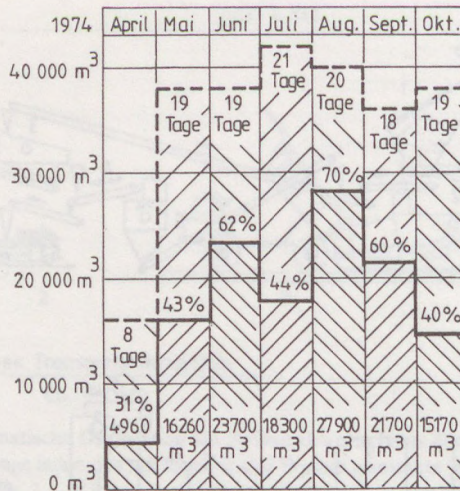


Bild 5.36 Auslastung der Aufbereitungsanlage bezogen auf die effektiven Einbautage am Beispiel 1974 (nach van Egmond und Bramaz 1976)

mischanlage kann nicht auf Vorrat arbeiten; das gemischte Material muß sofort eingebaut werden; das bedeutet, daß die Dauerleistung der Zentralmischanlage auf eine kontinuierliche Abnahme angewiesen ist. In der Praxis ist die Aufrechterhaltung eines kontinuierlichen Ablaufs von Transport und Einbau oft ein schwieriges Problem. Pannen in der maschinellen Ausrüstung oder menschliches Versagen lassen sich nicht völlig ausschalten.

5.7 ERFAHRUNGEN MIT DEM BODENSTABILISIERUNGSVERFAHREN MIT ZEMENT

Seit 1920 wird das Verfahren der Bodenstabilisierung mit Zement verwendet. Heute, im Jahre 1993, heißt das über 70 Jahre Erfahrung mit dieser Baumethode. Wie sind die Erfahrungen weltweit?

Aufgrund weltweiter Erfahrungen mit dem Bodenstabilisierungsverfahren im allgemeinen, aber speziell mit dem Bodenstabilisierungsverfahren mit Zement, welches am häufigsten verwendet wird, ist auffallend, daß die Schwerpunkte dieser Baumethode stark regional begrenzt sind, obwohl in den einzelnen Ländern ähnliche Voraussetzungen vorhanden sind.

Dieses Phänomen hat bestimmt einige Gründe, die noch erwähnt werden; aber vorrangig scheint dies doch auf die Bereitschaft der regionalen Baubehörden zurückzuführen zu sein, neue Wege im Straßenbau, Flugplatzbau usw. zu beschreiten.

Die Gründe, die zu einer Bodenstabilisierung mit Zement führen, können regional ebenfalls verschieden sein. Folgend einige Beispiele ohne Anspruch auf Vollständigkeit:

- Verwendung von an Ort und Stelle verfügbaren Materialien,
- Erhöhung der Tragfähigkeit bei gleichzeitiger Reduktion der Oberbaustärke,

- Möglichkeit der Verringerung der Dicke des bituminösen Belages zur Herabsetzung der Spurrinnenbildung,
- Verwendung nicht frostfreien Materials für die Frostschuttschicht,
- Vermeidung von Materialtransporten über weite Strecken,
- Mangel an geeignetem Rohmaterial.

Die Erfahrungen in den USA sind als gut zu bezeichnen. Seit der Einführung dieser Baumethode wurden über 135 000 Straßenkilometer mit einer Breite von 7,3 m gebaut. Nach den Schätzungen der obersten Straßenbaubehörde (FHA) wird jährlich eine Fläche von 50–80 Millionen m² mit Zement stabilisiert.

In den USA wird ausschließlich das Ortsmischverfahren verwendet, Straßen mit mittlerem bis schwachem Verkehr bilden den Hauptanteil. Der Boden wird ca. 15 cm tief mit Zement vermischt und verdichtet. Die Zementdosierung wird je nach Bodenart mit 80–200 kg/m³ angegeben. Auf die verdichtete Schicht wird ein Bitumenbelag von 38 mm eingebaut. Sofern Mängel auftreten, werden diese hauptsächlich auf Ausführungsfehler und Unterdimensionierung zurückgeführt. Risse treten als Querrisse im Abstand von 1,5–8 m auf. Solange es sich um Haarrisse handelt, die zu keinen Schäden führen, bleibt dies ein ästhetisches Problem. Sofern sich wirkliche Schäden ergeben, wird der Bitumenbelag verdoppelt. Diese Maßnahme ist nicht immer erfolgreich, aber die Schichtstärke wird aus Kostengründen beibehalten. Diese sog. Dünn-Bauweise wird jedoch nur für schwachbefahrene Lokalstraßen verwendet. Im innerstaatlichen Straßennetz des USA werden etwa 60 % mit armierten Betonbelag ausgeführt, der aber teilweise ebenfalls auf eine mit Zement stabilisierte Tragschicht zu liegen kommt.

In Europa, z. B. in Frankreich, wird praktisch ausschließlich das Zentralschichtverfahren verwendet. Angeblich lag das Problem in Frankreich bei den problematischen alluvialen Kiessanden mit ausgewaschenen Feinanteilen. Mit der Zugabe von Zement konnte man das Material besser verdichten. Das Kiessandmaterial wird meistens aufbereitet, weil in Frankreich die Kornverteilung durch Normen in sehr engem Rahmen gehalten wird. Je nach Zementart werden 3,5–4,5 % Zement beigegeben. Auch in Frankreich werden seit etwa 1950, also nach 40 Jahren der Anwendung dieses Bauverfahrens, die Erfahrungen als gut bezeichnet, sofern die Vorschriften eingehalten wurden. Anfänglich betrug die Schichtstärke lediglich 10–15 cm, darauf wurde ein Bitumenbelag von 4–5 cm eingebaut. Diese Straßen hielten aber nur leichtem Verkehr stand. Querrisse im Belag wurden ausgegossen. Seit 1974 werden in Frankreich mit Zement stabilisierte Schichten auch für Hochleistungsstraßen ausgeführt. Bereits im Jahre 1978 wurden zementstabilisierte Tragschichten von insgesamt 460 000 t eingebaut (ca. 12 % aller Tragschichten, Fetz 1980).

In den Alpenländern waren die Erfahrungen recht gut. Vor allem in Deutschland und Holland wurden sehr große Mengen ungünstig zusammengesetzter Sande mit Zement (auch mit Bitumen) stabilisiert (Springenschmied 1960a).

In der Schweiz wird heute ausschließlich das Zentralschichtverfahren angewendet. Nach anfänglichen Versuchen im Güterwegebau in den fünfziger Jahren wurden erstmals in den Jahren 1972/73 mit Zement stabilisierte Tragschichten für Hochleistungsstraßen und Autobahnen verwendet (Bild 5.37 und 5.38).

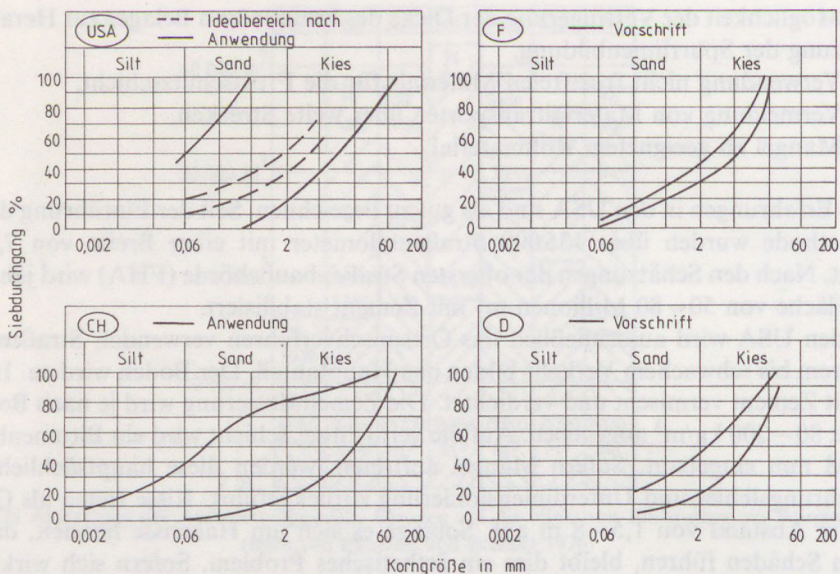
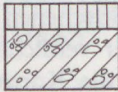
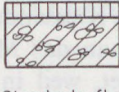
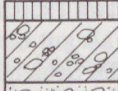
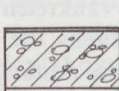
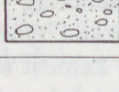
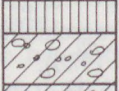
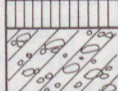


Bild 5.37 Sieblinienbereiche für Zementstabilisierungen. USA und Schweiz: keine Vorschriften. Der angegebene Bereich entspricht dem Anwendungsbereich (nach Fetz 1980)

	starker Verkehr	mittlerer Verkehr	schwacher Verkehr
USA	nicht üblich (meist Betonbeläge)	 75 - (125) 175 - 205	 38 - 75 152 Standardaufbau
F	 80-140 200-250  80-140 200-250  150-200 250-400	 50 - 60 200 - 250 (200)	 0B 200  (200)
CH	 120 - 150 180 200 - 300	 100 200 - 300	 70 200

 bituminöser Belag (mm)
  Zementstabilisierung (mm)
  Kiessand (mm)

Bild 5.38 Oberbau mit Zementstabilisierung. Die Darstellung gibt einige Oberbautypen für verschiedene Verkehrsklassen (nach Fetz 1980)

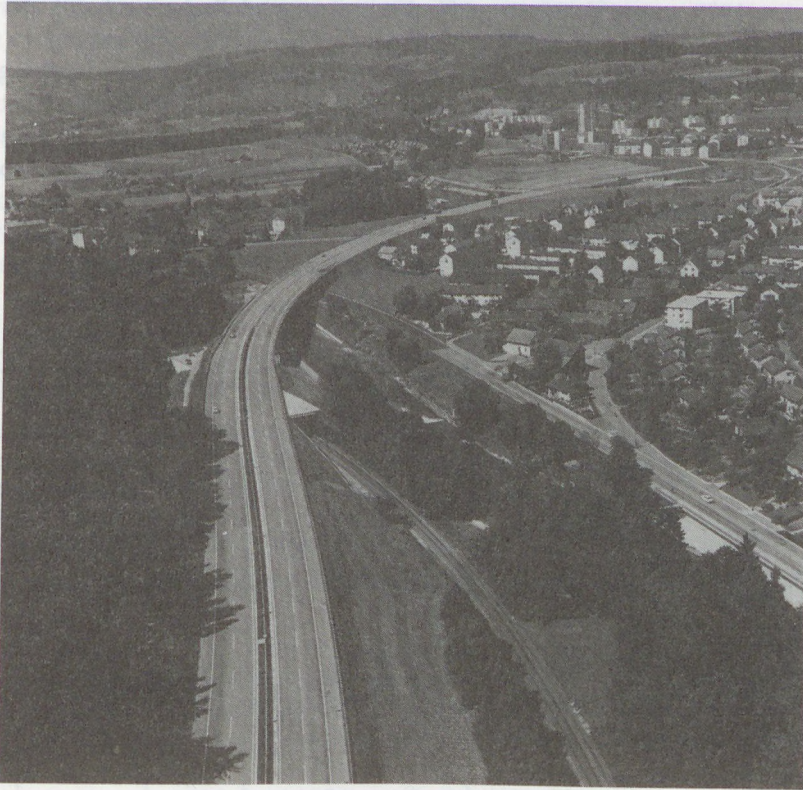


Bild 5.39 Die vierspurige Autobahn N1. 1. 4, Winterthur–Toss, wurde beim Bauwerk 14, Unterführung SBB mit vollstabilisiertem Oberbau ausgeführt (Photo: Kt. Zürich, Tiefbauamt)

Am 12. Dezember 1974 wurden die Nationalstraße Nr. 1, Zürich–Winterthur (13 km sechsspurig) und die Zufahrtsstraße Wangen–Hegnau (6 km vierspurig) dem Verkehr übergeben (Bild 5.39). Es handelte sich um die erste Zürcher Autobahn mit einer Tragschicht aus zementstabilisiertem Material (Grünenfelder–Yang 1982).

Der Aufbau wurde wie folgt ausgeführt:

4 cm Verschleißschicht	Bitumenbelag
8 cm Ausgleichsschicht	Bitumenbelag
18 cm Zementstabilisierung	0–15 mm, 70 kg Zement/m ³
30 cm Zementstabilisierung	0–50 mm, 70 kg Zement/m ³
	(teilweise 0–80 mm)
60 cm Total-Oberbau (Bild 5.40)	

Nach einiger Zeit konnten im Belag Querrisse festgestellt werden. Der mittlere Abstand der Risse betrug 5–10 m, die Rißbreite 1–2 mm (Haarrisse). Die im Dezember 1980 durchgeführte dritte Messung der Spurrinnen zeigt eine Tiefe von 1–2 mm, einschließlich Abnützung, was nach 6 Jahren starkem Verkehrsaufkommen als vernachlässigbar klein bezeichnet werden kann.

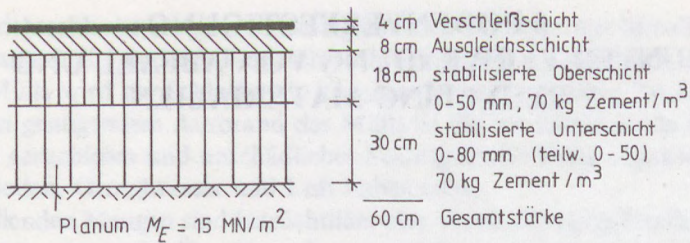
Im Jahre 1979 wurde das Institut für Grundbau und Bodenmechanik der ETH Zürich beauftragt, die Tragfähigkeit, besonders im Bereich der Rißbildung, zu untersuchen. Es wurde festgestellt, daß die Durchbiegungen, gemessen auf dem Belag unter einer Achslast von 13 t, sehr klein sind und rund 60 Tausendstelmillimeter betragen. Die festgestellten kleinen Risse haben keinen negativen Einfluß auf die Tragfähigkeit.

Inzwischen wurden in der Schweiz über 160 Straßenkilometer mit zementstabilisiertem Oberbau (Tragschicht) gebaut, davon über 100 km Autobahnen mit starkem Verkehr. Im folgenden einige Beispiele für in der Schweiz bis 1978 realisierte Straßen und Autobahnen mit vollstabilisiertem Oberbau (nach Verein Schweizer Straßenfachleute, 1977):

Kanton		Baujahr	Länge km	Fläche m ²	Dicke cm
Zürich	Flugplatz Kloten	1971–1976		868 000	25–80*
	Nationalstraßen	1971–1974	14,3	450 000	48
	übrige Straßen	1974–1976	13,8	178 000	15–48
		im Bau und Projekt	20,5	422 000	18–48
Bern	Nationalstraßen	im Bau	11	210 000	17–24*
	Wankdorfplatz	1975		15 000	20
Luzern	Nationalstraßen	1976–1978	15,9	335 000	42
Zug	Nationalstraßen	1971–1974	10	220 000	46
	übrige Straßen	1976	0,3	1 000	22
Graubünden	Nationalstraßen	1974–1976	7		48
		im Bau und Projekt	32		
	übrige Straßen	1974–1975	8,5		35–48
		im Bau und Projekt	10		
Aargau	Nationalstraßen	im Bau	6,5	150 000	30–55
	übrige Straßen	im Bau	1,6	13 500	20–40
Thurgau	Nationalstraßen	1974–1976	9,7	240 000	43
	übrige Straßen	1974–1976	8,6	70 000	15–35
Neuchâtel		1962–1972	20	160 000	10–15
			2	12 000	35–50
Genève-Cointrin				100 000	15–20*

* Teilweise mit Betondecke

Die Erfahrungen werden aufgrund von Spurrinnen-, Durchbiegungsmessungen und Versuchen an Bohrkernproben als gut bis sehr gut bezeichnet. Auch zahlreiche, mit hohen Achslasten sehr stark befahrene Strecken und Straßenkreuzungen wurden in die Messungen einbezogen und erbrachten gute Resultate, obwohl durchwegs zweit- bis drittklassige Materialien verwendet worden waren.



Aufbau

Strecke	N 1.1.3	Wangen Hegnau
<i>Verschleißschicht (4 cm)</i>	AB 16 s	AB 16 s mit Trinidad
Bindemittelsorte	B 50/60	B 60/70
Bindemittelgehalt	5,3 %	5,7 %
<i>Ausgleichsschicht (8 cm)</i>	TA 25 u	HMT 40 s
Bindemittelsorte	TB 2000	B 60/70
Bindemittelgehalt	5,0 %	4,2 %

Bild 5.40 Konstruktion eines vollstabilisierten Oberbaues (Autobahn N1. 1. 3 in der Schweiz)

Zusammenfassend läßt sich feststellen, daß mit dieser Baumethode sowohl technisch wie ökonomisch gute Erfahrungen gemacht wurden. Die Resultate der Laboruntersuchungen konnten mit Feldversuchen im großen und ganzen bestätigt werden.

6 BODENVERFESTIGUNG UNTER VERWENDUNG VON ABFALL UND RECYCLING-MATERIALIEN

6.1 EINLEITUNG

Vor allem in den Industrieländern sind heute zwei wichtige Tendenzen zu erkennen, die im Zusammenhang mit der Energiegewinnung und Rohmaterialbilanz stehen.

1. Die Studie des Club of Rome beinhaltet u.a.: Wenn der „Rohstoffverbrauch und Energieverbrauch unverändert anhält, werden die absoluten Wachstumsgrenzen auf der Erde im Laufe der nächsten hundert Jahren erreicht.“

Bereits heute ist der Mangel an gutem Kiessandmaterial für den Bau von Straßen, Autobahnen und Industrieanlagen deutlich feststellbar. Gutes Rohmaterial für Beton, d. h. Kies-Zuschlagstoffe, wird weltweit spürbar knapper und daher teurer. Es ist dringend zu empfehlen, mit den noch vorhandenen Vorräten haushälterisch umzugehen.

2. Eine auf übermäßigen Konsum orientierte und Wegwerf-Gesellschaft produziert eine fortlaufend anschwellende Flut an Abfällen aus Haushalt, Gewerbe und Industrie. Dieser Wohlstandsmüll ist das Endprodukt einer langen Kette von Energieaufwand und Rohstoffverbrauch, der zusätzlich nachhaltig die Umwelt belastet.

Angesichts dieser Entwicklungen muß eine Lösung gefunden werden, die beide Problembereiche miteinander verknüpft. Es müssen Technologien und Recycling-Systeme entwickelt werden, denen es gelingt, dieselben Stoffe mehrmals aufzubereiten und einer Wiederverwendung zuzuführen.

In der Schweiz z. B. fallen jährlich etwa 3 Millionen Tonnen Müll an. Es wird mit einer jährlichen Zuwachsrate von 2–5 % gerechnet. Die Abfallmenge beträgt je nach Bevölkerungsstruktur und Lebensgewohnheiten 100–300 kg pro Einwohner und Jahr; in den USA sogar bis zu 800 kg pro Einwohner und Jahr, wobei mit einer fortlaufenden Zunahme des Abfalls gerechnet wird.

6.2 VERWENDUNG VON SCHLACKE AUS MÜLLVERBRENNUNGSANLAGEN

In den Industrieländern, vor allem in deren Großstädten und dichtbesiedelten Gebieten, ist die Müllverbrennung die hauptsächlich angewandte Methode zur Beseitigung der Abfallberge, mit den geringsten negativen Einflüssen und Verschmutzung für Boden, Wasser und Luft. Gleichzeitig wird die durch die Verbrennung entstehende Thermoenergie für Heizung und Warmwasseraufbereitung sowie für die Stromerzeugung genutzt.

In der Müllverbrennungsanlage bleiben 30–40 % des angeführten Abfalls als Kehrriechtschlacke zurück. An den Elektrofiltern entsteht Flugasche.

Die Kehrichtschlacke besteht aus der eigentlichen Schlacke, wie Metall-, Glas- und Keramikbestandteile, und der Flugasche aus den Elektrofiltern. Nach der Verbrennung des Mülls wird die Schlacke als körniges Stückgut in einer Zwischendeponie gelagert. Bei genügendem Ausbrand des Mülls ist die zurückbleibende Schlacke ein weitgehend geruchloses und unschädliches Schüttgut, das keine negativen Einflüsse mehr auf Boden, Grundwasser und Luft haben sollte.

Die anfallenden Mengen sind beträchtlich; eine Verwendung im Straßenbau wurde in der Schweiz untersucht. Damit werden erste Ansätze für ein erfolversprechendes Recycling der Abfälle erkennbar.

Der jährliche Schlackenanstoss von Müllverbrennungsanlagen einiger Schweizer Städte:

Basel	50 000 t
Bern	17 000 t
Winterthur	20 000 t
Zürich	70 000 t

Im Jahre 1971 gelangten in der ganzen Schweiz 1,1 Millionen Tonnen Abfall in Verbrennungsanlagen. Aus verschiedenen Verbrennungsanlagen wurde Kehrichtschlacke hinsichtlich ihrer Eignung für den Straßenbau geprüft, vor allem für die Verwendung und Eignung als Dammschüttmaterial oder für die Tragschicht und den Unterbau.

Für Laboruntersuchungen wurde die Schlacke durch Aussortieren der groben Eisenbestandteile über 50 mm Größe vorbereitet.

Die Festigkeits- und Beständigkeitseigenschaften bei Wasser- und Frosteinwirkung wurden entsprechend den Qualitätsvorschriften für Kiessand für den Unterbau (Schweizer Norm SN 670 120a) geprüft. Zuerst wurde die Kornverteilung bestimmt. Die Schlacke entspricht nach USCS-Klassifikation den Bodenklassen GW, GP, GM, GM – ML. Bei einigen Proben wurde aufgrund des zu hohen Feingehaltes (nach Casagrande-Frostkriterium) eine Frostgefährdung festgestellt. Frosthebungsversuche mit dem gleichem Material bewiesen jedoch die Volumenstabilität der Schlacke.

Normgemäß werden CBR-Versuche unmittelbar nach Verdichtung sowie nach viertägiger Wasserlagerung und anschließendem Frost-Tau-Zyklus zur Beurteilung der Qualität herangezogen.

CBR-Versuche nach Verdichtung	50 – 55 %,
CBR-Versuche nach Wasserlagerung	65 – 70 %,
CBR-Versuche nach Frost-Tau-Wechsel	65 – 70 %.

Im Gegensatz zu natürlich vorkommenden Kiessand-Materialien zeigen die Proben aus Kehrichtschlacke nach der Wasserlagerung und Frost-Tau-Prüfung erstaunlicherweise höhere CBR-Werte als die einfach verdichteten Proben. Weiterhin muß positiv vermerkt werden, daß bei den verdichteten Schlackenproben keine Quellung durch Wasserlagerung und keine Hebung bei Frosteinwirkung erfolgt.

Die Festigkeitszunahme der Schlacke, die nach der Wasserlagerung festgestellt werden konnte, dürfte vermutlich auf eine Hydratation zurückzuführen sein. Die chemische Analyse der Feinbestandteile der Schlacke und der Flugasche zeigt, daß

diese chemische Komponenten des Portlandzementes, wie CaO , SiO_2 , Al_2O_3 , Fe_2O_3 , MgO , aufweisen, wodurch der Hydrationsvorgang mit Wasser und anschließender Festigkeitszunahme der Schlacke verständlicher wird.

Aufgrund durchgeführter Labor- und Feldversuche und im Durchschnitt durchaus positiver Ergebnisse und Erfahrungen kann man folgendes festhalten:

1. Bei gutem Ausbrand kann das Gemisch Kehrichtschlacke-Flugasche für den Unter- und Oberbau von Straßen verwendet werden.

2. Die Kehrichtschlacke kann als Dammschüttmaterial Verwendung finden. Eine gute Verdichtung mit normalem Verdichtungsaufwand ist möglich; die vorgeschriebene Tragfähigkeit von 15 MN/m^2 oder mehr (M_E -Wert, gemessen zwischen 50–150 kN/m^2 Belastungsstufe) kann ohne weiteres erreicht werden.

3. Die Kehrichtschlacke kann ebenfalls für die Oberbau-, Trag- und Unterbauschicht verwendet werden, sollte jedoch zur Erreichung einer homogenen Struktur aufbereitet werden. Dies geschieht am einfachsten (je nach Zusammensetzung bei 30–50 mm Durchmesser) durch Absieben und Auslesen der spärlichen hohlraumreichen Metallteile (Büchsen). Danach steht ein Material zur Verfügung, welches in bezug auf Tragfähigkeit durchaus einem Kiessand entsprechen kann.

6.3 VERWENDUNG VON METALLURGISCHER SCHLACKE

Metallurgische Schlacke fällt als industrielles Nebenprodukt bei der Verhüttung metallurgischer Mineralien für die Metallherstellung an (hauptsächlich Eisen) und wird schon seit längerer Zeit für verschiedene Bauzwecke verwendet.

In Ländern mit großem Anfall an metallurgischer Schlacke wird ihre Verwendung teilweise durch Normen und Vorschriften geregelt. Oft wird die Schlacke gebrochen und aufbereitet und meistens für den Dammbau, den Unterbau von Straßen sowie für die Tragschichten (Oberbau) von Straßen, Autobahnen, Industrieanlagen usw. verwendet.

Metallurgische Schlacke besteht hauptsächlich aus Kalk-Tonerde-Silikaten mit verschiedenen Anteilen an Eisen und Magnesiumoxid.

Die gebrochene, aufbereitete metallurgische Schlacke kann eine gute Kornabstufung aufweisen, ähnlich dem gut abgestuften, natürlich vorkommenden oder aufbereiteten sauberen Kiessand (GW).

Die optimal verdichtete metallurgische Schlacke weist eine Porosität von 20–30 % und eine Trockenrohdichte von $2,6$ – $2,7 \text{ t/m}^3$ auf. Die hohen Werte der Trockenrohdichte sind charakteristisch für metallurgische Schlacken und auf die hohe Reindichte von $3,6 \text{ t/m}^3$ zurückzuführen.

Laborversuche zur Ermittlung der Eignung einer metallurgischen Schlacke für die Unterbauschicht ergaben bei optimaler Verdichtung folgende CBR-Werte:

CBR-Versuche nach Verdichtung	140 %,
CBR-Versuche nach Wasserlagerung	130 %,
CBR-Versuche nach Frost-Tau-Wechsel	80 %.

Aufgrund der Versuche scheint sich metallurgische Schlacke sowohl für den Unter- als auch Oberbau (Trag- und Unterbauschichten) von Straßen zu eignen.

6.4 BODENVERFESTIGUNG MIT FLUGASCHE

6.4.1 FLUGASCHEARTEN

Flugasche in großen Mengen fällt in Wärmekraftwerken bei der Verbrennung von Steinkohle an.

Die chemische Zusammensetzung der Flugasche wird vom Ausgangsmaterial, also der Qualität und Zusammensetzung der verbrannten Steinkohle beeinflusst. Andere Eigenschaften der Flugasche, wie Korngröße, Kornzusammensetzung, spezifische Oberfläche, sind von der Art und Weise der Kohleaufbereitung, den Bedingungen der Feuerung und der Abtrennung der Flugasche abhängig.

Die Flugasche wird nach folgenden Gesichtspunkten klassifiziert:

- chemische Zusammensetzung,
- Kornzusammensetzung,
- Lagerung.

6.4.1.1 BASISCHE FLUGASCHE

Basische Flugasche verfügt über Eigenschaften, die denen des Portlandzementes ähnlich sind. Sie kann als hydraulisches Bindemittel bei der Bodenstabilisierung direkt verwendet werden. Typisch für die basische Flugasche ist, daß der Träger der Hydratationseigenschaften überwiegt und der Anteil an SiO_2 durchschnittlich bei 20–25 % oder darunter liegt. Allerdings ist die Grenze unscharf. Die Flugasche kann – abhängig von der genauen Zusammensetzung – alle Schattierungen vom hydraulischen Bindemittel (basisch) bis zu einem Füller mit schwach-hydraulischen Eigenschaften (Silikat- oder „saure“ Flugasche) aufweisen.

Als Beispiel sei die Zusammensetzung der basischen Flugasche des Wärmekraftwerkes Ajka (Ungarn) genannt:

SiO_2	19–25 %
Al_2O_3	15–26 %
Fe_2O_3	7–16 %
CaO	35–43 %
MgO	3–5 %
SO_3	4–10 %
K_2O	–
Na_2O	–
pH-Wert der Lösung	12,4 basisch
spezifische Oberfläche	3070 cm^2/g (nach Blaine)
Reindichte	2,7 g/cm^3
Trockenrohdichte, lose geschüttet	0,91 g/cm^3
zum Vergleich Portlandzement N	1,0 g/cm^3

Silikat- oder „saure“ Flugasche wird für die Bodenstabilisierung nur mit Kalk (CaO oder Ca(OH)_2) gemischt verwendet, weil diese Flugasche nur in Verbindung mit Kalk zementierende, hydraulische Bindemittel bildet.

Die CaO -Anteile dieser Flugasche und andere hydraulische Eigenschaften aufweisende Oxide betragen durchschnittlich weniger als 15 %. Die Anteile an SiO_2 liegen zwischen 40–60 %.

Nach der Kornzusammensetzung unterscheidet man zwischen feinkörniger und mittelkörniger Flugasche.

Feinkörnige Flugaschen weisen Anteile von mindestens 75 % oder mehr der Kornfraktion kleiner als 0,07 mm auf. Nach Blaine beträgt die spezifische Oberfläche mindestens $3000 \text{ cm}^2/\text{g}$.

Mittelkörnige Flugaschen weisen Anteile von 40–75 % der Kornfraktion kleiner als 0,07 mm auf. Nach Blaine liegt die spezifische Oberfläche zwischen $1500\text{--}3000 \text{ cm}^2/\text{g}$.

Nach der Art der Lagerung wird unterschieden zwischen frischer, trockener Flugasche und nasser Schlammfeld-Flugasche.

Wegen starker Staubentwicklung (daher der Name Flug-Asche) werden Flugaschen mit Wasser vermischt gelagert. Basische Flugasche enthält einen ihrem CaO -Anteil entsprechenden gelösten Ca(OH)_2 -Anteil. Das Material wird auf der Deponie oft mit Rostschlacke vermengt. Erfahrungsgemäß weisen Deponien sehr große Unterschiede in der Qualität auf; die Verwendung der Flugasche für Bodenverbesserungsmaßnahmen ist erfolgversprechend nur mit viel Umsicht und gründlichen und zahlreichen Voruntersuchungen möglich.

6.4.2 STABILISIERUNG GROBKÖRNIGER BÖDEN MIT FLUGASCHE

Bei der Bodenstabilisierung mit Flugasche erzielt man mit geringen Anteilen von basischer, feinkörniger, frischer und trockener Flugasche die besten Resultate bei grobkörnigen Böden.

Bei der Kornfraktion kleiner als 0,06 mm, Anteil weniger als 35 % und einer Plastizitätszahl von weniger als 10 % kann der Boden noch im Zentralmischverfahren stabilisiert werden. Ähnlich wie bei der Bodenstabilisierung mit Zement, können zweit- und drittklassige grobkörnige Böden in ihrer Tragfähigkeit und Beständigkeit verbessert werden und mit Erfolg beim Straßenoberbau als Tragschicht dienen. Sinnvoll ist meistens eine Aufbereitung des Bodens: Steine über 50 mm werden aussortiert, gebrochen und wieder beigemischt.

Die Voruntersuchung des Bodens verläuft ähnlich wie bei der Zementstabilisierung. Es werden bestimmt: die Kornzusammensetzung, der natürliche Wassergehalt, mit einigen Verdichtungsversuchen der optimale Einbauwassergehalt und die erreichte Trockenrohdichte des Bodens.

Anschließend werden mit unterschiedlichen Bindemittelanteilen Probekörper erstellt, um folgende Prüfungen durchzuführen:

- 7-Tage-Druckfestigkeitsprüfung,
- Frost-Tau-Prüfung,

- Trocken-Naß-Prüfung,
 - Abbürste-Test
- (s. auch Kapitel 5 „Bodenstabilisierung mit Zement“).

Die wichtigsten Punkte, in denen sich die Wirkung feinkörniger basischer Flugasche vom Zement unterscheidet:

1. Während sich Portland-Normalzemente einigermaßen ähnlich verhalten, hängt die Reaktion der Flugasche weitgehend von ihrer genauen chemischen Zusammensetzung und dem momentanen Zustand (trocken, feucht, fein- oder mittelkörnig) ab. Wesentliche Qualitätsunterschiede sind eher möglich als beim Zement.

2. Typisch für Flugasche im allgemeinen ist die geringere Anfangsfestigkeit als bei den gleichen Zementmengen; auch die Druckfestigkeitsentwicklung verläuft zeitlich langsamer im Vergleich zum Zement.

Bei der Dosierung sollte nur die unbedingt notwendige Mindestmenge gewählt werden, bei der Tragfähigkeit (Druckfestigkeit), Frost-Tau- und Trocken-Naß-Prüfung sowie Abbürste-Test noch befriedigende Resultate liefern.

Der Einbauwassergehalt sollte so gesteuert werden, daß der Sättigungsgrad bei etwa 75 % gewährleistet wird und die Bildung von Mikrorissen gefördert, dagegen die Entstehung von klaffenden Rissen verhindert wird.

Bei der 7-Tage-Druckfestigkeitsprüfung sollte man sich mit bescheidenen Werten bei etwa 2–3 MN/m² begnügen. Einige Autoren sind der Meinung, daß bei der Bodenstabilisierung mit Flugasche unbedingt nach 30 und 90 Tagen weitere Druckfestigkeitsprüfungen vorgenommen werden sollten. Dies sei notwendig, um eine effektive Verbesserung der Druckfestigkeit nachzuweisen, weil je nach Flugaschenzusammensetzung die Festigkeitsentwicklung unterschiedlich verlaufen wird.

„Saure“ oder Silikatflugasche wird ebenfalls erfolgreich für die Stabilisierung grobkörniger Boden verwendet, aber nur in Verbindung mit Kalk. Weniger geeignet ist sie für saubere oder leicht siltige Kiese und Sande, schon eher für Böden mit stark siltigen und tonigen Bestandteilen, bei denen die Kalkanteile ihre positive Wirkung voll entfalten können.

Um einigermaßen zufriedenstellende Druckfestigkeiten und Beständigkeiten der Proben zu erreichen, muß meistens mit einer wesentlich höheren Dosierung gerechnet werden als bei Zement oder basischer Flugasche.

Durchschnittlich rechnet man mit folgender Dosierung, bezogen auf die Trockenmasse:

„Saure“ oder Silikatflugasche	5 %	10 %	15 %
Kalkdosierung	2 %	4 %	6 %

Bei der Zugabe von CaO wird im allgemeinen ein Viertel weniger benötigt als bei der Zugabe von Ca(OH)₂.

Böden mit geringeren, weniger plastischen Feinanteilen brauchen etwa 1–2 % weniger Bindemittel als Böden mit höheren und tonigen Feinanteilen.

Bei einem Versuch in der Schweiz mit grobkörnigen, siltig-tonigen Kiessanden wurden Druckfestigkeiten von 3,6–10 MN/m² erreicht; eine Wasser- und Frostbe-

ständigkeit konnte ebenfalls nachgewiesen werden. Die Dosierung betrug 2, 4 und 6 % für Kalk sowie 5 und 10 % der Silikatflugasche.

Im Wasser gelagerte Schlammfeld-Flugasche sollte nur in Ausnahmefällen und nach gründlichen Voruntersuchungen für die Bodenverfestigung verwendet werden (s. auch Abschnitt 5.3.1 „Bodenstabilisierung grobkörniger Böden mit Zement“).

6.4.3 STABILISIERUNG FEINKÖRNIGER BÖDEN MIT FLUGASCHE

Feinkörnige Böden mit einem Anteil über 35 % der Kornfraktion kleiner als 0,06 mm und einer Plastizitätszahl über 10 % können nur im Ortsmischverfahren mit Flugasche stabilisiert werden. Daher wird man sich damit abfinden müssen, daß die Durchmischung des Bodens, insbesondere bei schweren, tonigen Böden, nicht so gut sein kann wie bei grobkörnigen Böden mit weniger plastischen Feinanteile, die im Zentralmischverfahren stabilisiert werden. Für feinkörnigen Böden werden daher vor allem „saure“ Silikatflugaschen mit Kalk und Flugaschenschlamm verwendet.

Die Voruntersuchung des Bodens verläuft wie bei grobkörnigen Böden, d. h. ähnlich wie bei der Zementstabilisierung. Kornverteilung, natürlicher Wassergehalt, Plastizität werden ermittelt; Verdichtungsversuche ergeben den optimalen Einbauwassergehalt sowie die erreichte Trockenrohdichte. Für die Bestimmung der bestmöglichen Dosierung sind Druckfestigkeit sowie Frost- und Wasserbeständigkeit (Abbürste-Test) maßgebend. Durch Verdichtungsversuche im AASHO-Topf werden Probekörper mit verschiedenen Bindemittelmengen erstellt.

Auch bei feinkörnigen Böden sollte mit höheren Bindemittelanteilen gerechnet werden. Durchschnittlich nimmt man folgende mittlere Werte, bezogen auf die Trockenmasse:

„Saure“ oder Silikatflugasche	5 %	10 %	15 %
Kalk Ca(OH)_2	4 %	8 %	12 %
Kalk CaO	3 %	6 %	9 %

Die Kalkanteile sind so berechnet, daß entweder nur Ca(OH)_2 oder nur CaO zugegeben wird.

Diese mittleren Werte verändern sich bei Böden mit höheren und tonigeren Feinanteilen nach oben, während sie bei Böden mit geringeren und weniger plastischen Feinanteilen niedriger ausfallen.

Die optimalen Bindemittelmengen werden wie bei der Bodenstabilisierung mit Zement ermittelt.

6.5 VERWENDUNG VON ABGEFRÄSTEM BITUMENBELAGSGUT

Dieses Verfahren erlaubt die Wiederverwendung von zerstörtem oder beschädigtem Bitumenbelag und wird auch Heating and Planing genannt. Mit Gasbrennern wird der beschädigte Belag aufgeheizt und mit einer Belagsfräse zerkleinert und abgefräst. Der erhitzte und zerkleinerte Bitumenbelag wird sofort auf Transportfahrzeuge geladen und kann umgehend weiterverwendet werden. Als Belag für Straßen mit schwachem Verkehr oder für Lager- und Parkplätze wird er verteilt und verdichtet.

7 BODENSTABILISIERUNG MIT BITUMEN UND TEER

7.1 ALLGEMEINES

Bei der Bodenstabilisierung mit Bitumen und Teer werden die Körner des Bodens miteinander verklebt. Dabei wird unter Erhaltung der inneren Reibung des Materials dem Boden eine hohe Kohäsion verliehen. Die Verklebung mit Bitumen oder Teer ist in erster Linie für Kiese und Sande von Bedeutung, die eine sehr hohe Reibung und keine echte Kohäsion besitzen (Bild 7.1 und 7.2).

7.2 BITUMEN

Bitumen wird aus natürlich vorkommenden Erdölen gewonnen und besteht hauptsächlich aus makromolekularen Kohlenwasserstoffgemischen. Der chemische Aufbau des Bitumens ist kompliziert; seine wirksame Zusammensetzung hängt von vielen Faktoren ab. Ganz allgemein kann man sagen, daß Bitumen aus Zusammensetzungen von gesättigten und ungesättigten Ringen und Ketten des Kohlenwasserstoffes besteht, wobei vor allem auch Sauerstoff ($-O_2$), Stickstoff (N) und Schwefel (S) als Bauelemente vorkommen.

7.2.1 PHYSIKALISCHE EIGENSCHAFTEN DES BITUMENS

7.2.1.1 STRUKTUR DES BITUMENS

Das Bitumen ist allgemein einer Gel- oder SOLLösung ähnlich. Die Suspension wird von den über ein niedriges Molekulargewicht (500–1000) verfügenden öligen Bestandteilen gebildet, die man Maltene nennt. Die hochmolekularen (5000–100 000), harzigen Bestandteile nennt man Asphaltene. Die plastischen Eigenschaften des Bitumens werden von den relativen Anteilen an Maltenen und Asphaltenen beeinflußt. Wenn die Maltene weit überwiegen, so „schwimmen“ die Asphaltenekomponenten frei und bilden einen solähnlichen Zustand im Bitumen. In diesem Fall spricht man von einem weichen Bitumen. Wenn die Anteile der hochmolekularen, harzigen Bestandteile höher sind, so berühren sich die „Mizellen“, d. h. die Asphaltenekugeln, und aufgrund ihrer festen Struktur werden sie ein hartes, spröderes Bitumen abgeben. Diese zwei Komponenten, also die „weichen“ und „harten“ Bestandteile des Bitumens, lassen sich mit verschiedenen Lösungsmitteln trennen. Die Trennung erfolgt dadurch, daß die öligen, relativ niedrigmolekularen Bestandteile (Maltene) in leichten

Benzinen gelöst werden, während die makromolekularen, harzigen Asphaltene ungelöst zurückbleiben. Hier wird auch ersichtlich, daß die Bezeichnung „Maltene“ und „Asphaltene“ nicht deutlich zu definieren ist, sondern sie hängt von den von Fall zu

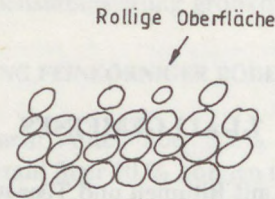


Bild 7.1 Kiessand besitzt ohne Bitumen und Teer eine hohe innere Reibung; die Scherfestigkeit und damit die Tragfähigkeit ist hoch. Er besitzt jedoch keine Zugfestigkeit und wird unter der Zugbeanspruchung des Verkehrs rollig und lockert sich weitgehend auf. Dieses Material eignet sich daher nicht als Verkehrsfläche

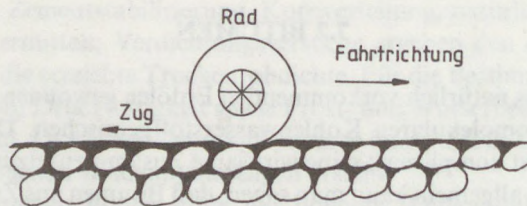


Bild 7.2 Das mit Bitumen oder Teer verklebte Kiesmaterial kann die Zugbeanspruchung des Verkehrs besser aufnehmen

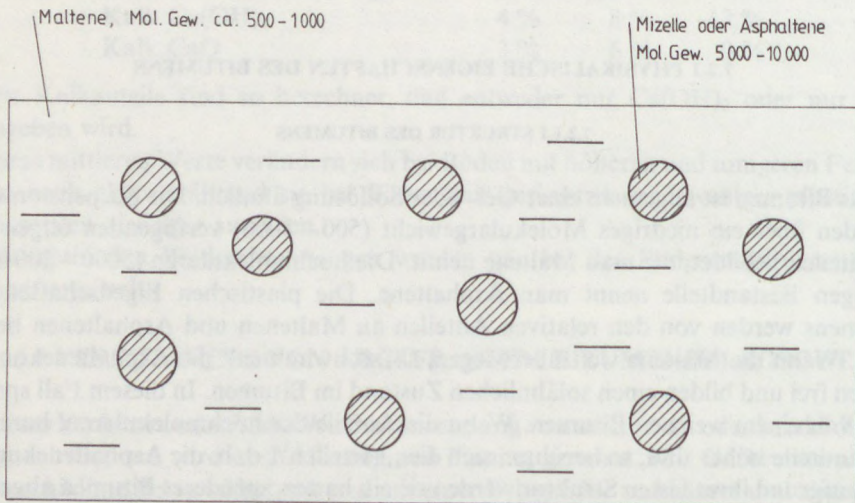


Bild 7.3 Strukturbild eines Weichbitumens. Die Asphaltene schwimmen in den Maltene und bilden einen Solzustand. Für die Eigenschaften des Bitumens ist die Verhaltensweise der vorhandenen Maltene ausschlaggebend

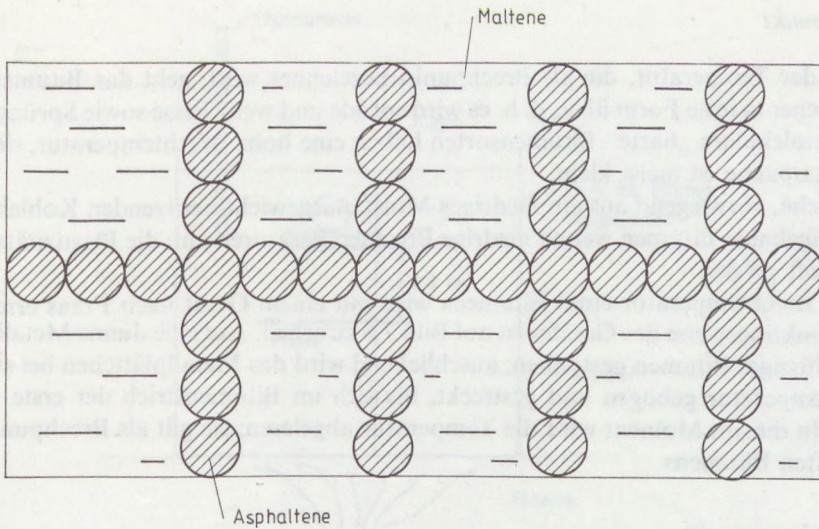


Bild 7.4 Strukturbild eines Hartbitumens. Die Asphaltene bilden im Bitumen eine Gitterstruktur (Gelzustand). Die Eigenschaften des Bitumens werden von der Verhaltensweise der Asphaltene beeinflusst

Fall verwendeten Lösungsmitteln ab. Diese Struktur hängt natürlich auch von der Temperatur des Bitumens ab. Das selbe Bitumen wird sich bei verschiedenen Temperaturen auch in verschiedenen Strukturen und Verhaltensweisen zeigen (Bild 7.3 und 7.4).

7.2.1.2 PLASTIZITÄT

Die Plastizität des Bitumens ändert sich mit der Temperatur. Man spricht von einer Plastizitätsspanne des Bitumens; darunter wird die Temperaturspanne vom Tropfpunkt bis zum Brechpunkt verstanden. Das arithmetische Mittel zwischen der Temperatur des Tropfpunktes und Brechpunktes ist die mittlere Geschmeidigkeit des Bitumens (Bild 7.5).

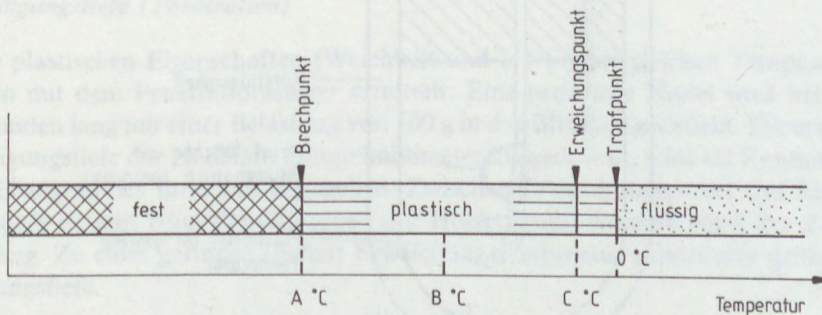


Bild 7.5 Zustandsformen des Bitumens, abhängig von der Temperatur

A: Temperatur beim Brechpunkt; B: Temperatur bei mittlerer Geschmeidigkeit (Mittel zwischen A und D); C: Temperatur beim Erweichungspunkt; D: Tropfpunkttemperatur

Brechpunkt

Bei der Temperatur, die als Brechpunkt bezeichnet wird, geht das Bitumen von plastischer in feste Form über, d. h. es wird spröde und weist Risse sowie Sprünge auf. Hochmolekulare „harte“ Bitumensorten haben eine hohe Brechtemperatur, die Plastizitätsspanne ist meist klein.

Weiche, vorwiegend aus ein niedriges Molekulargewicht besitzenden Kohlehydraten aufgebaute Bitumen weisen niedrige Brechtemperaturen auf; die Plastizitätsspanne ist oft größer.

Die Brechtemperatur eines Bitumens wird mit einem Gerät nach Fraas ermittelt. Die Funktionsweise des Gerätes ist auf Bild 7.6 zu sehen. Auf eine dünne Metallplatte wird flüssiges Bitumen gestrichen; anschließend wird das Metallplättchen bei sinkender Temperatur gebogen und gestreckt, bis sich im Bitumenstrich der erste Bruch zeigt. In diesem Moment wird die Temperatur abgelesen; sie gilt als Brechpunkt des geprüften Bitumens.

Erweichungspunkt

Die Temperatur im plastischen Zustand wird bei einer bestimmten Verformbarkeit des Bitumens Erweichungspunkt genannt. Sie wird zur Klassifizierung des Bitumens herangezogen (Hochvakuumbitumen). Die Temperatur des Erweichungspunktes wird mit der Ring-Kugel-Methode ermittelt, die in den meisten Ländern bekannt ist. Ein genormter Ring wird mit Bitumen ausgegossen, in einem Wasserbad mit ansteigender Temperatur wird der Ring mit einer Kugel von 3,5 g Gewicht beschwert. Wenn das Bitumen weich wird und die Kugel 2,5 cm unter den Ring abgesunken ist, wird die Temperatur, die als Erweichungspunkt bezeichnet wird, abgelesen (Bild 7.7).

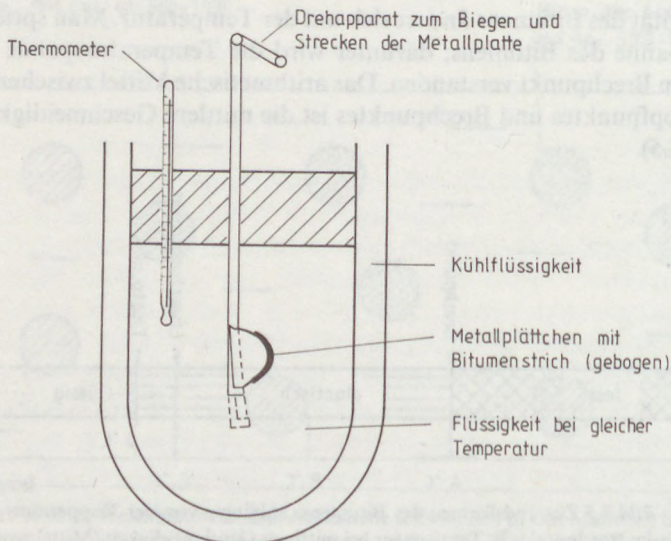


Bild 7.6 Schematische Darstellung der Brechapparatur nach Fraas

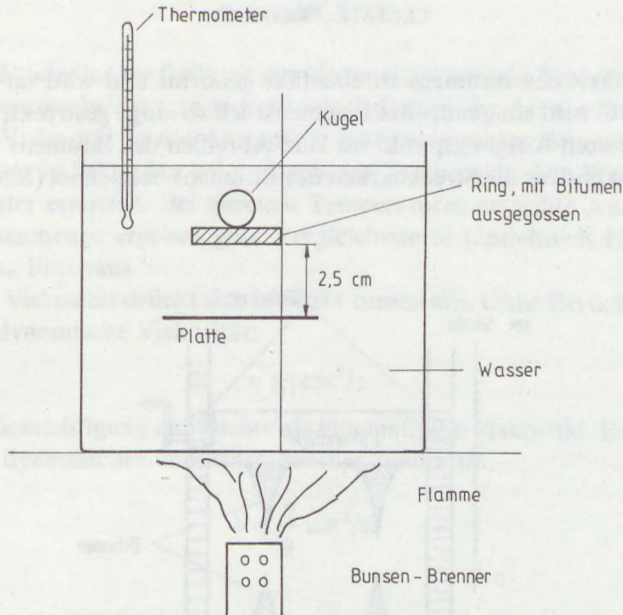


Bild 7.7 Schematische Darstellung der Bestimmung des Erweichungspunktes

Tropfpunkt

Die Temperatur zwischen plastischer und flüssiger Phase des Bitumens wird als Tropfpunkt bezeichnet. Sie hat vor allem Bedeutung hinsichtlich der Verwendbarkeit des Bitumens.

Die Ermittlung der Tropfpunkttemperatur ist nach Ubbelohde ebenfalls genormt. Sie ist die Temperatur, bei der eine bestimmte Bitumenmenge unter ihrem Eigengewicht abtropft.

Eindringungstiefe (Penetration)

Die plastischen Eigenschaften (Weichheit und Härte) bei gleichen Temperaturen werden mit dem Penetrationsmeter ermittelt. Eine genormte Nadel wird bei 25 °C 5 Sekunden lang mit einer Belastung von 100 g in das Bitumen gedrückt. Die erreichte Eindringungstiefe der Nadel, in Zehntelmillimeter ausgedrückt, wird als Kennzahl für den Härtegrad des Bitumens angegeben. Zwischen Erweichungspunkt und Eindringungstiefe besteht beim Destillations- und Hochvakuumbitumen ein fester Zusammenhang. Zu einer geringen (tiefen) Erweichungstemperatur gehört eine große Eindringungstiefe.

7.2.1.3 STRECKBARKEIT

Die Streckbarkeit des Bitumens ist ebenfalls genormt und wird im Duktilometer geprüft. Bei 25 °C wird ein genormtes Bitumenstück so lange gestreckt, bis es abreißt. Die Strecklänge vom Ausgangspunkt bis zum Abreißen des Bitumens wird in Zentimeter angegeben und als die Streckbarkeit des Bitumens bezeichnet (Bild 7.8 und 7.9).

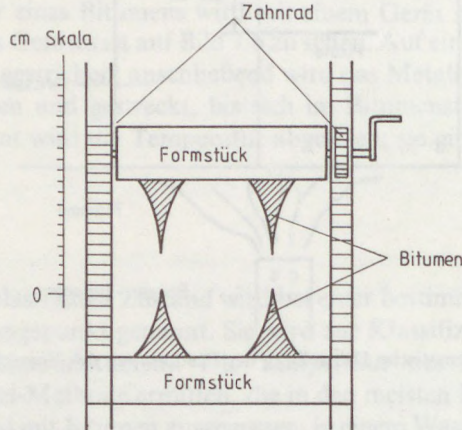


Bild 7.8 Schematische Darstellung der Funktionsweise des Duktilometers

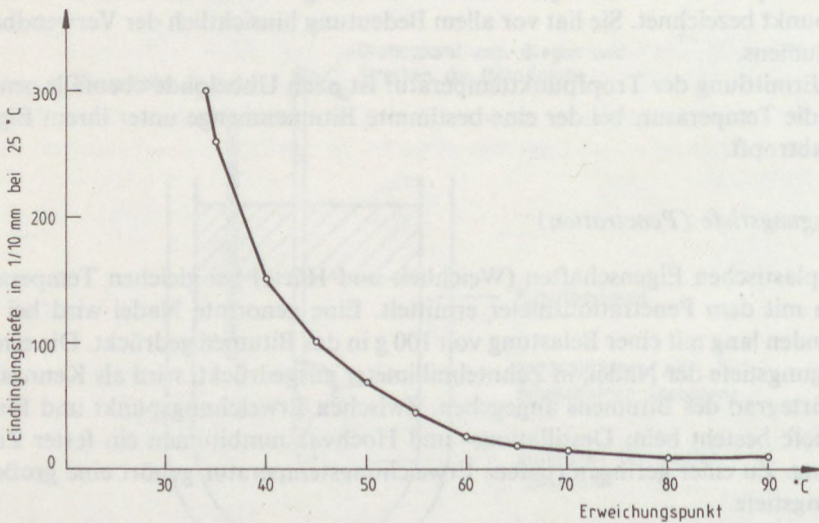


Bild 7.9 Zwischen Eindringungstiefe und Erweichungspunkt beim Destillations- und Hochvakuumbitumen besteht ein klarer Zusammenhang. Beim Destillationsbitumen wird die Eindringungstiefe, beim Hochvakuumbitumen der Erweichungspunkt bei der Bezeichnung angegeben (nach Georgy)

Die Viskosität oder innere Reibung des Bitumens ist von der Temperatur abhängig. Grundsätzlich unterscheidet man zwischen der relativen und der absoluten Viskosität.

Die relative Viskosität ist die Auslaufzeit einer bestimmten Bitumenmenge durch eine 10-mm-Düse in Sekunden bei angegebener Temperatur. Die Werte werden mit dem Viskosimeter ermittelt. Bei gleichen Temperaturen erreichte Auslaufzeiten der gleichen Bitumenmenge ergeben gute Vergleichswerte hinsichtlich Härte und Verwendbarkeit des Bitumens.

Die absolute Viskosität drückt sich in zwei Formen aus. Ohne Berücksichtigung der Dichte (ϱ) als dynamische Viskosität:

$$\eta \text{ g} \cdot \text{cm}^2/\text{s}$$

oder unter Berücksichtigung der Dichte als kinematische Viskosität. Der Zusammenhang zwischen dynamischer und kinematischer Viskosität:

$$\vartheta = \frac{\eta}{\varrho} \text{ cm}^2/\text{s},$$

ϱ = Dichte,

η = dynamische Viskosität,

ϑ = kinematische Viskosität.

Für die Charakterisierung des Bitumens wird die kinematische Viskosität benützt. Die Maßeinheit der kinematischen Viskosität ist das Centistokes. Nachfolgend die kinematische Viskosität einiger bekannter Stoffe bei 20 °C:

Flüssigkeit	Viskosität in Centistokes cm^2/s	Reindichte g/cm^3
Wasser	1,3	1
Benzin	0,8	0,73
Flugpetrol	2,0	0,80
Heizöl, leicht	4,0	0,83
Heizöl, mittel	20,0	0,91
Heizöl, schwer	1 000	0,92
Spindelöl	40	0,89
Schmieröl	20 000	0,92
Bitumen	über 1×10^6	bei 25 °C 1,00 – 1,06

Eine gute Verwendbarkeit für die Bodenstabilisierung liegt bei einer Viskosität von 50 – 250 Centistokes. Je feinkörniger der zu stabilisierende Boden ist, um so dünnflüssiger muß das Bitumen sein. Bei grobkörnigen, d. h. kiesigen, sandigen Böden arbeitet man am besten bei Viskositäten von 150 – 250 Centistokes.

Die meisten Bitumensorten erreichen eine Viskosität von 100 Centistokes bei 100 °C (Verschnittbitumen) oder bei über 250 °C (geblasene Bitumen).

Die Viskosität und damit die Verwendbarkeit schwankt stark mit der Temperatur. Aus diesem Grunde sollte man, um Fehlschläge zu vermeiden, wenn möglich mit Kaltbitumensorten stabilisieren.

7.2.1.5 REINDICHTE

„Weiche“ Bitumensorten haben niedrigere, „harte“ Bitumensorten höhere Reindichte. Bei höheren Temperaturen dehnt sich das Bitumen aus; dadurch wird die Reindichte kleiner. Dieser Wärmeausdehnungskoeffizient ist bei allen Bitumensorten etwa

$$6 \times 10^{-4} \text{ g/cm}^3 \text{ pro } ^\circ\text{C}.$$

Die Berechnung der Reindichte erfolgt für eine bestimmte Temperatur, daß man den Temperaturunterschied mit 6×10^{-4} multipliziert und den erhaltenen Wert (g/cm^3) bei höheren Temperaturen von der Reindichte abzieht, bei niedrigeren Temperaturen zur Reindichte hinzuzählt.

7.2.2 CHEMISCHE EIGENSCHAFTEN DES BITUMENS

7.2.2.1 LÖSLICHKEIT

Nicht löslich bzw. nur in sehr geringem Umfang löslich ist Bitumen im Wasser: etwa $10^{-1} - 10^{-3} \%$. Gegenüber den meisten Säuren, Alkalien und Salzlösungen ist das Bitumen ebenfalls widerstandsfähig; diese Eigenschaft nimmt mit der Härte zu.

Löslich ist das Bitumen in erster Linie in anderen Erdölfraktionen, wie Benzin, Öl etc. Die bekannteren Lösungsmittel für Bitumen sind Tetrachlorkohlenwasserstoff, Schwefelkohlenstoff und Trichloräthylen.

7.2.2.2 OXIDATION

An der Luft oxidiert das Bitumen nur in sehr geringem Umfange. Lediglich bei sehr hohen Temperaturen entwickeln sich Gase, die entflammen können.

7.3 BITUMENARTEN

Die Bitumenarten unterscheiden sich aufgrund der Herstellungsarten, wobei sie auch in ihren Eigenschaften bedeutende Unterschiede aufweisen.

7.3.1 NATURASPHALT

Gelangt Mineralöl an die Erdoberfläche, verflüchtigen sich allmählich die leichteren Bestandteile, und es bleibt das Bitumen mit Mineralien gemischt zurück. Als Bodenverfestiger findet man den Asphalt auch in der Natur. Größere Vorkommen sind in Deutschland und Rußland anzutreffen. Das bekannteste Vorkommen ist der Asphaltsee auf der Insel Trinidad.

7.3.2 DESTILLATIONSBITUMEN

Das durch Bohrungen aus dem Erdreich gewonnene Mineralöl kann kaum direkt Verwendung finden. Die vielen Bestandteile des Mineralöls müssen getrennt und einzeln verwertet werden. Aufgrund des unterschiedlichen Siedepunktes (die Temperatur, bei welcher der Stoff vom flüssigen in gasförmigen Zustand übergeht) der einzelnen Kohlenwasserstoffe ist es möglich, sie mit steigender Temperatur durch Destillation zu trennen (Bild 7.10).

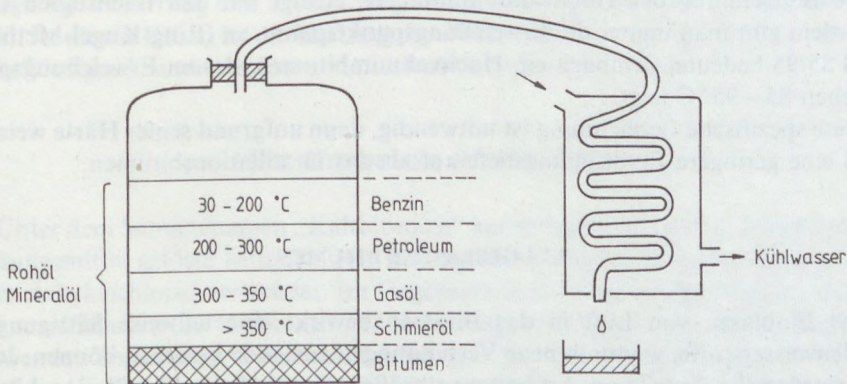


Bild 7.10 Schematische Darstellung der Erdölfraktionsdestillation. Da die einzelnen Bestandteile bei unterschiedlichen Temperaturen verdampfen, können sie getrennt werden

Die Rückstände im Destillationsapparat mit der höchsten Atomzahl pro Molekül, die gleichzeitig auch die höchsten Siedetemperaturen aufweisenden Kohlenwasserstoffe sind, bilden das Bitumen. Die Destillationsbitumen sind als „weiche“ Bitumensorten bekannt, d. h. der Anteil an Maltenen ist sehr hoch. Das Destillationsbitumen weist also noch einen hohen Anteil Kohlenwasserstoff mit relativ niedrigem Molekulargewicht (5000 – 10 000) auf.

Diese Bitumenart wird mit der Eindringungstiefe beim Penetrationsversuch charakterisiert und nach ihrer Weichheit genormt. Ein B 300 bedeutet z. B. ein Destillationsbitumen mit 30 mm Eindringungstiefe.

7.3.3 HOCHVAKUUMBITUMEN

Die Siedepunkte der verschiedenen Flüssigkeiten werden niedriger, wenn der Druck weniger als 1 atm beträgt (Vakuum). Daher muß das Bitumen unter Vakuumbedingungen niedriger erwärmt werden, um den gleichen Destillationseffekt erreichen zu können. Der Unterschied kann bei Hochvakuum bis zu 100 °C ausmachen. Diese Tatsache hat drei Vorteile:

1. Wenn das Bitumen über 300 °C erhitzt wird, lösen sich die längeren Ketten der Kohlenwasserstoffe auf und bilden leichtere Stoffe mit niedrigerem Siedepunkt. Dieses Phänomen nennt man Krack-Prozeß. Unter Vakuumbedingungen kann das Kracken vermieden werden.

2. Unter Vakuumbedingungen kann bei gleicher Temperatur eine weitergehende Verdampfung erzielt werden; d. h. es werden Stoffe verdampft, die andernfalls im Bitumen zurückbleiben würden. Damit erhält man einen Bitumenrückstand, der viel härter ist. Der Anteil an Asphaltenen ist im Hochvakuumbitumen größer als im Destillationsbitumen.

3. Die Kalorieneinsparung kann beim Destillationsvorgang unter Vakuumbedingungen sehr bedeutend sein.

Die Bezeichnung des Hochvakuumbitumens erfolgt mit den Buchstaben HVB; außerdem gibt man immer die Erweichungspunktspanne an (Ring-Kugel-Methode). HVB 85/95 bedeutet demnach ein Hochvakuumbitumen, dessen Erweichungspunkt zwischen 85–95 °C liegt.

Diese spezifische Bezeichnung ist notwendig, denn aufgrund seiner Härte weist das HVB eine geringere Eindringungstiefe auf als das Destillationsbitumen.

7.3.4 GEBLASENE BITUMEN

Das Einblasen von Luft in das Bitumen bewirkt eine teilweise Sättigung der Kohlenwasserstoffe, wodurch neue Verbindungen zustande kommen können. Jedenfalls werden die Anteile an Asphaltenen größer sein als beim Destillationsbitumen oder HVB.

Die Bezeichnung der geblasenen Bitumensorten erfolgt mit der Angabe des mittleren Erweichungspunktes sowie der Eindringungstiefe. Ein mit 135/10 bezeichnetes geblasenes Bitumen bedeutet, daß es bei 135 °C seinen Erweichungspunkt hat und 10 mm Eindringungstiefe bei 25 °C im Penetrationsversuch aufweist.

	Destillierte Bitumen			Hochvakuum-Bitumen		Geblasene Bitumen		
Eindringungstiefe 1/10 mm	B 300	B 80	B 15	85/95	130/140	75/30	105/15	160/5
25 °C	250–320	70–100	10–20	5–15	1–3	25–35	10–20	2–5
Erweichungspunkt °C	27–37	44–49	67–72	85–95	130–140	70–80	100–110	150–176
Brechpunkt °C	–20	–10	+3	–	–	–12	–8	–
Streckbarkeit cm	–	100	5	2–5	–	4	2	–
25 °C								

7.3.5 VERSCHNITTBITUMEN (CUTBACK)

Bei der Herstellung des Verschnittbitumens wird ein Destillationsbitumen mit Verschnittmittel, meistens ein Teeröl, „verdünnt“. Normalerweise läßt sich das Bitumen nur bei hohen Temperaturen gut verarbeiten; beim geblasenen Bitumen z. B. bei über 250 °C. Kühlt das Bitumen ab, erhöht sich sofort die Viskosität; das Bitumen ist nicht mehr zu verarbeiten. Die Zeitspanne, in der sich das Bitumen verarbeiten läßt, wird durch die Zumischung eines Verschnittmittels (Öl) wesentlich verlängert, z. B. indem zu einem Destillationsbitumen B 80 bis B 200 10–15 % Öl beigemischt werden. Damit wird das Bitumen „verdünnt“ und erhält die volle Härte bei Normaltemperaturen erst, wenn das Verschnittmittel verdampft ist.

Je nach der Einbauart (Kalt- oder Heißeinbau) sowie der zugegebenen Ölmenge kann man die Zeitspanne, in der das Verschnittmittel verdampfen soll, beeinflussen. Aufgrund der zugegebenen Ölmengen sowie der Eigenschaften des Ausgangsbitumens unterscheidet man zwischen schnell-, mittel- und langsambindenden Verschnittbitumen. Innerhalb der einzelnen Gruppen steht durch veränderbare Einbautemperaturen ein gewisser Spielraum bis zum Erhärten des Bitumen zur Verfügung.

Die Verschnittbitumen werden auch im Kalteinbau verwendet; dabei kann eine endgültige Erhärtung und Verdichtung erst nach Jahren erfolgen (Kompressionsdecken). In diesen Fällen ist die Haftung des Verschnittbitumens am Gestein jedoch oft unbefriedigend, und es müssen Haftmittel beigegeben werden.

7.3.6 KALTBITUMEN (BITUMENLÖSUNG)

Unter dem Sammelnamen „Kaltbitumen“ kennt man alle in einem leicht flüchtigen Lösungsmittel gelöste Bitumen. Als Lösungsmittel werden meistens Benzin, Benzol oder Äthylenchlorid verwendet. Im Gegensatz zum Verschnittbitumen werden diese Bitumenlösungen (80 % Bitumen, 20 % Lösungsmittel) praktisch nur im Kalteinbau verwendet. In seltenen Fällen wird höchstens die Gesteinsmischung auf 40–50 °C erwärmt bzw. eher getrocknet. Die Erhärtung des Bitumens erfolgt, entsprechend der leicht flüchtigen Art des Lösungsmittels, wesentlich schneller als beim Verschnittbitumen. Ähnlich wie beim Kalteinbau des Verschnittbitumens ist die Haftung des Bitumens auf kaltem und feuchtem Gestein problematisch. Sie muß durch Beigabe von Haftmitteln gefördert werden (Bild 7.11).

7.3.7 BITUMENEMULSION

Normalerweise ist Bitumen im Wasser nicht löslich. Alle Bitumenarten besitzen mehr oder weniger ausgeprägte wasserabweisende Eigenschaften. Damit das Bitumen im Wasser emulgieren, d. h. in feine, mikroskopische Kügelchen verteilt werden kann, muß dem Bitumen ein Emulgator zugesetzt werden. Der Emulgator ist ein oberflächenaktiver Stoff, der aus einer wasserabweisenden und einer wasserfreundlichen Komponente besteht. Die wasserabweisende Komponente verankert sich in dem

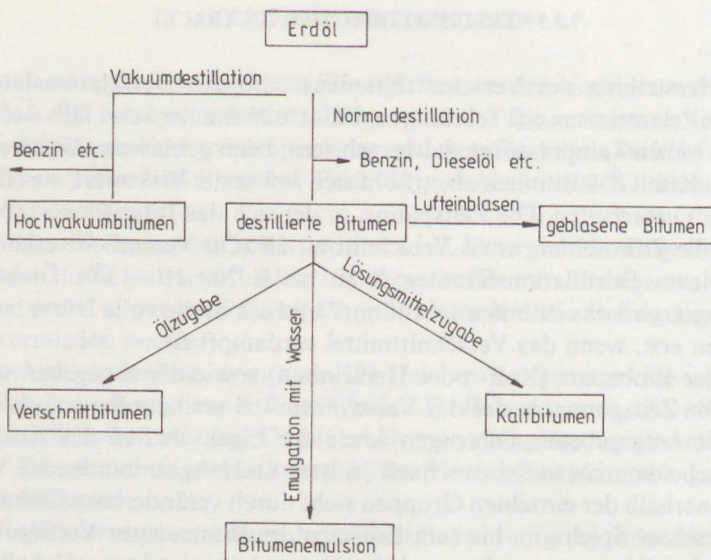


Bild 7.11 Schematische Darstellung der Entstehung der verschiedenen Bitumenarten

im Wasser schwebenden Bitumenkügelchen. Die wasserfreundliche Komponente richtet sich nach außen zum Wasser. Auf diese Weise wird das Bitumenkügelchen mit einem Kranz wasserfreundlicher Elemente umgeben und damit eine Überwindung der wasserabweisenden Eigenschaft des Bitumens ermöglicht. Aufgrund der Zusammensetzung des zugegebenen Emulgators werden die Bitumenemulsionen in zwei Gruppen aufgeteilt (Bild 7.12). Bei den anionischen oder basischen Bitumenemulsionen ist der Emulgator ein organisches Salz oder Seife. Er wird aus einer organischen Säure und einer anorganischen Lauge wie folgt hergestellt:

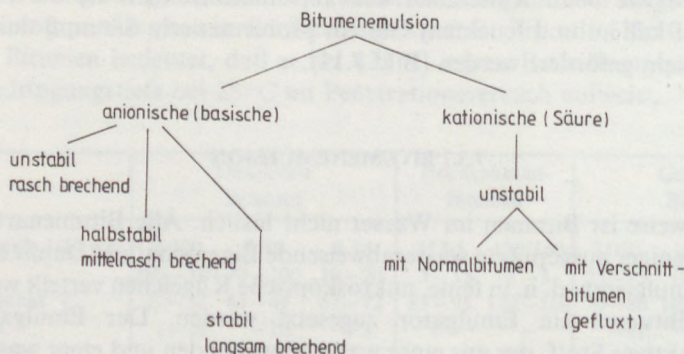
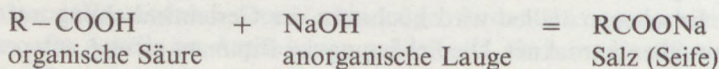
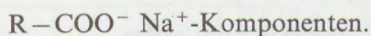


Bild 7.12 Übersichtliche Darstellung der verschiedenen wichtigsten Bitumenemulsionen

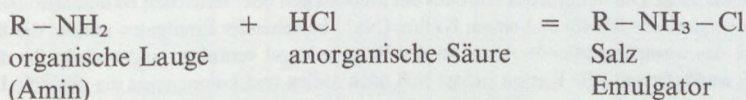
Die in der Lösung hydrolysierte Seife besteht aus:



Das negativ geladene Teilchen (Anion) verankert sich an der Bitumenoberfläche und verleiht dem Bitumenkügelchen seinen negativen, anionischen Charakter. Eine wasserfreundliche, positiv geladene Schutzschicht wird von Na^+ -Ionen gebildet. Zwischen beiden Schichten muß ein Gleichgewicht bestehen, um den Solzustand des Bitumens aufrechtzuerhalten. Sobald dieses Gleichgewicht durch eine andere elektrische Ladung gestört ist, z. B. bei einer Berührung mit Gestein, wird die Bitumenemulsion brechen. Die Bitumenkügelchen kommen miteinander in Berührung und bilden an der Gesteinsoberfläche einen Bitumenfilm.

Da dieser Emulgator von einer schwachen Säure und von einer starken Lauge gebildet wird, reagiert er in der Lösung basisch.

Bei den kationischen oder sauren Bitumenemulsionen wird der Emulgator aus einem Amin und einer anorganischen Säure zusammengesetzt. Es ergibt sich ebenfalls ein Salz, das in der Lösung sauer reagieren wird. Die schematische chemische Reaktion:



Die Komponente $\text{R} - \text{NH}_3$, die wasserabweisend ist, verankert sich an der Oberfläche des Bitumenkügelchens und verleiht ihm die positive (kationische) Ladung. In einem Abstand folgt eine wasserfreundliche Schutzschicht, die aus negativ geladenen Cl -Ionen gebildet ist.

Der Abbindevorgang der Bitumenemulsion steht — im Gegensatz zu Destillations-, Hochvakuum- oder geblasenen Bitumenarten — nicht in direktem Zusammenhang mit der Temperatur.

Die meisten Bitumenemulsionen enthalten normalerweise 55–60 % Destillationsbitumen B 300 bis B 200. Bei der Verwendung einer härteren Bitumenart, also B 100 bis B 20, fällt der Brechvorgang der Emulsion mit dem Abbindevorgang zusammen. Wird jedoch bei der Herstellung der Bitumenemulsion ein gefluxtes (mit Verschnittmittel „aufgeweichtes“) Bitumen verwendet, muß nach dem Brechen der Bitumenemulsion auch noch das Verschnittmittel verdampft werden (Bild 7.13 und 7.14).

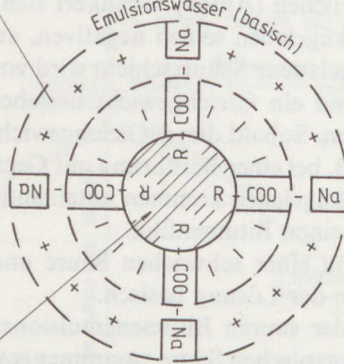
Das Brechen oder Koagulieren der Bitumenemulsion hängt bei der Mischung mit dem Boden von verschiedenen Einflüssen ab. Die wichtigsten sind folgende:

Emulsionsart,
Gesteinsart,
mechanische Einwirkungen,
Temperatur — Luftfeuchtigkeit.

In erster Linie entscheidet die Art und Zusammensetzung der Emulsion über die Brechzeit, d. h. die Zeit von der Einmischung der Bitumenemulsion bis zur Klumpenbildung mit dem Gestein. Bei den anionischen Emulsionen unterscheidet man unstabile oder raschbrechende, halbstarile oder mittelaschbrechende und stabile oder

Anionische Bitumenemulsion

Schutzschicht, positiv geladen

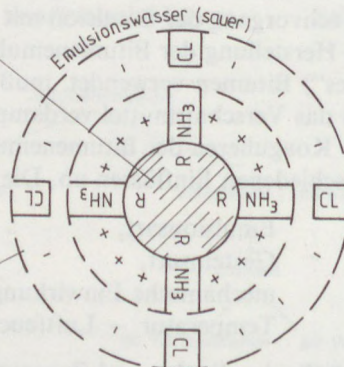


Bitumenkugel, negativ geladen (anionisch)

Bild 7.13 Schematische Darstellung des Aufbaus der anionischen oder basischen Bitumenemulsion. Ein aus einem Anion (organische Säure) und einem Kation (Na^+) bestehender Emulgator umgibt die Bitumenkugel. Dabei ist das wasserabstoßende Anion in der Bitumenkugel verankert und verleiht ihr die negative Ladung. Das wasserfreundliche Kation richtet sich nach außen und kompensiert die negative Ladung der Bitumenkugel. Dadurch besteht zwischen den beiden Umhüllungsschichten ein Gleichgewicht in der elektrischen Ladung

langsambrechende Emulsionen. Die instabilen, anionischen Emulsionen erlauben keine Einmischung mit dem Boden, können daher für die Bodenstabilisierung nicht verwendet werden. Sie sind für Oberflächenbehandlungen oder für die Nachbehandlung von mit Zement stabilisierten Schichten verwendbar.

Bitumenkugel, positiv geladen (kationisch)



Schutzschicht, negativ geladen

Bild 7.14 Schematische Darstellung einer kationischen oder sauren Bitumenemulsion. Das Kation wird von einem Amin gebildet, das direkt im Bitumen verankert, diesem seine positive Ladung verleiht (daher der Name: kationische Emulsion). Die über eine negative Ladung verfügende Schutzschicht ist der Rest einer anorganischen Säure (HCl)

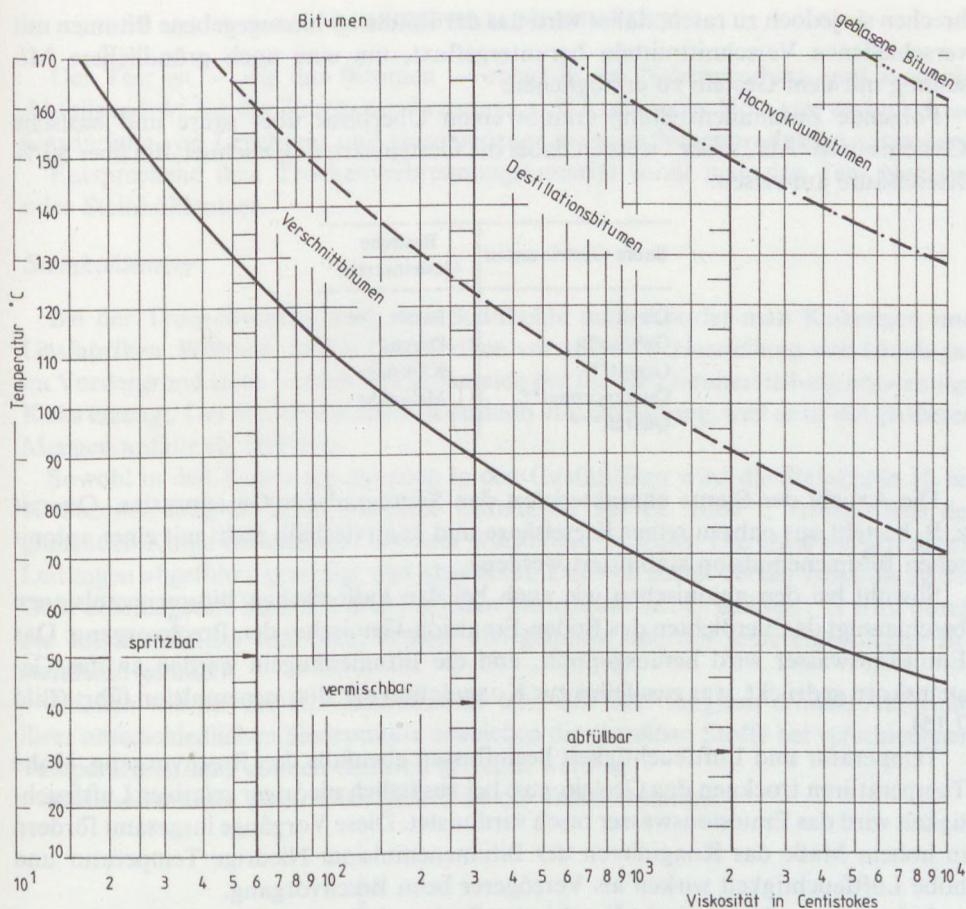


Bild 7.15 Zustandsformen der Bitumenarten bei verschiedenen Temperaturen

Unstabile oder halbstarile Emulsionen können durch entsprechende Dosierung der Emulgatorenmengen hergestellt werden. Zu den halbstarilen sowie starilen Emulsionen werden bestimmte Stabilisatoren gegeben (Kasein).

Bei den kationischen Emulsionen gibt es nur raschbrechende, d. h. unstabile Arten. Es besteht jedoch die Möglichkeit, die Bitumen so weit herunterzufluxen, daß auch nach dem Brechvorgang das Bitumen immer noch genügend weich bleibt und zu verarbeiten ist. Ein endgültiges Abbinden erfolgt erst, nachdem die Verschnittmittel verdampft sind.

Aufgrund der chemisch-physikalischen sowie der Absorptionsvorgänge können die anionischen Emulsionen auf sehr dichten, nassem und saurem Gestein nicht koagulieren. Gut verwendbar sind sie hingegen bei trockenen, leicht porösen, basischen Gesteinsarten.

Aus den gleichen Gründen können dagegen die kationischen Emulsionen auch bei saurem Gestein (Kieselsäure) mit sehr dichter Oberfläche verwendet werden. Oft

brechen sie jedoch zu rasch; daher wird das der Emulsion hinzugegebene Bitumen mit verschiedenen Verschnittmitteln heruntergeflut, um eine noch gründlichere Mischung mit dem Gestein zu ermöglichen.

Folgende Zusammenstellung erlaubt einen Überblick über saure und basische Gesteinsarten. Als „sauer“ werden dabei die Gesteinsarten bezeichnet, die über 50 % Kieselsäure aufweisen.

Saure Gesteinsarten	Basische Gesteinsarten
Diorit	Basalt
Gabbro*	Diabas
Granit**	Kalkstein
Quarzporphyr**	Melophyr
Quarzit***	

Die Anzahl der Sterne charakterisiert den Säuregrad der Gesteinsarten. Quarzit z. B. besteht aus nahezu reiner Kieselsäure und kann deshalb nicht mit einer anionischen Bitumenemulsion stabilisiert werden.

Sowohl bei den anionischen wie auch bei den kationischen Bitumenemulsionen beschleunigt das Verdichten des Boden-Emulsion-Gemisches den Brechvorgang. Das Emulsionswasser wird herausgepreßt, und die Bitumenkugeln werden an das Gesteinskorn gedrückt, was zweifellos zur Koagulation der Bitumenemulsion führt (Bild 7.15).

Temperatur und Luftfeuchtigkeit beeinflussen ebenfalls den Brechvorgang. Hohe Temperaturen trocknen das Gestein aus; bei zusätzlich niedriger relativer Luftfeuchtigkeit wird das Emulsionswasser rasch verdunstet. Diese Vorgänge insgesamt fördern in hohem Maße das Koagulieren der Bitumenemulsion. Niedrige Temperatur und hohe Luftfeuchtigkeit wirken als Verzögerer beim Brechvorgang.

Anionische und kationische Emulsionen flocken sich gegenseitig aus. Sie dürfen auf keinen Fall gemischt oder etwa im gleichen Behälter — ohne dessen gründliche Reinigung — gelagert werden.

7.4 TEER

7.4.1 DEFINITION

Der Teer ist ein kompliziert aufgebautes, aus aromatischen, gesättigten und ungesättigten Ringen des Kohlenwasserstoffes bestehendes Produkt. Als Elemente kommen in erster Linie noch Sauerstoff ($-OH$), Stickstoff (NH_2-) sowie Schwefel (SO_2-) in verschiedenen Variationen in Frage.

Der grundsätzliche Unterschied zwischen Bitumen und Teer besteht darin, daß beim Erdöl die verschiedenen Verbindungen während einer langen Periode auf natürlichem Wege aus unterschiedlichen organischen Stoffen gebildet worden sind, während dieser gleiche Vorgang beim Teer in sehr kurzer Zeit künstlich hervorgerufen wird.

7.4.2 HERSTELLUNG VON TEER

Der Teer ist — wie das Bitumen — ebenfalls ein Nebenprodukt, und zwar ein Abfallprodukt bei der Trockenverbrennung von Kohle oder Holz etc. und wird zur Gewinnung von Leuchtgas und verschiedenen anderen Nebenprodukten verwendet.

Entsprechend dem Trockenverbrennungsmaterial nennt man den Teer Holzteer oder Steinkohlenteer.

Steinkohlenteer

Bei der Trockenverbrennung von Steinkohle unterscheidet man Kokereien und Gasfabriken. Während in den Gasfabriken vor allem die Herstellung von Leuchtgas im Vordergrund steht, wird in den Kokereien der für die Eisenherstellung notwendige Koks erzeugt. Der Steinkohlenteer ist deshalb von Bedeutung, weil er in viel größeren Mengen anfällt als Holzteer.

Sowohl in den Kokereien als auch in den Gasfabriken wird die Steinkohle 10 bis 12 Stunden lang in Behältern ohne Luftzufuhr auf ca. 1000 °C erhitzt. Aus der glühenden Kohle entweichen Gase, der Rückstand ist Koks. Die Gase werden durch Leitungen abgeführt, gereinigt und abgekühlt. Der sich zuerst bei der Abkühlung der Gase abscheidende Stoff mit dem höchsten Siedepunkt ist der Rohteer. Er wird durch die Teerdestillation von Ölen, Wasser etc. getrennt und auf seine eigentlichen Bestandteile gebracht.

Ähnlich wie bei der Rohöldestillation wird der Teer langsam erhitzt. Aufgrund ihrer unterschiedlichen Siedepunkte erweichen die einzelnen Stoffe bei verschiedenen Temperaturen und können dadurch getrennt werden.

Bild 7.16 erlaubt einen Überblick über die Teerdestillation.

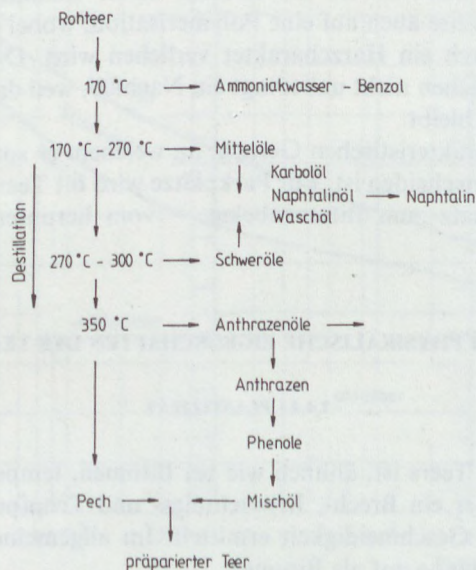


Bild 7.16 Teerdestillation (schematische Übersicht)

Das beim ersten Destillationsvorgang getrennte Mittelöl, Schweröl und Anthrazenöl wird einer nochmaligen engfraktionierten Destillation unterzogen, wobei verschiedene, für die chemische Industrie wichtige Grundstoffe gewonnen werden.

Wird die Temperatur wesentlich über 350 °C erhöht, tritt der vom Bitumen bekannte Krack-Prozeß ein, wobei Stoffe mit niedrigem Molekulargewicht entstehen. Unter Vakuum destilliert sowie mit Luft einblasen läßt sich eine weitere Erhärtung des Pechs erreichen.

Die verschiedenen Straßenteerkomponenten trennt man nach steigender Härte:

Mittelöl,	Weichpech,
Schweröl,	Brikettpech,
Anthrazenöl,	Hartpech.

Den erwünschten Eigenschaften entsprechend wird aus diesen Komponenten ein Teer zusammengesetzt, dessen Beschaffenheit sich aus den Anteilen der einzelnen Komponenten ergibt.

7.4.3 CHEMISCHE EIGENSCHAFTEN DES TEERS

Aufgrund der dichtgepackten Kohlenstoffmoleküle ist Teer im Wasser nicht löslich und wasserundurchlässig. Ebenfalls nicht löslich ist er in den paraffinisch zusammengesetzten Erdöldestillationsprodukten im Gegensatz zu Bitumen.

Der Teer weist aufgrund der Phenole und Teerbasen eine sehr gute Haft- und Benetzungsfähigkeit auf.

Teer wird mit der Zeit viel härter und spröder, als dies mit der Verflüchtigung der Teeröle zu erklären ist. Dies ist teilweise auf einen Oxidationsvorgang im Teer zurückzuführen, teilweise auch auf eine Polymerisation, wobei einzelnen Bestandteilen des Teeres dadurch ein Harzcharakter verliehen wird. Dieser Vorgang ist bei direkt befahrenen Flächen nicht unbedingt ein Nachteil, weil dadurch die Griffigkeit der Straßen erhalten bleibt.

Teer hat einen charakteristischen Geruch, an welchem er sofort zu erkennen und vom Bitumen zu unterscheiden ist. Für Parkplätze wird oft Teer als Belag verwendet, da er – im Gegensatz zum Bitumenbelag – vom heruntertropfenden Öl nicht angegriffen wird.

7.4.4 PHYSIKALISCHE EIGENSCHAFTEN DES TEERS

7.4.4.1 PLASTIZITÄT

Die Plastizität des Teers ist, ähnlich wie bei Bitumen, temperaturabhängig. Gleichermaßen wird daher ein Brech-, Erweichungs- und Tropfpunkt, die Plastizitätsspanne und mittlere Geschmeidigkeit ermittelt. Im allgemeinen weisen Teere eine größere Plastizitätsspanne auf als Bitumen.

7.4.4.2 VISKOSITÄT

Eine relative Viskosität wird auch zur Charakterisierung und Bezeichnung des Teers herangezogen. Die Bezeichnung T 40/70 bedeutet beispielsweise, daß dieser Teer 40–70 s benötigt (50 cm^3), um aus dem Viskosimeter mit genormter Düse zu fließen.

7.4.4.3 REINDICHTE

Infolge höherer Molekulargewichte hat Teer eine höhere Reindichte als Bitumen. Die Reindichte ($1,2–1,4 \text{ g/cm}^3$) gibt einen Hinweis auf die Zusammensetzung des Teers; sie ändert sich mit der Temperatur. Der Ausdehnungskoeffizient ist

$$7 \times 10^{-4} \text{ g/cm}^3 \text{ pro } ^\circ\text{C}.$$

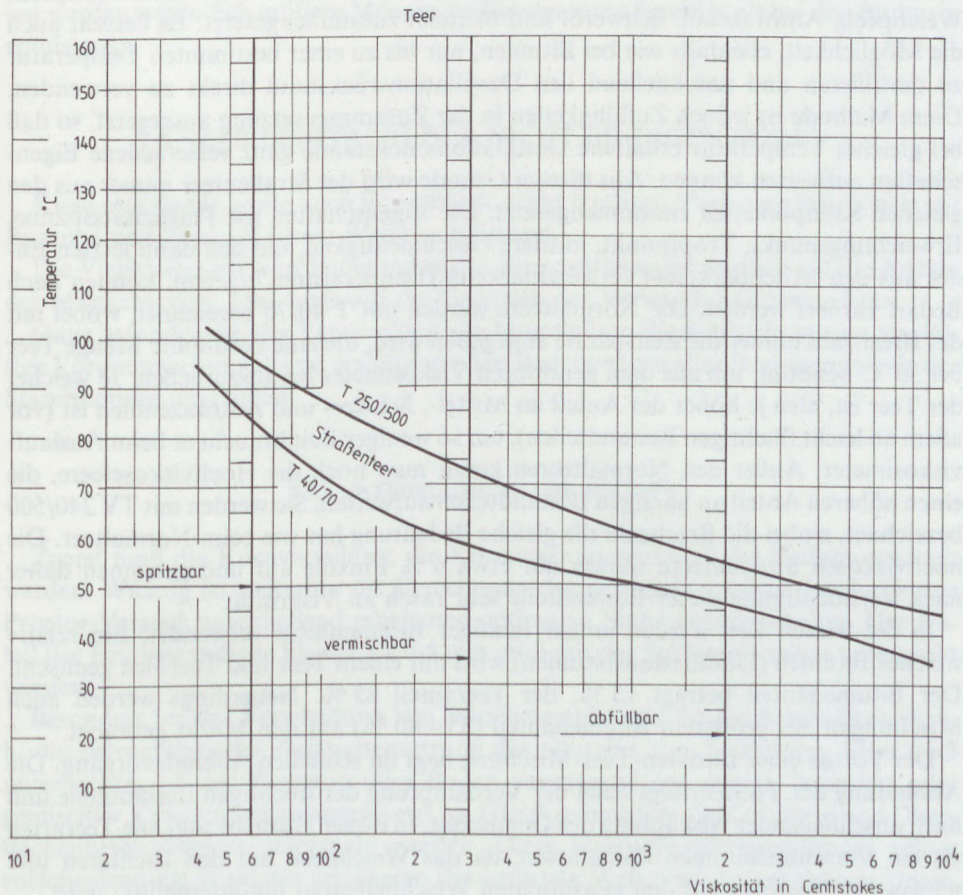


Bild 7.17 Die Verwendbarkeit der Teere bei verschiedenen Temperaturen

Wird der Teer erhitzt, so muß der Ausdehnungskoeffizient pro °C von der Reindichte abgezogen werden.

Die übrigen physikalischen Eigenschaften sind denen des Bitumens nicht unähnlich und sollen daher nicht weiter erörtert werden.

Als sehr wichtige Eigenschaft des Teers bei der Bodenstabilisierung muß die besonders gute Haftbarkeit hervorgehoben werden. Weiterhin verdient die Tatsache Beachtung, daß die Teere, und zwar auch die zäheren Sorten, noch bei wesentlich niedrigeren Temperaturen zu verarbeiten sind, als dies bei Bitumen der Fall ist (Bild 7.17).

7.4.5 TEERARTEN

7.4.5.1 STRASSENTEERE

Unter dieser Bezeichnung versteht man im allgemeinen präparierte Teere. Mit anderen Worten: Sie werden aus einzelnen Komponenten, und zwar aus Brikettpech, Weichpech, Anthrazenöl, Schweröl und Mittelöl zusammengesetzt. Es besteht auch die Möglichkeit, ebenfalls wie bei Bitumen, nur bis zu einer bestimmten Temperatur zu destillieren und anschließend den Destillationsrückstand direkt zu verwenden. Diese Methode ist jedoch Zufälligkeiten in der Zusammensetzung ausgesetzt, so daß bei gleicher Temperatur erhaltene Destillationsrückstände ganz verschiedene Eigenschaften aufweisen können. Aus diesem Grunde wird der Straßenteer immer aus den gleichen Komponenten zusammengesetzt. Die Eigenschaften wie Plastizitätsspanne, Erweichungspunkt, Tropfpunkt, mittlere Geschmeidigkeit, die sich dann letzten Endes aus den Mischbarkeits-(Verwendbarkeits-)Temperaturen ergeben, können nach Bedarf variiert werden. Die Normalteere werden mit T 40/70 bezeichnet, wobei mit der Brechzahl immer die Zeitspanne angegeben wird, die eine bestimmte Menge Teer bei 30 °C benötigt, um aus dem genormten Viskosimeter herauszufließen. Je weicher der Teer ist, also je höher der Anteil an Mittel-, Schwer- und Anthrazenölen ist (vor allem an leicht flüchtigen Bestandteilen), um so weniger Zeit braucht er beim Auslaufviskosimeter. Außer den Normalteeren kennt man noch die Hochviskoseteere, die einen höheren Anteil an harzigen Bestandteilen aufweisen. Sie werden mit TV 240/500 bezeichnet, wobei die Brechzahl die gleiche Bedeutung hat wie beim Normalteer. Die hochviskosen Straßenteere weisen nur etwa 6 % Fluxöle auf und gewinnen daher nach Verflüchtigung dieser Bestandteile sehr rasch an Viskosität.

In der letzten Zeit werden immer häufiger Bitumenteere verwendet. Ein relativ weiches Bitumen (Destillationsbitumen) wird mit einem Teer und Teerölen gemischt. Der Bitumenanteil beträgt 15 %, der Teeranteil 85 %. Neuerdings werden auch Mischungen mit größerem Bitumenanteil (35–40 %) auf den Markt gebracht.

Der Vorteil einer Bitumen-Teer-Mischung liegt im schnellen Abbindevorgang. Die Abbindung der Teere erfolgt nach der Verdampfung der flüchtigen Bestandteile und nach anschließender Abkühlung des Gemisches. In dieser Hinsicht sind alle Teerarten als ein Verschnittbitumen aufzufassen, da das Weichpech mit den leichteren und schwereren Teerölen auf den gewünschten Weichheitsgrad hinuntergefluxt wird.

7.4.5.2 KALTTEERE (TEERLÖSUNGEN)

Die verschiedenen Teerarten in einem Lösungsmittel, z. B. Benzol, gelöst, ergeben einen Teer, der sich kalt verarbeiten läßt. Das Mischverhältnis beträgt meistens 15 % Benzol zu 85 % Straßenteer. Nach der Verflüchtigung des Benzols nimmt die Viskosität des Teeres den ursprünglichen Wert wieder an und bindet ab.

Der Vorteil der Kaltteere liegt darin, nasses Gestein bei relativ niedrigen Temperaturen im Frühling und Herbst noch stabilisieren zu können.

7.4.5.3 TEEREMULSIONEN

Ähnlich wie die Bitumenemulsionen werden auch Teeremulsionen mit einem auf Tonbasis zusammengesetzten Emulgator hergestellt. Sie sind jedoch wesentlich schwieriger und kostspieliger in der Herstellung. Die Teere lassen sich wegen ihrer wesentlich höheren Rohdichte als die des Wassers nur schwer emulgieren; infolgedessen werden wesentlich größere Mengen an Emulgatoren benötigt als bei den Bitumenemulsionen.

7.5 STABILISIERUNG DER NICHT BINDIGEN BÖDEN

Kiese und Sande sowie auch ihre siltigen, nicht bindigen Varianten lassen sich mit Bitumen und Teer auf ideale Weise stabilisieren.

Die Vielfalt der zur Verfügung stehenden Bindemittel weist deutlich auf die Anzahl der Möglichkeiten, aber auch auf die Gefahren der Verwendungsformen hin.

Ganz besonders bei der Verwendung von bituminösen Bindemitteln ist eine sorgfältige Voruntersuchung des zu stabilisierenden Bodens sowie aller Begleitumstände der Stabilisierung unerlässlich.

7.5.1 UNTERSUCHUNG DES BODENS

Zuerst muß die Kornverteilung, die Kornzusammensetzung des Bodens ermittelt werden. Wichtig ist weiterhin die Berechnung des natürlichen sowie des durch den Proctor-Versuch anschließend erhaltenen optimalen Einbauwassergehaltes. Der Anteil der Feinbestandteile kleiner als 0,5 mm muß mit der Schlämmanalyse untersucht werden.

Besonders bei der Verwendung von Bitumenemulsionen ist die Beschaffenheit, d. h. die petrographische Zusammensetzung des Gesteins von Bedeutung. Man muß untersuchen, ob der Kiessand oder Boden vorwiegend aus saurer, basischer oder gemischter Körnung zusammengesetzt ist. Gleichzeitig kann die Kornform und Oberflächenbeschaffenheit untersucht werden. Diese Eigenschaften beeinflussen später entscheidend die Wahl des geeigneten Bindemittels. Aufgrund der erhaltenen Untersuchungsergebnisse kann sich bereits der Stabilisierungsvorgang abzeichnen. Wichtig

ist, was man erreichen möchte (Tragfähigkeit, Erhalten der Kohäsion, Schwingungsdämpfung, Wasserundurchlässigkeit) und auf welche Weise sich dieses Ziel mit dem vorhandenen Boden erreichen läßt.

7.5.2 WAHL DES BINDEMITTELS

7.5.2.1 ALLGEMEINES

Besonders bei der Wahl des Bindemittels muß zwischen einer zentralen Aufbereitung des Gemisches (Zentralmischverfahren mit allen möglichen Abweichungen) und der Mischung des Materials an Ort und Stelle (Ortsmischverfahren) unterschieden werden.

Die Wirtschaftlichkeit verlangt auch hier, daß nur gutes Material transportiert werden sollte.

In großen und leistungsfähigen zentralen Mischanlagen werden die einzelnen Komponenten einer Asphaltmischung sorgfältig und nach neuesten Erkenntnissen zusammengemengt. Die Mischungen werden unter Berücksichtigung teilweise anderer Gesichtspunkte zusammengesetzt als bei der Bodenstabilisierung mit Bitumen. Dies betrifft sowohl die Wahl des Bindemittels und dessen Dosierung als auch den Anteil des Füllkorns und auch, ob es sich um eine Bodenstabilisierung oder zentrale Aufbereitung handelt. Aus diesem Grunde können die hier erörterten Richtlinien nur im Zusammenhang mit dem Bodenstabilisierungsverfahren verwendet werden.

Als allgemeiner Grundsatz bei der Wahl des Bindemittels gilt, immer dem zähesten Bindemittel mit der höchsten Viskosität den Vorzug zu geben, das sich, den Umständen entsprechend, gerade noch mit dem vorhandenen Material verarbeiten läßt.

Die zweite allgemeingültige Richtlinie: Für grobe Materialien sollen zähe, bei feineren Materialien flüssige, über eine geringere Viskosität verfügende Bindemittel verwendet werden, um eine gute Durchmischung zu erreichen.

Für die Bodenstabilisierung nicht bindiger Böden kann man unter folgenden Bindemitteln wählen:

- Kaltbitumen (Bitumenlösung),
- Kaltteer (Teerlösung),
- Verschnittbitumen,
- Teeremulsion,
- Straßenteer,
- kationische Bitumenemulsion.

Die Wahl des entsprechenden Bindemittels wird aufgrund der Kornzusammensetzung, Lufttemperatur sowie Feuchtigkeit getroffen.

7.5.2.2 KORNZUSAMMENSETZUNG

Für Kiessande der Gruppen GW und GP eignet sich Straßenteer am besten, und zwar die zäheren, sehr rasch bindenden Sorten. Mit ähnlichem Erfolg lassen sich diese Böden auch mit Bitumen- oder Teeremulsionen stabilisieren. Für diese meist groben

und über eine relativ geringe Oberfläche verfügenden Böden verwendet man grundsätzlich rasch bindende und zähe, hochviskose Sorten. Eine feinere Differenzierung verlangen die Außentemperaturen, die Temperaturen des Bodens und der Wassergehalt sowie wirtschaftliche Überlegungen.

Sande mit höheren Feinanteilen, siltige Sande sowie auch siltige Kiese lassen sich am besten mit den wesentlich flüssigeren kationischen Bitumenemulsionen, Teeremulsionen oder mit Verschnittbitumen stabilisieren.

Für diese Bodenarten muß wesentlich mehr Zeit aufgewendet werden, um sie mit dem Bindemittel einwandfrei zu vermischen. Aus diesem Grunde können hier die rasch bindenden Arten nicht verwendet werden. Bei der Verwendung von Straßenteer etc. würde das Abbinden schon vor der Einmischung erfolgen. Vor allem für Sandböden hat Shell ein Verfahren entwickelt, das sog. Naßsandverfahren: Der nasse Sand wird mit 2–4 % Kalk sowie mit 4,5–5,5 % Verschnittbitumen gemischt. Die Mischung erfolgt meistens in der Größe der Baustelle entsprechend gewählten Mischern (Zentralmischverfahren), wird aber auch oft mit Bodenfräsen im Ortsmischverfahren ausgeführt.

Von den kationischen (sauren) Bitumenemulsionen werden für Kiessande und Sande rasch brechende, leicht gefluxte Sorten gewählt. Für siltige Kiese und Sande eignen sich besser die unstabileren, aber stark heruntergefluxten Emulsionen. Bei Kiesen können die anionischen Bitumenemulsionen wegen des hohen Kieselsäureanteils kaum verwendet werden.

7.5.2.3 TEMPERATUR

Im Sommer, bei hohen Tagestemperaturen, kann von den Straßenteersorten der zähere T 140/240 verwendet werden. Für den gleichen Boden muß bei kalten Herbst- oder Frühlingstemperaturen der T 140/240 durch den wesentlich weicheren T 80/125 oder T 40/70 ersetzt werden. Gleichfalls müssen die kationischen Emulsionen auf die Verarbeitungstemperatur eingestellt werden.

7.5.3 BESTIMMUNG DER DOSIERUNG

Eine zu hohe Dosierung des Bindemittels wirkt wie ein Schmierstoff und verringert die Tragfähigkeit; mit zu wenig Bindemittel wird keine Bodenstabilisierung erreicht.

Die notwendigen Bindemittelmengen werden im Labor ermittelt. Zuerst wird das Material untersucht und eventuell Vorschläge für die Verbesserung der Kornverteilung oder des Wassergehaltes unterbreitet. Mit dem zugegebenen Bindemittel werden die Feinanteile umhüllt. Die größeren Komponenten (größer als 4–6 mm) sind nicht mit bituminösem Bindemittel umhüllt, sondern in aus Bindemittel und Feinanteilen gebildetem Mörtel eingebettet. Pätzhold gibt als untere Grenze 38 % Kornanteil 0–6 mm an. Wenn der Anteil 0–6 mm weniger beträgt, ist eine einwandfreie Einbettung des Grobkornes in den Mörtel nicht mehr gewährleistet. Steigt der Anteil 0–6 mm über 55 %, werden die Grobkomponenten keine oder nur ungenügende Abstützflä-

chen aufweisen, und sie „schwimmen“ im Mörtel; dadurch wird der Mörtel selbsttragend. Wenn möglich, sollte ein sich stützendes Korngerüst gebildet werden, dessen Hohlräume (Zwischenräume) vollständig mit dem Mörtel 0–6 mm ausgefüllt werden.

Es genügt also, den Bindemittelbedarf im Labor an den Komponenten 0–6 oder 0–10 mm zu prüfen (Bild 7.18).

In letzter Zeit wird den Böden zu den bituminösen Bindemitteln gleichzeitig Kalk (CaO) beigegeben. Der Kalk bindet das überschüssige Wasser des Bodens, wirkt als Haftmittel und erhöht nach dem Abbindeprozeß des Bitumens dessen Starre.

Mit anderen Worten: Zum notwendigen Bindemittelanteil müssen auch die erforderlichen Kalkmengen sowie der Wassergehalt des Bodens ermittelt werden.

Zuerst wird durch Berechnung des natürlichen Wassergehaltes sowie durch einen Vergleich des optimalen Einbauwassergehaltes im Proctor-Versuch ermittelt, ob der Boden zuviel Wasser enthält. Aufgrund dieses Ergebnisses kann der Anteil des zuzugebenden Kalkes ermittelt werden. Anschließend wird der optimale Einbauwas-

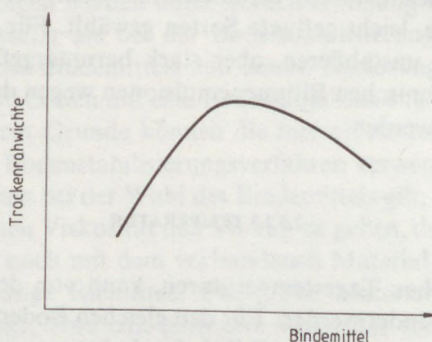


Bild 7.18 Die ständige Erhöhung des Bindemittels bewirkt anfangs bis zu einem bestimmten Höchstwert eine proportionelle Erhöhung der Trockenrohichte

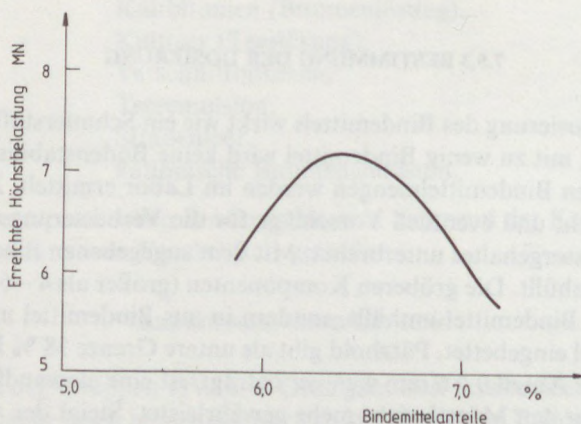


Bild 7.19 Stabilitätswert beim Marshall-Test

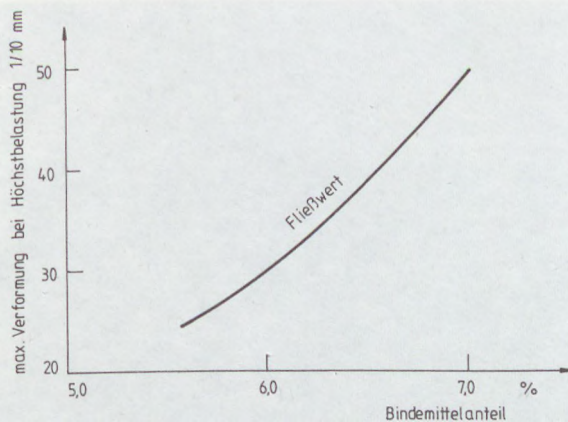


Bild 7.20 Die Verformung bei der Höchstbelastung wird Fließwert genannt

sergehalt des Boden-Kalk-Gemisches festgestellt. Parallel zu diesen Versuchen wird der optimale Bindemittelgehalt mit dem trockenen Boden im Marshall-Gerät ermittelt. Nun muß mit weiteren Proctor-Versuchen eine optimale Dosierung des bituminösen Bindemittels sowie der Wassergehalt des Bodengemisches herausgefunden werden. Dabei ist stets darauf zu achten, daß das zugegebene Bitumen oder der Teer zur Hälfte zum Wassergehalt des Bodens hinzugerechnet werden muß. Bei der Bodenstabilisierung mit Bitumenemulsionen muß die ganze Menge des Emulsionswassers zum Wassergehalt des Bodens gerechnet werden.

Die Marshall-Prüfung besteht aus zwei Teilen. Das für den ersten Teil der Prüfung verwendete Gerät ist dem Proctor-Gerät sehr ähnlich. Es besteht aus einem genormten Topf und genormten Verdichtungsstempeln. Das Mischgut wird im Topf beidseitig mit 50 Schlägen verdichtet. Im zweiten Teil der Marshall-Prüfung wird der verdichtete Probekörper bei konstant gehaltener Temperatur in einem Schergerät belastet und die Tragfähigkeit gemessen; der Probekörper wird zwischen zwei Halbwalzen gelegt und belastet. Die Belastung und die dabei erreichte Verformung der Probe kann jeweils abgelesen werden (Bild 7.19 und 7.20).

7.5.4 PRÜFUNG DER STABILISIERTEN BÖDEN

Während des Einbaus muß vor allem der Wassergehalt sowie der Bindemittelgehalt, anschließend der Verdichtungsgrad kontrolliert werden.

Der Wassergehalt läßt sich bei nicht bindigen Böden mit dem GM-Gerät rasch bestimmen. Aber auch andere bereits beschriebene Verfahren können angewendet werden.

Der Bindemittelgehalt läßt sich durch Extraktion ermitteln, wobei mit einem Lösungsmittel das Bitumen oder der Teer von der Bodenprobe abgelöst wird. Die Einwaage vor und nach der Bindemittelextraktion ergibt den Bindemittelgehalt.

Der erreichte Verdichtungsgrad, der nach der geprüften Zusammensetzung für die Qualität der Stabilisierung in erster Linie verantwortlich ist, läßt sich mit Belastungs-



Bild 7.21 Stabilisierung eines Wandkieses mit Verschnittbitumen. Der nicht vorgewärmte Wandkies wird direkt vom Lastwagen in den Straßenfestiger gekippt, wo das vorgewärmte Verschnittbitumen dosiert und mit dem Wandkies gemischt wird. Die Mischung wird auf der Straße ausgebreitet (Photo: Shell)



Bild 7.22 Stabilisierung der Oberfläche einer bestehenden Straße mit Heißteer. Die Straße wurde zuerst aufgerissen und bis zur gewünschten Tiefe aufgelockert. Dann wird sie mit einer Bodenfräse unter gleichzeitiger Zugabe von Heißteer (Spritzbalken), der vom Tankwagen direkt zugeleitet wird, durchgemischt. Nach anschließender Verdichtung erhält man mit einem bescheidenen Kostenaufwand eine glatte, tragfähige und staubfreie Straßenfahrbahn (Photo: Shell)



Bild 7.23 Auf rasche und einfache Weise wird hier mit dem Bitumen-Stabilisierungsverfahren ein Militärflugplatz in der Schweiz gebaut. Unsortierter Wandkies wurde in einer Mischanlage (Zentralmischverfahren) mit heißem Verschnittbitumen gemischt. Das Mischgut wurde mit Lastwagen auf die vorbereitete Ebene gekippt und in zwei Schichten mit einem Grader verteilt, anschließend mit Walzen verdichtet. Während des Transportes und dem Verteilen verflüchtigen sich die Verschnittöle aus dem heißen Mischgut; beim Verdichten ist die Mischung gebunden, tragfähig und fest

versuchen oder mit Rohdichtebestimmungen ermitteln (Bild 7.21 – 7.23) (s. auch Kapitel 4 „Bodenstabilisierung mit Kalk“ und Kapitel 5 „Bodenstabilisierung mit Zement“).

7.6 STABILISIERUNG DER BINDIGEN BÖDEN

Bindige, über besonders hohe Tonanteile verfügende hochplastische Böden eignen sich kaum für das Stabilisierungsverfahren mit bituminösen Bindemitteln. Dies hat folgende Gründe:

1. Die meist außerordentlich große spezifische Oberfläche solcher Böden würde eine für die Umhüllung der Oberfläche große Bindemittelmenge erfordern und damit das ganze Verfahren unwirtschaftlich machen.

2. Plastische Böden lassen sich mit dem meist zähen Bitumen oder Teer nicht einwandfrei homogenisieren.

3. Hochplastische tonige Silte, Sande oder auch Kiese sind kaum befahrbar, wenn sie einen zu hohen Wassergehalt aufweisen. Nach einer Bindemittelzugabe können sie wegen Entstehung von Porenwasserspannung nicht einwandfrei verdichtet werden.

Es besteht jedoch eine Möglichkeit, auch kohäsive, plastische sowie nasse Böden mit bituminösen Bindemitteln stabilisieren zu können, aber nur als zweite Stufe der Verbesserung. Nach der Ermittlung der Kornverteilung sowie des natürlichen Was-

sergehaltes und des optimalen Einbauwassergehaltes können Verbesserungen an den Bodeneigenschaften vorgenommen werden, um das Stabilisierungsverfahren mit bituminösen Bindemitteln zu ermöglichen.

Die Kornverteilung kann durch Zugabe von Grobkorn verbessert werden. Die Richtlinien dieser vorausgehenden mechanischen Stabilisierung sind in Kapitel 3 „Die mechanische Bodenstabilisierung“ gegeben.

Der natürliche Wassergehalt kann durch Zugabe von Feinkalk (CaO) verbessert werden; gleichzeitig kann mit der Kalkzugabe eine Strukturverbesserung des Bodens erreicht werden. Der Kalk bildet sekundäre Krümel des Bodens, die mit wesentlich kleineren Bindemittelmengen umhüllt werden können als die des ursprünglichen Bodens (s. auch Kapitel 4 „Bodenstabilisierung mit Kalk“).

Als Bindemittel kommt entweder eine Teeremulsion auf Tonbasis oder eine anionische, langsam brechende, stabile Bitumenemulsion in Frage. Dabei muß stets darauf geachtet werden, daß das Emulsionswasser der Bitumenemulsion zum Wassergehalt des Bodens hinzuzurechnen ist. Ebenfalls muß die Hälfte des Bitumens oder Teers zum Wassergehalt dazugerechnet werden. Die Bestimmung des notwendigen Bindemittels erfolgt wie bei den nicht bindigen Böden. Die Kontrollen des Wassergehaltes, des Bindemittelgehaltes sowie des Verdichtungsgrades können ebenfalls mit den bereits beschriebenen Methoden durchgeführt werden.

Mit einer vorausgehenden mechanischen Stabilisierung sowie der sich daran anschließenden Strukturverbesserung mit Kalk können auch hochplastische Böden mit langsam brechenden Bitumen- und Teeremulsionen stabilisiert werden. Die natürliche Kohäsion des Bodens wird dabei leicht erhöht und mit dem Bindemittel fixiert.

8 BODENSTABILISIERUNG MIT CHEMIKALIEN

8.1 ALLGEMEINES

Ein noch nicht vollständig erforschtes und erschlossenes Gebiet innerhalb der verschiedenen Stabilisierungsarten ist die Bodenstabilisierung mit Chemikalien. Bis heute gibt es eigentlich keine der vielen, teilweise auch mit Erfolg erprobten Chemikalien, die sich in der Baupraxis durchgesetzt hätten, wie dies z. B. bei Zement, Kalk oder bituminösen Bindemitteln längst der Fall ist.

Diese Tatsache ist nicht zu übersehen, hat aber auch einleuchtende Gründe.

Die Erfahrung zeigt, daß einzelne Chemikalien sich bei bestimmten Böden durch besondere Wirkung auszeichnen. Eine sehr hohe Festigkeit, Frostbeständigkeit, Elastizität, Härte oder wasserabstoßende Wirkung läßt sich unbestreitbar mit den allgemein bekannten Bindemitteln oft nicht einmal annähernd erreichen. Das Hauptanwendungsgebiet der Chemikalien wird daher bleiben, dieses Ziel zu erreichen. Sind eine besonders rasche Abbindezeit oder eine kurze, aber intensive Beanspruchungsdauer oder sonstige spezielle Eigenschaften erwünscht, die mit den allgemein üblichen Bindemitteln nicht erreicht werden können, verwendet man Chemikalien.

Eine breitere, umfassendere Verwendung wird in erster Linie dadurch verhindert, daß es entschieden komplizierter ist, für einzelne Chemikalien allgemein gültige Richtlinien aufzustellen. Dies ist einerseits auf eine — im Vergleich zu anderen Bindemitteln — geringere Erfahrung zurückzuführen. Andererseits reagieren die verschiedenen Bodenarten mit dem gleichen chemischen Bindemittel derart unterschiedlich, daß die Anwendung nur auf einzelne Fälle beschränkt werden kann. Ein Boden, der praktisch die gleichen Bodenkennziffern aufweist, kann ein völlig überraschendes anderes Resultat erbringen. Bei nicht bindigen, vor allem bei Kies- und Sandböden lassen sich die chemisch-physikalischen Vorgänge noch einigermaßen überblicken. Bei bindigen, tonig-siltigen Böden liegt dagegen noch vieles im Dunkeln, was Dosierung, klare Funktionen zwischen Bodeneigenschaften und Wahl der Chemikalien sowie durch die Beimischung herbeigeführte Vorgänge betrifft.

Ein weiterer wesentlicher Grund für die auf einzelne Fälle beschränkte Verwendung ist der Mangel an bestimmten Chemikalien. Sie werden vorläufig noch nicht in unbeschränkter Menge für die Zwecke der Bodenstabilisierung hergestellt, wie das bei Kalk etc. der Fall ist. Außerdem können die Chemikalien in den meisten Fällen preislich nicht mit den üblichen Bindemitteln konkurrieren. Auch aus diesen Gründen bleibt die Verwendung auf einzelne Fälle beschränkt, und es gilt abzuwarten, bis die chemische Industrie dieses Absatzgebiet entdeckt und mit einer gezielten Forschung und Massenproduktion bisher ungeahnte Möglichkeiten eröffnet.

8.2 VORUNTERSUCHUNG DES BODENS

Eine Prüfung des Bodens für die Eignung einer Verfestigung mit Chemikalien unterscheidet sich erheblich von den Voruntersuchungen der bisher erörterten Stabilisierungsmethoden. Am Anfang steht die Untersuchung und Ermittlung aller Bodenkennziffern, also die physikalischen und mechanischen Eigenschaften des Bodens sowie dessen momentaner Zustand. Weiterhin müssen der pH-Wert, Humusgehalt, Glühverlust und Kalkgehalt ermittelt werden. Außerdem wird empfohlen, eine vollständige quantitative chemische Analyse des Bodens zu fertigen. Die Spurenelemente werden nur qualitativ bestimmt. Zusätzlich soll die petrographische Zusammensetzung von entscheidender Bedeutung sein, die mit einer Differentialthermoanalyse, in Verbindung mit Röntgenuntersuchungen, ermittelt werden kann.

In Kenntnis dieser Untersuchungsergebnisse sowie mit der Festlegung der Ansprüche an den Endzustand nach der Verfestigung kann der geeignete chemische Stoff (oder eventuell mehrere Chemikalien) gewählt werden. Nach einer Reihe sorgfältiger Untersuchungen und Versuchen mit den gewählten Chemikalien und dem Boden kann der Arbeitsverlauf auf der Baustelle ebenfalls festgelegt werden.

Es wäre hier fehl am Platz zu untersuchen bzw. zu versuchen, ob zur Erreichung bestimmter Bodeneigenschaften Richtlinien für die Wahl und Dosierung der Bindemittel festgelegt werden sollen. Einige Erfahrungen sowie Eigenschaften werden bei den einzelnen Gruppen der Chemikalien erörtert.

Jedenfalls empfiehlt es sich, mit dem gewählten chemischen Bindemittel und dem zu stabilisierenden Boden Versuchsreihen im Labor durchzuführen und die Richtlinien dann festzulegen.

Allgemein können an die verfestigten Proben die gleichen Anforderungen gestellt werden, wie das bei den bisherigen Verfahren der Fall war, und zwar

- Festigkeit,
- Zusammendrückbarkeit,
- Widerstand gegen klimatische Einflüsse,
- Widerstand gegen Wasser (keine Herabsetzung der erreichten Festigkeit),
- Widerstand gegen Bakterien.

Henke (1962) empfiehlt, als Prüfmethode die dreiaxialen Scherversuche zu verwenden. Zuvor werden die Proben Einflüssen ausgesetzt, die schon bei der Stabilisierung mit Zement erwähnt worden sind:

- Frost-Tau-Wechsel,
- Trocken-Naß-Prüfung,
- Wasserlagerung,
- Festigkeitsprüfung.

Da es leider an Vergleichsmöglichkeiten fehlt, müssen mehrere Proben hergestellt werden, also auch über- und unterdosierte, um eine technisch befriedigende Lösung, die auch finanziell tragbar ist, zu finden.

8.3 FÜR DIE BODENVERFESTIGUNG VERWENDETE CHEMIKALIEN

Bei der großen Anzahl der verwendbaren (oder bisher verwendeten) Chemikalien kann man zwei Gruppen unterscheiden:

1. Chemikalien, die selbständig oder miteinander kombiniert für die Bodenverfestigung verwendet werden können,
2. Chemikalien, die in kleineren Mengen als Zusatzmittel zu den bereits in größerem Umfang verwendeten Bindemitteln, wie Zement, Kalk oder Bitumen-Teer, beigegeben werden. Die Beimengung als Zusatzmittel kann erfolgen, um bestimmte Eigenschaften des stabilisierten Bodens, wie Festigkeit, wasserabweisende Wirkung etc., positiv zu beeinflussen bzw. zu erhöhen, aber auch, um negative Eigenschaften des Bodens zu neutralisieren.

8.3.1 WASSERGLAS

Für Injektionen zur Abdichtung oder Verfestigung des Untergrundes, z. B. bei einem Staudamm, wird seit längerer Zeit ein Na-Silikat verwendet. Das Na-Silikat wird mit einer konzentrierten Kalziumchloridlösung gemischt. Es entsteht eine gelartige Substanz, die die Poren des Bodens füllt und sich später erhärtet. Je nach Mischungsverhältnis der Komponenten kann der Abbindevorgang bestimmt werden. Nach der Erhärtung werden die verschiedenen, auf Silikatbasis aufgebauten Lösungen wasserunlöslich. Wasserglaslösungen werden häufig zur Bindung der gefürchteten Schwimmsande im Gruben- und Tunnelbau verwendet. Weiterhin wird das Injizieren als Wasserabdichtung auch bei anderen Materialien verwendet. Leider ist die Verwendbarkeit auf eine bestimmte Kornzusammensetzung begrenzt; feinere, z. B. bindige Böden lassen sich mit Wasserglas nicht binden. Nach Jessberger (1967) soll eine übliche Injektion und Einmischung in den Boden nicht die gewünschte Erhärtung des Wasserglases bringen. Allein das Einpressen in den Boden oder das Aufspritzen und Versickern-Lassen bringt eine Erhärtung. Es ist klar ersichtlich, daß eine einigermaßen erfolgreiche Bodenstabilisierung mit dieser Chemikalie nur bei über große Poren verfügende Kies- oder Sandböden möglich ist.

8.3.2 EPOXIDHARZE

In vielen Formen und Arten werden die verschiedenen Kunstharze auf einem kaum mehr überblickbaren großen Gebiet verwendet. Meistens sind die auch in der Bauindustrie als Klebemittel bekannten und verwendeten Formen im Handel, die mit einem Polymerisator kurz vor oder während der Verwendung gemischt werden. Viele Arten binden außerordentlich rasch ab und weisen neben hoher Festigkeit auch Eigenschaften wie große Härte, Wasser- und Hitzebeständigkeit sowie eine hohe Griffigkeit auf. Verwendet werden sie bisher auch als ausgezeichnete (aber teure) Bodenbeläge für besondere Beanspruchungen. Nach Jessberger wird eine mit Epoxidharz-Asphaltbeton hergestellte Flugplatzpiste als besonders hitzebeständig für Düsenflugzeuge ange-

sehen. Für Verputze verschiedener Abriebe und Anstriche wird der Epoxidharz ebenfalls als Bestandteil verwendet. Zur Verwendung für das Bodenstabilisierungsverfahren dürfte er aber noch für lange Zeit zu kostspielig sein.

8.3.3 VINSOLHARZE

Das Vinsolharz ist eine auf Naturharzbasis aufgebaute Lösung, die mit Verschnittmitteln auf die gewünschte Konsistenz verdünnt werden kann. In der Betontechnologie ist das Vinsolharz nicht unbekannt; in früheren Zeiten hat man es dem Beton beigegeben, um dessen Eigenschaften zu verbessern. Es wirkt als Abbindeverzögerer und macht den Beton leicht wasserabstoßend. Der Verzögerungseffekt ist allerdings von vielen Faktoren abhängig:

- Zementmenge,
- Wasser-Zement-Verhältnis,
- Kornverteilung,
- Plastizität des Betons,
- Temperatur,
- Ausdehnung des Betons,
- Konzentration und Menge des zugegebenen Harzes.

Auch der Zementkuchen zeigt einen abweichenden Verzögerungseffekt mit den gleichen Harzmengen wie der Frischbeton.

Für andere Zwecke hat man bereits einige besser und sicherer wirkende Abbindeverzögerer entdeckt. Allein die Vinsolharzlösung wäre für die Bodenverfestigung geeignet. Dem Boden zugemischt hat sie eine staubbindende, wasserabstoßende und leicht bindende Wirkung. Eine gründliche Einmischung in den Boden ist notwendig.

8.3.4 BENTONIT

Schon seit längerer Zeit wird der hauptsächlich aus montmorillonitähnlichen Tonmineralien bestehende außerordentlich quellbare Ton für Injektionen verwendet. Mit Wasser gemischt, quillt der in Pulverform erhältliche Bentonit stark auf und verschließt die Poren des Bodens. Für Untergrundabdichtungen, bei Grundwasserarbeiten, wird Bentonit verwendet, um das Wasser abzudichten, den Boden zu festigen und undurchlässiger zu machen. Auch der eine notwendigerweise sehr geringe Durchlässigkeit aufweisende Dichtungskern von Staudämmen kann in ähnlicher Weise mit Bentonit stabilisiert werden.

Besonders gut durchlässige Kiese und Sande können auf gleiche Art, eventuell mit Opalinuston und Bentonit, stabilisiert und undurchlässig gemacht werden, vor allem dort, wo z. B. der Grundwasserschutz solche Maßnahmen erfordert.

8.3.5 KALZIUMAKRYLAT

Der aus der Bindung von CaCO_3 und Akrylsäure hervorgegangene Stoff polymerisiert im Boden und verbindet die Körner des Bodens fest miteinander. Zur Polymerisation ist die Zugabe eines Redox-Systems notwendig, bestehend aus einem oxidierenden Katalisator und aus einem reduzierenden Beschleuniger. Zusammen mit anderen Bodenfaktoren läßt sich der Grad und die Geschwindigkeit der Polymerisation mit der Dosierung dieser beiden Zusätze beeinflussen.

Dieser chemische Stoff gehört zu den wenigen, mit dem sich auch leicht tonige Silte sowie Sande, also bindige Böden, gut verfestigen lassen. Etwa 4–6 % muß dem Boden beigemischt werden. Die Nachteile liegen im hohen Preis der Chemikalie und daß sie mit der Zeit eventuell vom Wasser ausgewaschen werden kann. Nach neuesten Berichten soll ein Na-Polyakrylat entwickelt worden sein, das billiger und außerdem wasserunlöslich sein soll.

8.3.6 ANILIN UND FURFURAL

Diese beiden organischen Materialien haben die Eigenschaften, miteinander zu polymerisieren und mit langen Ketten und Ringen, die wasserunlöslich sind, die Bodenteilchen miteinander zu verbinden.

Die besten Erfahrungen wurden mit einer Kombination von

70 % Anilin und
30 % Furfural

gemacht.

Da das Anilin ziemlich teuer ist, wird versucht, den Anilinanteil herabzusetzen, ohne dabei die Festigkeit des Bodens zu beeinträchtigen.

Am besten eignen sich Sand- und Siltböden für eine Verfestigung mit diesen Stoffen. Die benötigten Chemikalienanteile betragen 2–4 %.

8.3.7 PHOSPHORVERBINDUNGEN

Die verwendeten Chemikalien für die Bodenverfestigung sind Phosphorsäure (H_3PO_4) sowie Phosphorpentoxid (P_2O_5).

Diese beiden Stoffe lösen die Silikate und Aluminate; im Boden schlägt sich die Lösung bald zu einem Gel aus, das dann zu einer glasartigen Masse erstarrt. Um nennenswerte Festigkeiten des Bodens zu erreichen, sind relativ große Mengen (8–10 %) notwendig. Da das Bindemittel wasserlöslich ist, besteht die Gefahr, daß die Bindung des Bodens vom Wasser wieder aufgelöst werden kann.

8.3.8 LIGNIN

Lignin verbindet die Zellulose im Holz; es wird bei der Papierherstellung aus dem Holz herausgelöst. Die Sulfitablaugen der Papierfabriken enthalten etwa 8 % Lignin.

Sulfitablauge wurde schon immer in der Nähe von Papierfabriken in ländlichen Gegenden für die Staubbefreiung der Erd- und MacAdam-Straßen benutzt. Dieser natürliche Zement kann auch zur Bodenverfestigung verwendet werden. In seiner ursprünglichen Form ist Lignin stark hygroskopisch und zudem wasserlöslich. Mischungen mit Kalziumbichromat sowie Kalziumchlorid ergeben harzige Verbindungen, die wasserlöslich sind. Diese Mischung kann in flüssiger Form (mit Sulfitablauge) oder auch in Pulverform dem Boden beigemischt werden.

8.3.9 PLASMAFLOTT

Dieser Stoff wird aus einer bei der Zuckerherstellung abfallenden Lösung aus Harzen und anorganischen Salzen sowie aus Ölen hergestellt. Mit dem Boden vermischt, bindet er sehr schnell ab; er wurde während des Krieges zur Befestigung des Küstensandes für Truppenlandungen verwendet.

Im Rohzustand ist die Zuckermelasse zur Staubbindung verwendbar; in diesem Zustand ist sie jedoch wasserlöslich. Sie kann auch Asphalt zugesetzt werden, wird dann aber fest und wasserunlöslich.

8.4 ZUSATZMITTEL

Falls es sich als notwendig erweist, werden bei Zementstabilisierungen Abbindeverzögerer oder Abbindebeschleuniger beigegeben. Um höhere Endfestigkeiten sowie rascher Anfangsfestigkeiten bei der Bodenverfestigung mit Zement zu erreichen, haben sich Zusätze wie Na-Metasilikat, Na-Hydroxid und Natriumkarbonat als nützlich erwiesen. Der Einfluß auf die Festigkeitseigenschaften ist bei niedriger Zementdosierung deutlich feststellbar. Die Dosierung muß jedoch aufgrund von Versuchen festgelegt werden.

Zur Erreichung einer höheren Festigkeit können bei der Bodenverfestigung mit Kalk Natriumsilikat, Natriumkarbonat und Kalziumchlorid in geringen Mengen dosiert werden.

Kalziumchlorid wird für die Entstaubung von Straßen ohne festen Belag verwendet. Dieser Stoff bindet etwa das Zehnfache seines Eigengewichtes an Wassermengen und hält daher die Oberfläche einer Straße oder eines Weges immer leicht feucht und damit staubfrei.

Eine erhärtende Wirkung erreichen Amine und das Phosphorpentoxid, wenn sie bei der Bodenverfestigung mit bituminösen Bindemitteln dem Boden beigemischt werden.

LITERATUR

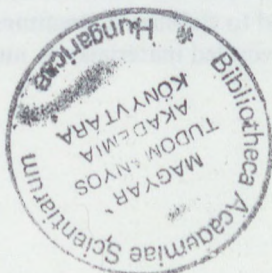
- Abt, E.: Moderner Waldstrassenbau im Kanton Schwyz. Innerschweizer Bauernzeitung 1962, 27.
- Abt, E.: Bodenstabilisierung im Forst- und Güterwegebau. Versuchsstrecke Gelbberg im Kanton Schwyz. Schweiz. Zeitschrift für Forstwesen 1962, Aug./Sept.
- Aichhorn, W.: Zwölf Jahre Erfahrung bei Bodenstabilisierungen. Strassen- und Tiefbau 1960, 6.
- Aichhorn, W.: Entwicklung der Bodenstabilisierung in Oesterreich, Schweiz. Gesellschaft für Bodenmechanik und Foundationstechnik 1964, 13.
- Aichhorn, W. – Winterkorn, F.: Grundlagen der Bodenstabilisierung im Straßen- und Wegebau. Wien: Forschungsgesellschaft für das Straßenwesen 1960.
- Altdorfer – Cogliatti – Schellenberg: Bau des Altstetter-Viaduktes in Zürich. Hoch- und Tiefbau 1962, 3.
- Balz, R. T. – Heierli, W. – Yang, L.: Tragfähigkeit des zementstabilisierten Oberbaus. Strasse und Verkehr 1974, Febr.
- Behuken, G.: Zusammenfassung der Erfahrungen über Bodenverfestigung mit Pectacrete-Zement. Berliner Bauwirtschaft 1966, 14.
- Bendel, L.: Ingenieurgeologie. Band 1, Wien: Springer 1949.
- Berg, T. – Haefeli, R.: Steifeziffer und Setzungsanalyse. Schweiz. Bauzeitung 1965, 7.
- Blumer, M.: Optimierung des Strassenoberbaues. Strasse und Verkehr 1973, 8/9.
- Bollier, A.: Die Bodenverdichtung im Strassenbau. Fachblätter für das Bauwesen 1965, 11.
- Bonnot, J. – Ray, M.: La nouvelle directive pour la réalisation des assises de chaussées en graves traitées aux liants hydrauliques. Revue Générale des Routes et des Aérodrômes 1983, Nr. 602.
- Boros, J.: Die Tragfähigkeit des Untergrundes bei Autobahnen mit dem ME-Wert definiert. Strasse und Verkehr 1965, 10.
- Boros, J.: Betrachtungen zum Mehrschichtenproblem in der Bodenmechanik. Der Bauingenieur 1971, 7.
- Boros, J.: Erfahrungen mit Branntkalk (CaO) bei der Behandlung von Schüttmaterial. Die Bauwirtschaft 1965, 19.
- Boros, J.: Die Erfahrungen mit Branntkalk auf einer Autobahnbaustelle. Schweiz. Baublatt 1966, 6.
- Boros, J.: Verringerung des Unternehmensrisikos durch neue Verfahrenstechnik in der Bodenstabilisierung. Schweiz. Baublatt 1966, 9.
- Boros, J.: Bodenstabilisierung. Erfahrungen beim Nationalstrassenbau in der schweizerischen Baupraxis 1966, 11.
- Boros, J.: Schweizerische Erfahrungen mit dem Bodenstabilisierungsverfahren. Separatdruck 1966.
- Boros, J.: Rationalisieren im Tiefbau durch Bodenstabilisierung. Vortrag, Zürich: Bulletin l'entreprise 1967, 3.
- Boros, J.: Bodenstabilisierung auf einer Tessiner Baustelle. Schweiz. Baublatt 1967, 29.
- Boros, J.: La stabilisation des sols à la chaux et ciment. Études Routières, 1967 Mai.
- Boros, J.: Bodenstabilisierung am Beispiel einer Tessiner Nationalstrassen-Baustelle. Die Baumaschine 1968, 2.
- Boros, G.: Bau eines Straßendamms mit zu nassem Schüttmaterial unter winterlichen Umständen. Beitrag zur Donau-Europäischen Straßenbau-Konferenz in Wien, März 1968.
- Boros, G.: Foundationstechnische Probleme beim Bau der Nationalstraße 3 im Rüslikoner Moos. Beitrag zur Donau-Europäischen Straßenbau-Konferenz in Wien, März 1968.
- Boros, J.: Stabilisation des sols lors de la construction routière. Hoch- und Tiefbau 1973, Spezialnummer 5.

- Boros, G.: Bodenverfestigung im Strassenbau. Neue Zürcher Zeitung, Beilage Forschung und Technik 21. Jan. 1976.
- Borowicka, H.: Die mechanische Eigenschaften der Böden. Wien: Inst. für Grundbau und Bodenmechanik 1961, Heft 3.
- Brand, W.: Systematik der Bodenverfestigung und Technologie der Bodenstabilisierung mit Kalk. Strasse und Autobahn 1960, 10.
- Brand, W.: Die Bodenverfestigung als konstruktive und betriebstechnische Massnahme im Erd- und Strassenbau. Strassenbau-Technik 1964, 13.
- Brand, W.: Die Bodenstabilisierung mit Kalk. Strasse und Autobahn 1968, 10.
- Brand, W.: Die Verbesserung der technologischen Eigenschaften von Schluffböden für den Erdbau. Strassen und Tiefbau 1969, 5.
- Buchholz, H.: Die Bodenverfestigung als Element zur Verbesserung des Untergrundes. Strassen- und Tiefbau 1965, 9.
- Caprez, M.: Projektbezogene Untersuchung der Tragwirkung von zementstabilisierten Bodenmaterialien. Institut für Grundbau- und Bodenmechanik der ETH Zürich. Forschungsarbeit 10/79 auf Antrag der VSS und Bundesamt für Strassenbau, März 1983.
- Casagrande, A.: The structure of clay and its importance in foundation engineering. Contributions to Soil Mechanics, J. BSCE, 1932.
- Casagrande, A.: Die Aräometer-Methode zur Bestimmung der Kornverteilung von Böden. Berlin: Springer 1934.
- Casagrande, A.: Bodenmechanik und neuzeitlicher Straßenbau. Berlin: Verlag Volk und Reich 1939.
- Catton, D. M.: Soil-cement: A construction material. Proceedings of the conference on soil stabilization. Cambridge (Mass.): MIT 1952.
- Davidson, D. T.: Soil stabilization with chemicals. Ames, Iowa: Iowa Highway Research Board 1960, Bulletin 22.
- Dawson, R. F.: Special factors in lime stabilization. Washington D. C.: Highway Research Board 1956, Bulletin 128.
- Dawson, R. F.—McDowell, Ch.: A study of an old lime-stabilized gravel base. Washington D. C.: Highway Research Board 1961, Bulletin 304.
- Dätwyler, P.: Abschnitt Rothrist — Brittnau der Nationalstrasse 2. Strasse und Verkehr 1980, 7.
- Dempwolff, R.: Die Bemessung von Strassenbefestigungen mit Hilfe von Spannungen. Bitumen 1958, 4.
- Dumbleton, M.: Lime-soil mixtures of road construction. Road and road construction 1961, 479.
- Earth Manual (2nd ed.). US Bureau of Reclamation, Washington D. C.: 1985.
- Egmond van A.: Sedel—Gisikon N 14, Stabilisierungsarbeiten 1984/85. Mitteilungen der Betonstrassen AG Wildeg 1986, 22.
- Egmond van A.: — Bramaz, W.: Stabilisierte Schichten. Strasse und Verkehr 1976, 12.
- Endell, K.: Die Quellfähigkeit der Tone im Baugrund und ihre bautechnische Bedeutung, Bautechnik 1941.
- Endell, K.—Loos, W.—Breth, H.: Zusammenhang zwischen kolloidchemischen sowie bodenphysikalischen Kennziffern bindiger Böden und Frostwirkung. Berlin: Volk und Reich Verlag 1939.
- Erlenbach, L.: Bodenverfestigung mit Teer im Land-, Siedlungs-, Wirtschafts- und Forstwegebau. Essen: VFT-Mitteilungen 1956, 1.
- Fahmy, M.: Zur Definition der kritischen Dichte von Sanden. Dissertation. Inst. für Bodenmechanik und Grundbau, TH Karlsruhe, 1960, Heft 5.
- Fetz, L. B.: Vollstabilisierter Oberbau. Strasse und Verkehr 1978, 9.
- Fetz, L. B.: Zementstabilisierung in den USA, in Frankreich und in der Schweiz. Mitteilungen der Betonstrassen AG Wildeg 1980, 123.
- Fetz, L. B.: Bodenstabilisierung mit Zementvergleichsuntersuchungen Labor-Feld. Betonstrassen AG Wildeg, Forschungsauftrag 25/80, Bundesamt für Strassenbau, März 1988.
- Forschungsgesellschaft für das Strassenwesen: Die Verfahren der Bodenverfestigung. Bad Godenberg: Kirschbaum-Verlag 1960.
- Foster, C. R.—Turnbull, W. J.: Bituminous stabilization. Proceedings of the conference on soil stabilization. Cambridge (Mass.): MIT 1952.
- Fülöp, I.: Talajstabilizációs kísérletek bázikus hatású barnaszénpernyével (Soil stabilization experiments with basic brown-coal fly-ash). Mélyépítéstudományi Szemle 17 (1967) 9.

- Gáspár, L.: Talajstabilizáció I—II (Soil stabilization I—II). Budapest: Útügyi Kutató Intézet 1959.
- Gáspár, L.: A talajstabilizáció időszerű kérdései (Current problems of soil stabilization). Mélyépítéstudományi Szemle 14 (1964) 12.
- Grassberger, H.: Der Aufbau der Böden. Wien: Die Wasserwirtschaft 1933, 17—19.
- Grimer, F. J.: The effect of pulverisation on the quality of clay-cement. Proceedings, 4th Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng., London 1957.
- Großmann in: Linemann, K. (red.): Erdstabilisierung in Theorie und Praxis. Berlin: 1966, Verlag für Bauwesen.
- Grünenfelder, I. — Yang, F. L.: Erfahrungen mit dem vollstabilisierten Oberbau im Kanton Zürich. Straße und Verkehr 1982, 1.
- Gruner, E. — Haefeli, R.: Beitrag zur Untersuchung des physikalischen und statischen Verhaltens kohärenter Bodenarten. Schweizerische Bauzeitung 1934, 15—16.
- Haefeli, R.: Beitrag zur Bestimmung der Zusammendrückbarkeit des Bodens in situ. Schweiz. Gesellschaft für Bodenmechanik und Fundationstechnik 1963, 6.
- Haefeli, R.: Mechanische Eigenschaften von Lockergestein. Schweizerische Bauzeitung 1964, 35.
- Henke, K. F. — Fensch, L. — Mezger, H.: Zusammenstellung und Auswertung der Literatur über Bodenstabilisierung mit Chemikalien. Stuttgart: Otto-Graf-Institut, 1962, Heft 6.
- Herpai, I. — Pankotai, G.: Mezőgazdasági útépités (Road Building in Agriculture). Budapest: Mezőgazdasági Kiadó 1963.
- Herpai, I.: Kalkstabilisation als Tragschicht im leichten Oberbau der Wirtschaftswege. 2. Donau-Europäische Konferenz, Wien: Oest. Ing.-Arch.-V. 1968.
- Herrin, M. — Mitchel, H.: Lime-soil mixtures. Washington D. C.: Highway Research Board 1961, Bulletin 304.
- Highway Research Board: Bituminous-concrete mixes. Washington D. C.: H. R. Record 1967, 158.
- Hinemann, K.: Erdstabilisierung. Berlin: Verlag für Bauwesen 1966.
- Hirt, R.: Experimentelle Untersuchungen zur Bodenstabilisierung mit Kalk, insbesondere für deren Anwendung im Wald- und Güterstrassenbau. Mitteilungen der Versuchsanstalt für Wasserbau und Erdbau an der ETH Zürich, Nr. 82.
- Hirt, R.: Die Verwendung von Recycling Materialien im Strassenbau. Strasse und Verkehr 1973, 9.
- Huder, J.: Bestimmung der Scherfestigkeit strukturempfindlicher Böden. Vawe Mitteilungen, ETH Zürich, 1963, 58.
- Huder, J.: Die Zusammendrückbarkeit des Bodens und deren Bestimmung. Schweizerische Bauzeitung 1964, 41.
- Ingles, O. G.: Soil stabilization. In: Ground Engineer's Reference Book (ed. by F. G. Bell). London: Butterworths 1987.
- Jäckli, H.: Moränen als Baugrund und Baustoff. Strasse und Verkehr 1962, 9.
- Jessberger, H. L.: Grundlagen und Anwendung der Bodenstabilisierung. Düsseldorf: VDI-Verlag 1967.
- Kaiser: Die Verwendung von Pectacrete-Zement bei Bodenverfestigungen im landwirtschaftlichen Wegebau. Wasser und Boden 1963, 2.
- Kézdi, Á.: Handbuch der Bodenmechanik. Berlin: Verlag für Bauwesen. Band 1, 1969; Band 2, 1970; Band 3, 1973.
- Kézdi, Á.: Stabilisierte Erdstraßen. Berlin: Verlag für Bauwesen 1973.
- Kézdi, Á.: Fragen der Bodenphysik. Düsseldorf: VDI-Verlag 1976.
- Kézdi, Á. — Nagyváti, B.: Einfluß von Zusatzmitteln auf die Eigenschaften von stabilisierten Böden. Acta techn. Acad. Sci. Hung. 68 (1970) 3/4.
- Kipp, R.: Bodenverfestigung mit Pectacrete-Zement beim Bau der Bundesautobahn Oberhausen—Emmerich. Straßenbau-Technik 1966, 5.
- Kleiner, E. — Zürcher, H.: Stabilisierung im Abschnitt Rheinfelden—Mumpf. Strasse und Verkehr 1974, 11.
- Kunz, U.: Moderne Fundationsmethoden beim Bau der Nationalstrasse N1, Abschnitt Bern—Kantons-grenze. Strasse und Verkehr 1962, 8—9.
- Lambe, T. W.: Soil stabilization. In: Foundation Engineering (ed. by G. A. Leonards). New York: McGraw-Hill Book Co. Inc. 1962.

- Leadabrand, J. A. — Norling, L. T.: Soil-cement test data correlation affords methods of quickly determining cement factors for sandy soils. Highway Research Board 1958, Bulletin 198.
- Leadabrand, J. A. — Norling, L. T. — Hurless, A. C.: Soil series as a basis for determining cement requirements for soil-cement construction. Highway Research Board 1957, Bulletin 148.
- Leussink, H.: Beitrag zum qualitativen Verhalten von Porenwasserdrücken in Proben von Mischböden bei dreiaxialen Scherversuchen. Institut für Bodenmechanik und Grundbau TH Karlsruhe 1965, Heft 16.
- Leussink, H. — Koenig, H. W.: Bodenphysikalische Eigenschaften von Ton-Stein-Skeletten. Institut für Bodenmechanik und Grundbau TH Karlsruhe 1965, Heft 16.
- Lime Stabilization of Roads. Washington D. C.: National Lime Association 1954, Bulletin 323.
- Lime Stabilization Construction Manual. Washington D. C.: American Road Builders Association Technical 1959, Bulletin 243.
- Linemann, K. (hrsg.): Erdstabilisierung in Theorie und Praxis. Berlin: Verlag für Bauwesen 1966.
- Lüth, E.: Der wasserabweisende Pectacrete-Zement, die Vorteile seiner Anwendung im Strassenbau. Der Strassenbau 1961, 5.
- Lüth, E.: Pectacrete der wasserabweisende Zement und seine Verwendungsmöglichkeiten. Das Baugewerbe 1962, 13.
- Merkblatt für die Herstellung und Verarbeitung von bituminären Schlämmen unter Verwendung von stabilen Emulsionen. Köln: Forschungsgesellschaft für das Straßenwesen 1967.
- Methods of Test for Stabilised Soils. BS 1924: 1967, British Standards Institution, London 1967.
- Meyer-Peter, E. — Schnitter, G.: Uebersicht über die Entwicklung der Hydraulik und der Bodenmechanik. Wasser und Energiewirtschaft 1960, 4.
- Ministerium für Verkehr: A pernye felhasználása az útépitésben (The use of fly-ash in road construction). Budapest: Közlekedési Min., Közúti Közlekedési Főosztály, KÖZDOK 1986.
- Neumann, R.: Die Beeinflussung der bodenphysikalischen Eigenschaften bindiger Böden durch die Kornfraktion $d > 0,002$ mm und Wasseraufnahme. Der Bauingenieur 1967, 1.
- Nies, W.: Verbesserung von Sanden als Baustoff für Dammerstellung und Unterbettung. Strassenbau-Technik 1964, 22.
- Nussel, H.: Die Untersuchung von Asphaltmassen für den Strassenbau. Strasse und Autobahn 1957, 6.
- Otto, H.: Bodenverfestigung stark bindiger Böden mit Pectacrete-Zement im ländlichen Wegebau. Strassenbau-Technik 1961, 20.
- Otto, H.: Hinweise zur Beurteilung von Bodenstabilisierungen im Strassenbau. Hoch- und Tiefbau 1963, 33.
- Procedures for Testing Soils. American Society for Testing and Materials, Philadelphia 1964.
- Renforcement des Chaussées. Paris: Laboratoire Central des Ponts et Chaussées 1967.
- Rothfuchs, G.: Zusammenhänge zwischen der Kornzusammensetzung und der Dichtigkeit von Mörtel und Betonmischungen. Bitumen 1935.
- Schäffner, H. J.: Zur Erfassung des Einflusses von Ungleichförmigkeitsgrad und Kornverteilungskennziffer auf die Lagerungsdichte von Kornhaufwerken. Berlin: Forschungsanstalt für Wasser- und Grundbau 1964, Heft 13.
- Schäffner, H. J.: Zeitlicher Verlauf und Klassifizierung dynamischer Verdichtungsvorgänge im Hinblick auf bodenmechanische und baupraktische Probleme. Berlin: Forschungsanstalt für Wasser- und Grundbau 1964, Heft 13.
- Schlotmann, B.: Grundlagen der Betonherstellung mit vorgemischtem Zementleim. Dissertation, TH Aachen 1962.
- Schnitter, G.: Aufbau der Strasse. Strasse und Verkehr 1959, 7.
- Schnitter, G.: Die Geotechnik im neuzeitlichen Strassenbau. Strasse und Verkehr 1963, 9.
- Schnitter, G. — Jenatsch, R.: Die Dimensionierung des Strassenoberbaues mit flexibler Decke. Strasse und Verkehr 1962, 9.
- Schnitter, G. — Müller, F.: Die Deflektion von Strassendecken unter einer Radlast. Vawe Mitteilungen, ETH Zürich, 1962, 52.
- Sevaldson, R.: Der Versuchsdamm bei Horgen an der linksuferigen Höhenstrasse (N3). Schweiz. Vorträge auf der 7. Hauptversammlung in Zürich, am 4. Mai 1962, Gesellschaft für Bodenmechanik und Fundamentstechnik 38.

- Sherwood, P. T. — Ryley, M. D.: The use of stabilized pulverized fuel ash in road construction. Road Research Laboratory 1966, Report 49.
- Skempton, A. W.: The colloidal activity of clays. Proceedings, 3rd Int. Conf. Soil Mech. and Found. Eng., Vol. I, Zürich 1953.
- Soil and Soil-Aggregate Stabilization. A Symposium. Washington D. C.: Highway Research Board 1955, Bulletin 108.
- Soil-Cement Laboratory Handbook. Chicago (Ill.): Portland Cement Association 1959.
- Springenschmid, R.: Die Verfestigung von Flugsanden mit Zement für Strassen und Wege in Norddeutschland. Strassenbau-Technik 1960, 13.
- Springenschmid, R.: Beanspruchung und Prüfung von Bodenverfestigungen mit Zement. Strassen- und Tiefbau 1960, 14.
- Springenschmid, R.: Bau und Bewahrung einer Bodenverfestigung mit Zement. Strasse und Autobahn 1960, 11.
- Straßenbau mit Shellbitumen. Hamburg: Shell-Bitumen-Dienst 1964.
- Stüssi, H.: Erfahrungen und Gedanken zum zementstabilisierten Oberbau. Strasse und Verkehr 1974, 2.
- Symons, I. F.: A preliminary investigation to determine the resistance of cement-stabilized materials to repeated loading. Road Research Laboratory 1967, Report 61.
- Széchy, K.: Alapozás I—II (Grundbau I—II). Budapest: Műszaki Könyvkiadó 1971.
- Terzaghi, K. — Jelinek, R.: Theoretische Bodenmechanik. Berlin: Springer 1954.
- Terzaghi, K. — Peck, R. B.: Die Bodenmechanik in der Baupraxis. Berlin: Springer 1961.
- Thornburn, T. H. — Mura, R.: Stabilisation of soils with inorganic salts and bases. Highway Research Board 1969, Record 294.
- Torriani, M.: Zementstabilisierter Oberbau. Strasse und Verkehr 1980, 7.
- Verein Schweiz. Strassenfachleute: Stabilisierung mit hydraulischen Bindemitteln. Schweizer Norm SN 640 509a, 1985.
- Verein Schweiz. Strassenfachleute: Vollstabilisierung des Oberbaues. Strasse und Verkehr 1977, 4.
- Verein Schweiz. Strassenfachleute: Stabilisierung. Schweizer Norm SN 640 500a, 1985.
- Vogler, R.: Die vollstabilisierte Fundationsschicht. Baudepartement des Kantons Thurgau. Bericht zur Verkehrsübergabe vom 26. Aug. 1976. Nationalstrasse 7, Attikon—Kefikon—Frauenfeld Ost.
- Vogt, K.: Die Gleitschalungsbauweise beim Einbau von Betonbelagen und zementstabilisierten Tragschichten — eine schweizerische Standardsbestimmung. Verein Schweizerischer Zement-Kalk-Gipsfabrikanten, Jahresbericht 1964.
- Wadell, H.: Sphericity and roundness of rock particles. J. Geol. 1933, 41.
- Winterkorn, H. F.: Soil stabilization. In: Foundation Engineering Handbook (ed. by Winterkorn, H. F. and Hsai-Yang Fang) New York: Van Nostrand Reinhold Co. 1975.
- Zobrist, F.: Bodenstabilisierung mit Zement und Kalk. Betonstrassen 1964, 57—58—59.
- Zobrist, R.: Die Prüfung zementstabilisierter Böden auf ihr Verhalten bei Frost. Verein Schweizerischer Zement-Kalk-Gipsfabrikanten, Jahresbericht 1963.



RÉSUMÉ

Très souvent, lors de la réalisation d'ouvrages de grande envergure (complexes industriels ou urbains, réseaux routiers et autoroutiers, digues, barrages, aéroports, etc.), le sol local ne répond pas aux exigences de l'ouvrage.

En général, un changement de site n'est pas envisageable et l'ouvrage devra être réalisé en dépit du terrain défavorable. Il faudra donc améliorer la qualité du sol local jusqu'à ce qu'il réponde aux exigences de l'ouvrage (fondations, remblais, etc.).

Or, avant de pouvoir mettre en oeuvre des techniques de stabilisation, il faut connaître d'une part les caractéristiques physiques et mécaniques du sol local et, d'autre part, les facteurs susceptibles de les modifier.

Le présent ouvrage traite tout d'abord des sols en tant que matériaux, puis des différents procédés de stabilisation (procédés mécaniques, stabilisation à la chaux, au ciment, au bitume et goudron, aux agents chimiques, aux déchets industriels ou matériaux recyclés) du point de vue de l'ingénieur.

L'auteur jouit d'une longue et vaste expérience dans ce domaine. Son livre est riche d'enseignements non seulement pour le jeune ingénieur, mais aussi pour celui qui s'intéresse à l'application pratique des techniques de stabilisation des sols. De nombreux dessins et photos illustrent les différents procédés.

SUMMARY

Very often, in large construction projects such as industrial and housing developments, roads and motorways, dams, airfields, etc., the quality of the soil fails to meet the project's requirements. However, the site can usually not be changed and construction must go ahead despite the unsuitable soil. Ways and means must therefore be found to treat the soil and improve its engineering properties.

To select the most suitable stabilization method, one needs thorough knowledge of the physical and mechanical properties of the local soil and of the factors likely to alter its characteristics.

In the course of his international career as a civil engineer, the author has time and again been faced with unsuitable site conditions in major construction works. His book contains a wealth of information drawn from practical experience. It gives a new insight into soil stabilization and should enable engineers — working professionals, students and instructors alike — to approach work problems with more knowledgeable confidence. It deals first with soil as a material, then with the various mechanical and chemical processes designed to stabilize it (treatment with lime, cement, bitumen and tar, chemicals, waste and recycled materials). A number of drawings and photographs illustrate the text.

cca 750



693571

PROBATION DEPT
OF CORRECTIONS
ALBANY, N.Y.

RECEIVED
JAN 15 1969
ALBANY, N.Y.
DEPT. OF CORRECTIONS
RECEIVED
JAN 15 1969
ALBANY, N.Y.
DEPT. OF CORRECTIONS