

MITTEILUNGEN

DES INSTITUTES
FÜR GRUNDBAU UND BODENMECHANIK
TECHNISCHE HOCHSCHULE WIEN

HERAUSGEGEBEN VON PROF. DR. H. BOROWICKA

H. Brandl: Der Einfluß des Frostes auf kalk- und zementstabilisierte feinkörnige Böden

P. v. Soos: E-Modul-Ermittlung und Gebirgsdruckmessung in glazialen Tonen und tertiären Mergeln südlich von München

H. Borowicka: Spannungsverteilung in der Umgebung einer kreiszylindrischen Bohrung

MITTEILUNGEN

DES INSTITUTES
FÜR GRUNDBAU UND BODENMECHANIK
TECHNISCHE HOCHSCHULE WIEN

HERAUSGEGEBEN VON PROF. DR. H. BOROWICKA

H. Brandl: Der Einfluß des Frostes auf kalk- und zementstabilisierte feinkörnige Böden

P. v. Soos: E-Modul-Ermittlung und Gebirgsdruckmessung in glazialen Tonen und tertiären Mergeln südlich von München

H. Borowicka: Spannungsverteilung in der Umgebung einer kreiszylindrischen Bohrung



Büste für Professor Karl v. Terzaghi

Am 31. März 1967 fand an der TH Wien anlässlich der Inbetriebnahme des neu adaptierten Hörsaales XVI ein Festakt statt, wobei die feierliche Enthüllung einer von Prof. A. Casagrande gestifteten Büste für den Gründer der Lehrkanzel für Grundbau und Bodenmechanik Karl v. Terzaghi, vorgenommen und der Hörsaal gleichzeitig in „Terzaghi-Hörsaal“ umbenannt wurde.

In Vertretung des abwesenden Rektors konnte Prorektor Prof. Kresser einen ausgewählten Kreis von Festgästen begrüßen, darunter die Tochter des Geehrten, Frau Vera Roessner, dessen Sohn, Dr. Eric Terzaghi, und die Schwester Prof. Terzaghis, Frau Ella Byloff. Prof. Arthur Casagrande bedauerte es sehr, wegen seiner Lehrverpflichtungen an dieser Feier persönlich nicht teilnehmen zu können.

Als erster Festredner sprach Prof. Laurits Bjerrum, der als derzeitiger Präsident der Internationalen Gesellschaft für Grundbau und Bodenmechanik die weite Reise von Oslo nach Wien nicht gescheut hatte. Als die dafür berufene Person entwarf er ein ungemein lebendiges Bild Terzaghis, mit dem er in den letzten Lebensjahren in engstem persönlichen und wissenschaftlichen Kontakt gestanden hatte.

Speziell über die Wiener Zeit Karl v. Terzaghis sprach Hofrat Karl Kienzl, der unter Terzaghi Leiter des Wiener Erdbaulaboratoriums war und in die Schilderung der damaligen Verhältnisse zahlreiche persönliche Erinnerungen und Anekdoten einflocht.

Abschließend zeigte Prof. Myslivec Bilder von Prag, der Geburtsstadt Terzaghis, wobei dessen Geburtshaus den Abschluß bildete. Prof. Myslivec teilte noch mit, daß an diesem Haus eine Gedenktafel angebracht werden soll.



INHALTSVERZEICHNIS

Seite 5:

Der Einfluß des Frostes auf kalk- und zementstabilisierte feinkörnige Böden

von Heinz Brandl

Seite 47:

E-Modul-Ermittlung und Gebirgsdruckmessung in glazialen Tonen und tertiären Mergeln südlich von München

von Paul von Soos

Seite 55:

Spannungsverteilung in der Umgebung einer kreiszylindrischen Bohrung

von Hubert Borowicka

Inhaltsverzeichnis

	Seite
1. EINLEITUNG	7
2. VERSUCHSBÖDEN UND BINDEMittel	7
3. GRUNDLEGENDE EIGENSCHAFTEN KALK- UND ZEMENTSTABILISierter BÖDEN IN HINBLICK AUF IHRE FROSTEMPfINDLICHKEIT	7
3. 1 Spezifisches Gewicht	7
3. 2 Kornverteilungskurven	8
3. 3 Atterbergsche Konsistenzgrenzen	9
3. 4 Proctorversuche	10
3. 5 Druckversuche	11
3. 6 Zugversuche	17
3. 7 Durchlässigkeitsbeiwerte	20
3. 8 Löslichkeit der Stabilisatoren	21
4. FROSTVERSUCHE	22
4. 1 Allgemeines	22
4. 2 Versuchsdurchführung	22
4. 3 Meßgrößen und Beobachtungen an den befrorenen Prüfkörpern	22
4. 3 1 Frosthebungen	22
4. 3 1 1 kalkstabilisierter Böden	22
4. 3 1 2 zementstabilisierter Böden	25
4. 3 1 3 bei Aufschluß mit Kalk und zusätzlicher Zementverfestigung	28
4. 3 1 4 Allgemeines	29
4. 3 1 5 Zusammenhang zwischen Frosthebung und Zugfestigkeit	29
4. 3 1 6 Streuungen der Meßergebnisse	30
4. 3 2 Änderung des Wassergehaltes in den Versuchskörpern	30
4. 3 3 Form und Größe der Eislinsen	31
4. 3 4 Temperaturverlauf in den Proben	32
4. 3 5 Ermittlung der Saugkraft im Prüfkörper	32
4. 4 Beeinflussung der Festigkeitseigenschaften kalk- und zementstabilisierter Böden durch Frosteinwirkung	33
4. 4 1 Abnahme der Druckfestigkeit	33
4. 4 2 Abnahme der Zugfestigkeit	36
4. 4 3 Abnahme der Scherfestigkeit	38
4. 5 Frostversuche unter besonderen Bedingungen	38
4. 5 1 Langzeitversuch	39
4. 5 2 Frost-Tau-Versuche	39
5. AUSWERTUNG UND SCHLUSSFOLGERUNGEN FÜR DIE PRAXIS	40
5. 1 Stabilisierung mit Kalkhydrat	41
5. 2 Verfestigung mit Zement	42
5. 3 Kalkaufschluß mit Zementverfestigung	43
5. 4 Allgemeines	44
6. VORSCHLÄGE zur Abschätzung der Frostbeständigkeit kalk- und zementstabilisierter Schluff-Ton-Böden	44

Verwendete Abkürzungen

5,0 Gew. % Zement (ΔT)

Boden mit 5,0 Gew. % Zement versetzt; Zeitraum zwischen vollendeter Zement-einmischung und Verdichtungsbeginn beträgt 24 Stunden (Versuchsmischung unter Luftabschluß ruhig liegenlassen).

W	(%)	Wassergehalt
γ_{tr}	(g/cm ³)	Trockenraumgewicht
γ_s	(g/cm ³)	spezifisches Gewicht
k	(cm/sec)	Durchlässigkeitsbeiwert
σ_d	(kp/cm ²)	Druckfestigkeit
σ_z	(kp/cm ²)	Zugfestigkeit
σ_{d_f}	(kp/cm ²)	Druckfestigkeit nach Frostversuch
σ_{z_f}	(kp/cm ²)	Zugfestigkeit nach Frostversuch
a_d	(1)	relative Druckfestigkeitsverlust-Ziffer
a_z	(1)	relative Zugfestigkeitsverlust-Ziffer
H	(cm)	Frosthebungen am Ende des 7-tägigen Frostversuches (−24° C)

Falls nicht ausdrücklich hervorgehoben, wurden die Serienversuche an normalgelagerten Prüfkörpern durchgeführt (durchgehende Lagerung unter Luftabschluß, Temperatur +20°C).

Der Einfluß des Frostes auf kalk- und zementstabilisierte feinkörnige Böden

von Heinz Brandl

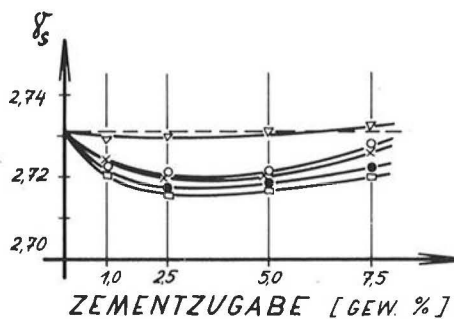
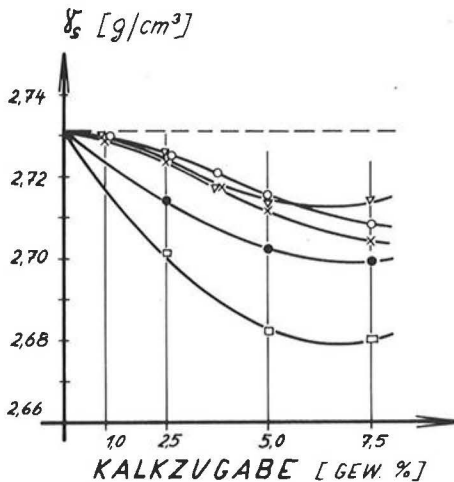
1. EINLEITUNG

Aus praktischen Erfahrungen, Felduntersuchungen und Laboratoriumsversuchen geht hervor, daß Schluff-Ton-Böden unter bestimmten äußeren Verhältnissen fast immer als frostgefährlich einzuschätzen sind. Solcherart gefährdete anstehende Böden müßten also beim Bau von Straßen, Flugplätzen usw. ausgeschieden und durch frostsicheres kohäsionsloses Material ersetzt werden. Mittels Bodenstabilisierung soll versucht werden, diese frostempfindlichen Lockergesteine

geringer Tragfähigkeit „stabil“ zu machen, d. h. sie durch Bindemittelzugabe so umzuformen, daß sie den Anforderungen des modernen Verkehrs und den Witterungseinflüssen standhalten können.

Gemeinsam mit Festigkeitsprüfungen, Verformungsmessungen und Beobachtungen von Frost- und Tauschäden im Felde sind entsprechende Versuche im Laboratorium unerlässlich geworden.

In der vorliegenden Arbeit wurde die Frostepfindlichkeit kalk- und zementstabilisierter Schluffe und Tone an charakteristischen Auswahlböden im Laboratorium erfaßt. Parallel zu den Frostversuchen wurden die Änderungen der bodenphysikalischen Kennziffern von Boden-Kalk- bzw. Boden-Zement-Gemischen eingehend untersucht und die Einflüsse von Bindemitteldosierung, Lagerungszeit und Lagerungsbedingungen festgestellt.



PRÜFALTER :

- ▽ 1 TAG
- 7 TAGE
- × 28 TAGE
- 90 TAGE
- 270 TAGE

Abb. 1: Einfluß von Bindemittelzugabe und Prüfaller auf das spezifische Gewicht (Meßflüssigkeit: destill. Wasser); Boden I.

2. VERSUCHSBÖDEN UND BINDEMittel

In Tafel 1 sind die bodenphysikalischen Kennziffern, mineralogische Zusammensetzung und chemischen Daten der Versuchsböden angegeben. Die Eigenschaften der verwendeten Bindemittel gibt Tafel 2 wider.

Die naturfeuchten Böden wurden jeweils bis zu einem Wassergehalt von ca. 11% getrocknet, zerkleinert, durch ein 2 mm Maschensieb gedrückt und als homogenes Ausgangsmaterial unter Luftabschluß gelagert. Dem homogenisierten Boden wurde in Prozenten seines Trockengewichtes Kalk oder Zement im trockenen Zustand beigegeben und anschließend der Endwassergehalt der Mischungen entsprechend den jeweiligen Versuchserfordernissen hergestellt. Das Abmischen erfolgte prinzipiell von Hand aus.

3. GRUNDLEGENDE EIGENSCHAFTEN KALK- UND ZEMENTSTABILISierter BÖDEN IN HINBLICK AUF IHRE FROSTEMPfindlichkeit

3. 1 SPEZIFISCHES GEWICHT

Wird den untersuchten Böden Kalkhydrat oder Zement zugemischt, so haben die für das spezifische Gewicht tatsächlich ermittelten Werte nichts gemeinsam mit den aus den Teilmengen (Boden, Bindemittel) errechneten Größen. Ebenso wenig kann aus der Men-

Tafel 1

Zusammenfassung der Kennziffern der Versuchsböden

Bodeneigenschaften	Boden I	Boden II	Boden III
1	2	3	4
BODENART Klassifizierung nach U. S. Bureau of Public Roads	Ton A-7-6	Schluff A-4	Ton A-6
CHEMISCHE HAUPTBESTANDTEILE (Gew.%; lufttrocken)			
SiO ₂	66,0	49,7	68,5
Al ₂ O ₃	14,0	10,2	13,6
Fe ₂ O ₃	4,7	3,7	4,7
CaO	2,0	13,0	1,6
MgO	1,7	4,6	1,3
MINERALOGISCHE HAUPTBESTANDTEILE	Muskovit, Quarz, Illit, Feldspat, Montmorillonit; wenig Kalzit	viel Dolomit, Kalzit; Quarz, Feldspat, Muskovit; wenig Illit, Montmorillonit	Quarz, Muskovit, Mont- morillonit, Illit, Feldspat; Spuren von Kalzit
BASENAUSTAUSCHVERMÖGEN S-Wert (mval/100 g) (Austausch gegen NH ₄ Cl)	7,4	6,7	11,2
GLÜHVERLUST (Gew.%; 50° C)	4,8	13,6	4,6
FARBE beim natürlichen Wassergehalt	gelbbraun	graubraun	intensiv rotbraun
SPEZIFISCHES GEWICHT (g/cm ³) (in destilliertem Wasser)	2,731	2,735	2,728
KORNVERTEILUNG (Anteile in Gew.%)			
Feinstes (Ton) <0,002 mm	25	12	22
Schluff fein 0,002—0,006 mm	14	6	11
mittel 0,006—0,02 mm	19	21	16
grob 0,02—0,06 mm	21	46	21
Sand fein 0,06—0,2 mm	21	13	18
mittel 0,2—0,6 mm	0	2	12
grob 0,6—2 mm	0	0	0
KONSISTENZGRENZEN (Gew.%)			
Fließgrenze W _f	57,5	26,6	31,5
Ausrollgrenze W _a	25,2	21,4	16,0
Plastizitätszahl PI	32,3	5,2	15,5
NATÜRLICHER WASSERGEHALT (Gew.%)	26,2	20,2	21,4
ENSLINWERT (Gew.%) (nach 24 Stunden)	83	55	77
PROCTORVERSUCH			
einfache Proctordichte (g/cm ³)	1,614	1,855	1,777
optimaler Wassergehalt (Gew.%)	23,2	14,6	15,0
DURCHLÄSSIGKEIT Durchlässigkeitsbeiwert k (cm/s) bei einem Porenvolumen n	3,50 · 10 ⁻⁹ 0,409	4,00 · 10 ⁻⁵ 0,322	— —

ge der Bindemittelzugabe auf die Intensität der Beeinflussung dieser Bodenkennziffer geschlossen werden (Abb. 1), da die zugegebenen Bindemittel sich zum Bodengemisch nicht neutral verhalten und sich im Verlauf des Abbindeprozesses auch das spezifische Gewicht der Stabilisatoren selbst ändert. Die Versuche geben in Verbindung mit ev. Mineralneubildungen und Kristallwachstum Hinweise auf eine mögliche Vergrößerung der Stärke des adsorbierten Wasserfilmes um die stabilisierten Bodenkörner.

3. 2 KORNVERTEILUNGSKURVEN

Unter Berücksichtigung der gängigen Frostkriterien kann der Einfluß einer Änderung der Kornverteilung durch Kalk- und Zementbeigabe nicht übergangen werden (Abb. 2). Eine derartige Bindemittelzumischung läßt i. allg. einen Boden ausflocken, da die im Binder enthaltenen, schwach hydratisierenden mehrwertigen Austauschionen, vor allem das zweiwertige Ca⁺⁺-Ion mit den Feinstteilchen reagieren, wo-

Tafel 2

Verwendete Stabilisatoren

Weißkalkhydrat

Analysierte Bestandteile	Anteile in Gew.-%	
	1)	2)
Glühverlust	23,6	—
Verunreinigungen	1,6	2,1
CaO	63,0	82,5
MgO	11,8	15,4
CO ₂	1,9	—

Portlandzement: PZ 275 (H)

Analysierte Bestandteile	Anteile in Gew.-%	
	1)	2)
Glühverlust	1,0	—
Unlösliches	0,4	0,4
SiO ₂	22,7	22,9
Al ₂ O ₃	6,1	6,2
Fe ₂ O ₃	2,0	2,0
CaO	60,8	61,4
MgO	3,3	3,3
SO ₃	2,0	2,0
MnO	0,7	0,7
Rest	1,0	1,1

1) bezogen auf das bei 110° C getrocknete Gesamtmaterial

2) bezogen auf die glühverlustfreie Substanz

Zementprüfung nach ONORM B 3310:

	Druckfestigkeit	Biegezugfestigkeit
1 Tag	68	19
3 Tage	173	41
7 Tage	278	53
28 Tage	460	72

Rückstand auf dem 0,2 mm Maschensieb: 0,38%.

Rückstand auf dem 0,09 mm Maschensieb: 7,0 %.

Erstarrungsbeginn nach 3 Stunden 05 Minuten.

Erstarrungsende nach 3 Stunden 55 Minuten.

Die Normenprüfung erfolgte erst ca. 1,5 Jahre nach Herstellung der Boden-Zement-Gemische. Lagerung des Zements unter Luftabschluß; gesamte Lagerungszeit: 2 Jahre.

durch insbesondere fette Tone durch unsachgemäße Stabilisierung für Frosthörungen geradezu „aufgeschlossen“ werden, indem ihre Kornverteilungskurve in den schluffigen Bereich verschoben wird. Bei ordnungsgemäß verdichteten kalk- und zementstabilisierten Böden dürfte die Änderung der Kornverteilung hinsichtlich ihrer Beeinflussung der Frostgefährdung nur von untergeordneter Bedeutung sein.

3. 3 ATTERBERGSCHE KONSISTENZGRENZEN

Die Änderung der Atterbergschen Konsistenzgrenzen (Tafel 3) der stabilisierten Böden gibt ungefähre Hin-

Tafel 3

Konsistenzgrenzen in Abhängigkeit von Bindemittelzusatz und Prüfalter

(Versuchsmischungen unter Luftabschluß gelagert)

Bindemittel	Gew. %	Prüfalter in Tagen	Boden I			Boden II		
			W _{fl}	W _a	Pl	W _{fl}	W _a	Pl
1	2	3	4	5	6	7	8	9
—	0		57,5	25,2	32,3	26,6	21,4	5,2
KALK-HYDRAT	1,0	1	49,5	33,0	16,5	33,0	27,2	5,8
		7	45,3	35,6	9,7	33,4	26,8	6,6
		28	51,7	35,4	16,3	33,8	26,6	7,2
		90	54,8	36,1	18,7	34,9	27,7	7,2
		270	53,9	37,2	16,7	34,0	28,5	5,5
	2,5	1	43,5	35,7	7,8	30,8	27,4	3,4
		7	43,0	38,0	5,0	32,1	26,2	5,9
		28	46,5	38,2	8,3	34,3	28,5	5,8
		90	51,3	39,6	11,7	35,2	30,1	5,1
		270	49,8	41,1	8,7	35,9	31,1	4,8
	5,0	1	44,6	37,1	7,5	32,9	28,1	4,8
		7	44,5	39,5	5,0	33,8	27,8	6,0
		28	46,0	39,7	6,3	34,9	29,1	5,8
		90	50,0	41,0	9,0	36,2	30,6	5,6
		270	48,6	42,0	6,6	36,1	31,6	4,5
7,5	1	45,5	36,3	9,2	31,6	27,9	3,7	
	7	46,2	38,1	8,1	32,7	26,7	6,0	
	28	47,4	40,0	7,4	35,4	29,6	5,8	
	90	50,8	42,2	8,6	37,7	31,7	6,0	
	270	49,3	42,8	6,5	37,3	32,4	4,9	
PORTLAND-ZEMENT	1,0	1	52,0	32,1	19,9	32,1	25,6	6,5
		7	50,2	32,3	17,9	31,9	24,4	7,5
		28	49,4	33,3	15,8	32,5	26,2	6,3
		90	53,3	32,2	21,1	33,1	27,6	5,5
		270	53,6	34,5	19,1	33,8	27,6	6,2
	2,5	1	48,1	35,7	12,4	33,1	28,0	5,1
		7	48,7	35,8	12,9	33,0	26,0	6,7
		28	46,6	36,8	9,8	33,9	30,1	3,8
		90	49,4	36,4	13,0	34,6	31,1	3,5
		270	49,5	37,5	12,0	34,7	30,8	3,9
	5,0	1	46,5	37,9	8,6	34,0	29,6	4,4
		7	48,5	39,0	9,5	34,0	31,0	3,0
		28	45,7	38,6	7,1	34,4	33,7	0,7
		90	46,2	38,3	7,9	34,4	31,5	2,9
		270	47,5	37,7	9,8	34,9	32,1	2,8
7,5	1	45,8	38,1	7,7	33,6	30,8	2,8	
	7	47,2	39,4	7,8	33,1	31,5	1,6	
	28	46,9	39,1	7,7	34,1	32,8	1,3	
	90	46,2	38,9	7,3	35,0	32,3	2,7	
	270	47,5	38,0	9,5	34,4	32,7	1,7	
10,0	1				32,9	31,4	1,5	
	7				33,1	32,5	0,6	
	28				33,4	33,3	0,1	
	90				34,9	32,9	2,0	
	270				34,3	32,8	1,5	
KALK-HYDRAT + PORTLAND-ZEMENT	2,5	1	44,0	36,5	7,5	31,5	28,0	3,5
		7	46,6	39,5	7,1	32,7	29,7	3,0
	+ 2,5	28	46,3	40,6	5,7	34,7	31,8	2,9
		90	47,3	40,7	6,6	35,2	32,0	3,2
		270	47,5	40,5	7,0	35,0	31,4	3,6

BODEN III: Konsistenzgrenzen nach Bindemittelzugabe nicht bestimmbar.

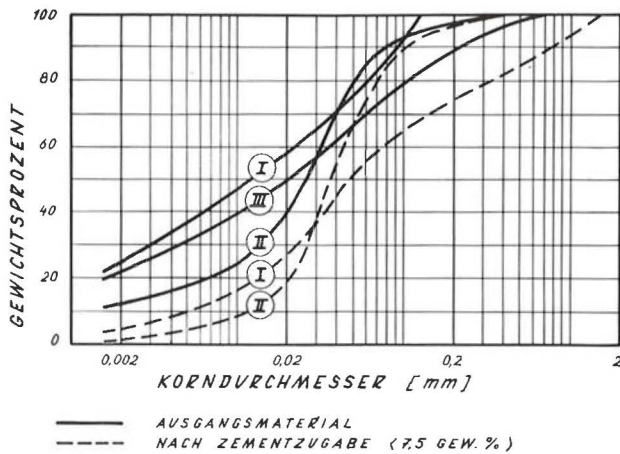


Abb. 2: Änderung der Korverteilungskurven durch Zementzugabe (7,5 Gew. %).
 Versuchsdurchführung: Naßsiebung von Hand aus; Schlämmanalyse.
 Boden I: Prüfalter 320 Tage
 Boden II: Prüfalter 100 Tage
 Boden III: Schlämmanalyse koaguliert auch nach längerer Reaktionszeit.

weise auf die Intensität der im Soforteffekt einsetzenden Strukturumwandlung. Annahmen, die zeitliche Verfestigung könnte umso größer sein, je stärker die gegenüber dem Ausgangsmaterial erfolgte Abnahme der Plastizität eines Bodens infolge Bindemittelmischung und je kleiner die tatsächlich erhaltene Plastizitätszahl ist, konnten nicht eindeutig bewiesen werden.

3. 4 PROCTORVERSUCHE

Um den Einfluß des Verdichtungswassergehaltes auf die Frostgefährlichkeit stabilisierter Böden zu erfassen, wurden mit sämtlichen Versuchsmischungen Proctorversuche durchgeführt (Tafel 4).

Kalkstabilisierungen wurden erst 24 Stunden nach Bindemittelzugabe (Lagerung unter Luftabschluß) verdichtet, um den auch in der Praxis angestrebten „Soforteffekt“ der Krümelbildung und inneren Austrocknung (I) wirksam werden zu lassen. Bei wesentlich längeren Lagerungszeiten werden die meisten bodenphysikalischen Eigenschaften derartiger Gemische auf Grund verminderter Verdichtbarkeit wesentlich verändert (Tafel 5).

Tafel 4

Einfluß der Bindemittelzugabe auf die Proctorwerte

Bindemittel	Gew. %	Boden I		Boden II		Boden III	
		W _{opt}	v _{tr,max}	W _{opt}	v _{tr,max}	W _{opt}	v _{tr,max}
1	2	3	4	5	6	7	8
KALK-HYDRAT	0	23,2	1,614	14,6	1,855	15,0	1,777
	1,0	22,8	1,596	17,6	1,774	18,0	1,670
	2,5	23,2	1,570	17,8	1,760	20,3	1,616
	5,0	24,8	1,539	18,3	1,744	22,4	1,596
	7,5	26,2	1,517	18,8	1,723	20,4	1,570
PORTLAND-ZEMENT	2,5	19,8	1,649	16,4	1,826	20,5	1,706
	5,0	19,2	1,672	16,1	1,821	19,0	1,735
	7,5	19,4	1,666	16,4	1,820	16,9	1,768
KALK-HYDRAT + PORTLAND-ZEMENT	5,0 ¹⁾ (ΔT)	9,8	1,622	21,0	1,600		
	2,5 + 2,5	?)		17,9	1,778	20,0	1,620

W_{opt} (Gew.%) optimaler Wassergehalt

v_{tr,max} (g/cm³) einfache Proctordichte (maximales Trockenraumgewicht)

¹⁾ Für serienmäßige Frost- und Festigkeitsprüfungen wurden die Prüfkörper bei einem Einbauwassergehalt hergestellt, der dem W_{opt} bei Verdichtung unmittelbar nach Zementmischung entspricht.

²⁾ Proctorkurve ohne Scheitelpunkt; Einbauwassergehalt siehe Abb. 32.

Tafel 5

Wertminderung der Kalkstabilisierung bei einer Verdichtung 28 Tage nach Kalkzugabe (Wassergehalt und Verdichtungsarbeit unverändert; Versuchsmischung unter Luftabschluß ruhig liegen gelassen); Boden II + 2,5 Gew. % Kalk

	Verdichtung binnen 24 Stunden nach Kalkmischung	Verdichtung 28 Tage nach Kalkmischung	
Trockendichte (g/cm ³)	1,760	1,691	
Prüfalter: 90 Tage	Druckfestigkeit (kp/cm ²)	5,15	4,47
	Druckfestigkeit nach 7tägiger Wasserlagerung (kp/cm ²)	3,88	3,22
	Zunahme des Wassergehaltes nach 7tägiger Wasserlagerung (%)	2,4	4,9
	Frosthebung (cm)	3,00	5,25
	Druckfestigkeit nach Frostversuch (kp/cm ²)	2,30	1,19
	Reibungswinkel bei erstmaligem Abscheren (ε = const.)	40°	40°
	Reibungswinkel bei wiederholtem Abscheren	37°	37°
	Kohäsion (bei erstmaligem Abscheren) (kp/cm ²)	1,05	0,65

Bei Zementstabilisierungen ist eine Verdichtung unmittelbar nach Bindemittelmischung erforderlich, da Zement rasch abbindet und nach 24 Stunden nur mehr ein griesbiges, schwer verdichtbares Korngemisch vorliegt (Abb. 3), welches geringere Festigkeitszunahmen erwarten läßt. Diese sind neben einem Verlust der Bindekräfte der bei gleichbleibendem Wassergehalt

Eine Karbonatisierung bzw. Hydratisierung der lockeren Versuchsmischungen infolge Luftzutrittes bei ausreichendem Wasserangebot setzt die Verdichtbarkeit stark herab und verschiebt die Proctorkurven unkontrollierbar.

3. 5 DRUCKVERSUCHE

Zur Ermittlung von Vergleichswerten wurden Zylinderdruckversuche bei unbehinderter Seitenausdehnung durchgeführt. Für Serienversuche wurden die Proben bei optimalem Wassergehalt verdichtet, der Durchmesser der Prüfsylinder betrug 6,0 cm, die Höhe 12,5 cm. Die paraffinierten Prüfkörper wurden bei ca. + 20° C im Thermostatenraum gelagert und nach vorhergehender Wägung in verschiedenen Zeitabständen geprüft.

Kalkstabilisierung:

Grundsätzlich konnte mit Erhöhung der Kalkzugabe bei allen Versuchsböden zunächst auch ein Ansteigen der Druckfestigkeit festgestellt werden. Die gegenüber dem Ausgangsmaterial stärksten Veränderungen wurden i. allg. bei Kalkzugaben von 1—2 Gew. % beobachtet. Die Mischungen zeigten schließlich bei bestimmter Kalkzugabe ein Optimum, bei weiterer Erhöhung der Dosierung sank die Druckfestigkeit wieder (Abb. 5, 6, 7). Das Gemisch ist offenbar mit

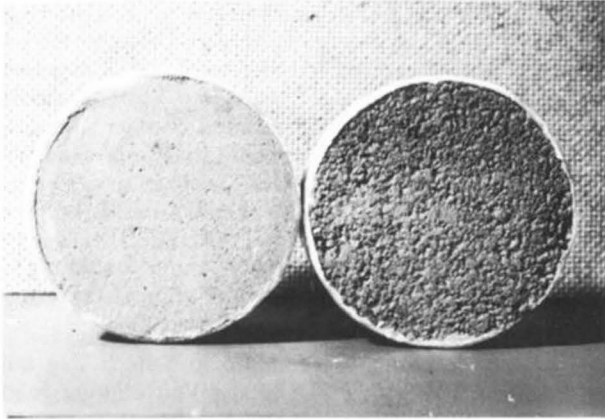


Abb. 3: Boden I + 7,5 Gew. % Zement
Querschnitt durch den Prüfsylinder
links: sofortige Verdichtung
rechts: Verdichtung 24 Stunden nach Bindemittelmischung (Wassergehalt und Verdichtungsarbeit unverändert; Gemisch ruhig liegenlassen).

verminderten Trockendichte später verdichteter Boden-Zement-Gemische zuzuschreiben (Abb. 4). Allenfalls höhere Trockendichten bei geringerem Wassergehalt, welche aus einer Verschiebung der Proctorkurven resultieren, ergeben keine steigenden Festigkeitswerte, vor allem aber keine ausreichende Witterungsbeständigkeit, da die Wasseraffinität derartiger Gemische nicht befriedigt ist und die verdichteten Proben schon bei Wasserlagerung zerfallen.

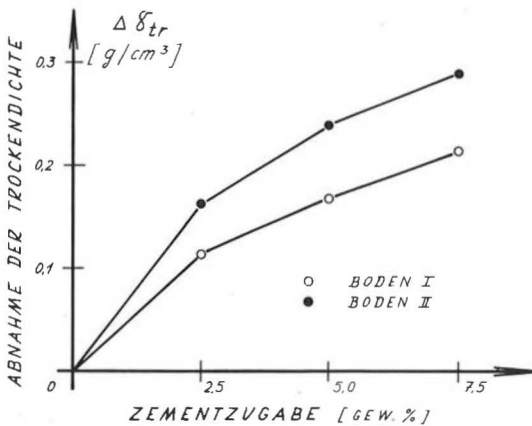


Abb. 4: Abnahme der Trockendichte von Boden-Zement-Gemischen bei Verdichtung 24 Stunden nach Bindemittelmischung (ursprünglich optimaler Wassergehalt und Verdichtungsarbeit unverändert; Gemisch ruhig liegenlassen).

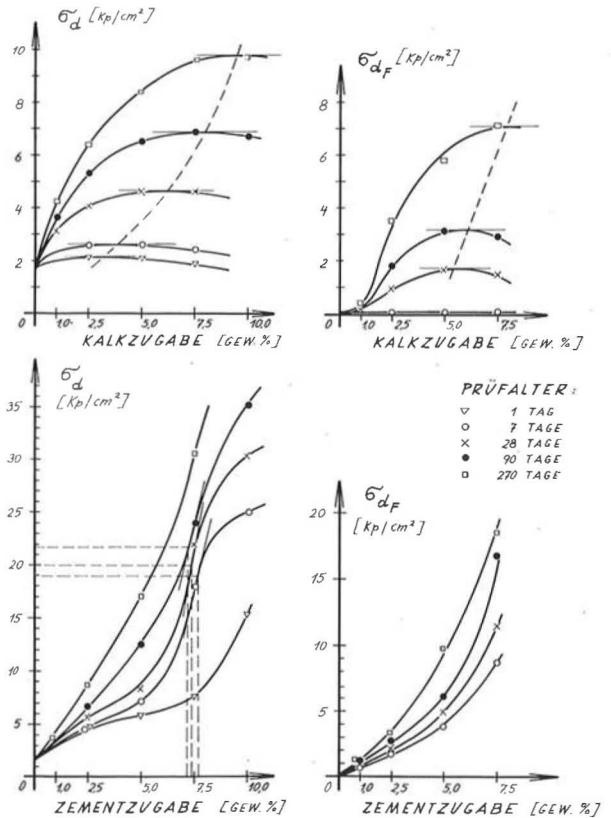


Abb. 5: Einfluß von Bindemittelzugabe und Prüfalalter auf die Druckfestigkeiten (vor und nach Frosteinwirkung); Boden I.

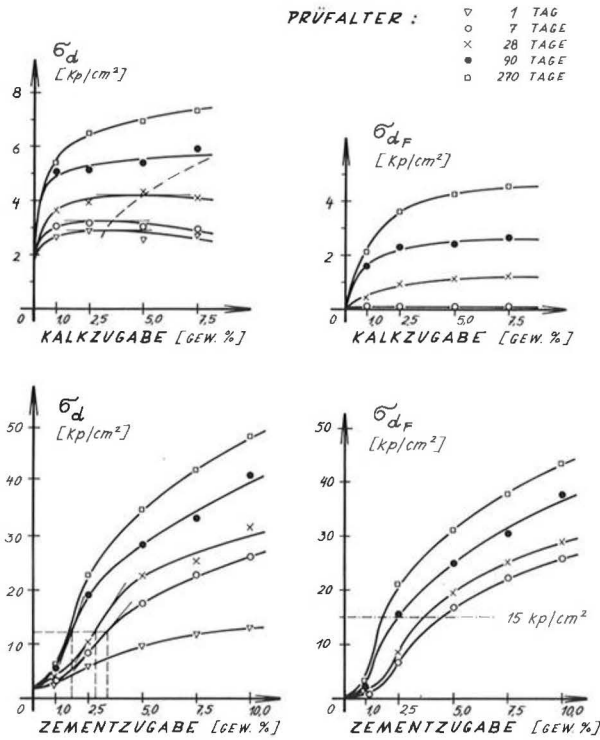


Abb. 6: Einfluß von Bindemittelzugabe und Prüfalalter auf die Druckfestigkeiten (vor und nach Frosteinwirkung); Boden II.

Kalkhydrat abgesättigt; darüber hinaus schwimmen Bodenkörner ohne gegenseitige Berührung in der Gelmasse, welche somit gleichsam als „Schmiermittel“ wirkt. Ein ähnlicher Effekt würde — theoretisch — bei Zugabe von Kalkhydrat zu positiv geladenen Feinstteilchen erzielt werden. Mit zunehmender Lagerungszeit werden immer weitere Bindemittelanteile zur Verfestigung herangezogen, da die Reaktionsprodukte in die Krümel hineinwachsen und diese mit einer verhärtenden Schale versehen. Deshalb nimmt mit steigender Reaktionszeit der optimale Kalkgehalt zu, seine Größe sowie der zugehörige Festigkeitswert hängen weitgehend von Chemismus, innerer Oberfläche und Porenstruktur der Schluff-Ton-Böden ab. Dementsprechend ist auch der Anstieg der Festigkeitswerte von Tonen (Boden I, III) bei Erhöhung der Kalkhydratzugabe i. allg. größer als bei kalzitreichen Schluffen (Boden II), bei denen Änderungen in der Menge der Kalkeinmischung die Druckfestigkeitswerte nur geringfügig beeinflussen.

Die zeitliche Verfestigung verläuft ab dem 7. Tag ungefähr linear (Abb. 8, 9), d. h. die Verfestigung folgt dem Gesetz:

$$\sigma_{d_t} = tg\alpha \cdot \log \frac{t}{7} + \sigma_{d_7}$$

σ_{d_t} Zylinderdruckfestigkeit zum Zeitpunkt t

σ_{d_7} Zylinderdruckfestigkeit nach 7 Tagen Lagerungszeit

t Zeit in Tagen

tgα Anstieg der Verfestigungsgeraden

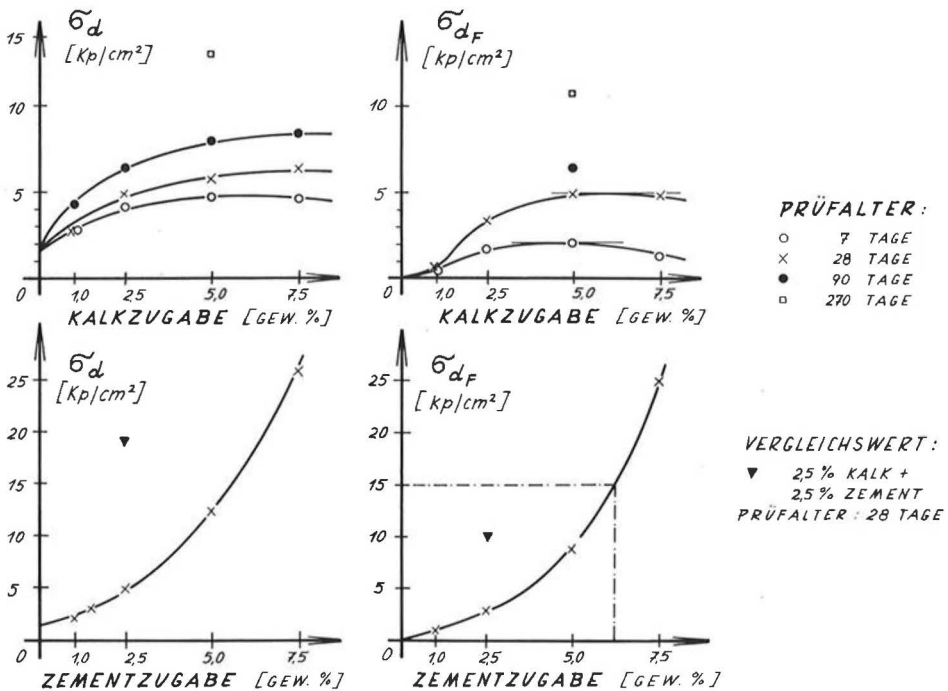


Abb. 7: Einfluß von Bindemittelzugabe und Prüfalalter auf die Druckfestigkeiten (vor und nach Frosteinwirkung); Boden III.

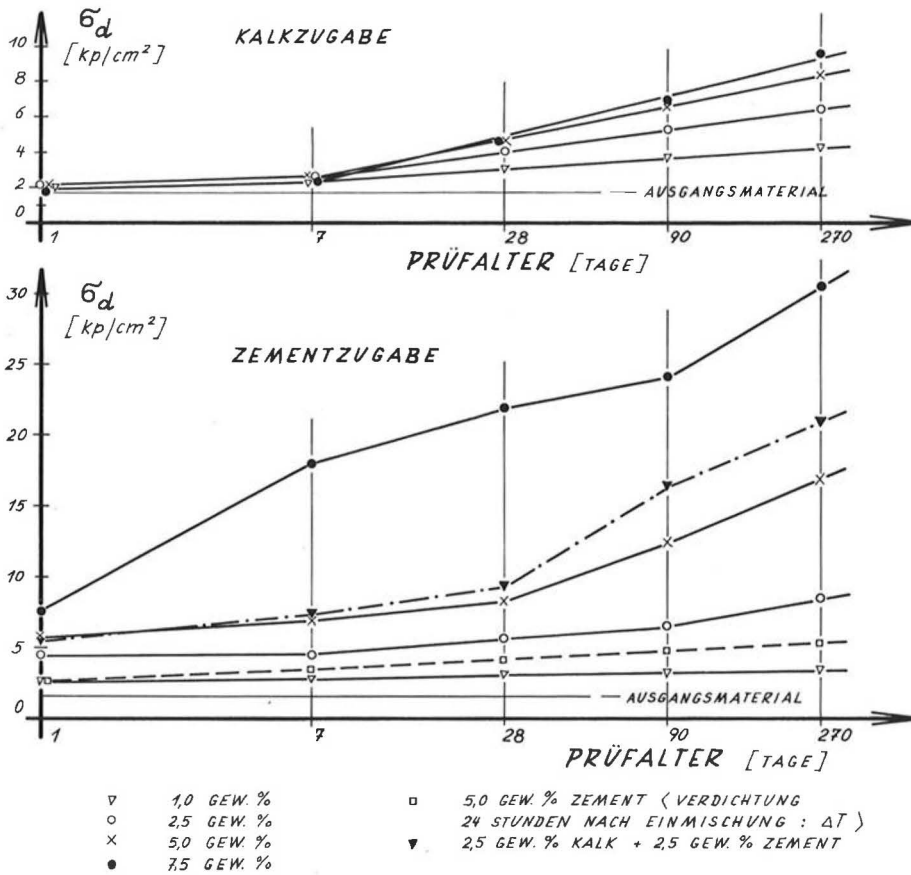


Abb. 8: Zeitlicher Verfestigungsverlauf (Druckfestigkeiten) in Abhängigkeit von der Bindemittelzugabe; Boden I.

Ein Ansteigen der tatsächlich gemessenen Festigkeiten über die errechneten (Boden II) ist als zusätzlicher Sicherheitsfaktor anzusehen. Versuchsreihen zur Ermittlung der Endwerte der Verfestigung sind derzeit noch im Laufen.

Für die vor der Prüfung in Wasser gelagerten oder dem Frost ausgesetzten Proben sind zwar qualitativ die gleichen Tendenzen zu erkennen, sie lassen sich jedoch quantitativ nicht so klar erfassen (Tafel 6, 7).

Zementstabilisierung:

Bei der Verfestigung mit Zement erhält man bei gleicher Bindemittelzugabe vergleichsweise meist wesentlich höhere Festigkeiten als bei einer Stabilisierung mit Kalk. Außerdem wächst die Zylinderdruckfestigkeit mit Erhöhung der Bindemittelzugabe kontinuierlich an, ohne einen Höchstwert zu erreichen (Abb. 5, 6, 7). Auffallend an den Böden I, II sind die Wendepunkte im Kurvenverlauf. Wie die Frostversuche zeigten, können jene als „wirtschaftlich optimale“ Punkte bezeichnet werden. Sie geben einen Zementgehalt an, der in den meisten Fällen zur ausreichenden Bodenverbesserung genügt und als erster Anhaltspunkt zur Abschätzung einer wirksamen Binde-

mitteldosierung genügend genau ist. Wie Abb. 5, 6 weiters zeigen, verschiebt sich dieser Punkt mit zunehmendem Alter der Prüfkörper etwas nach links. Praktisch bedeutet dies, daß mit geringerer Zementzugabe stabilisiert werden kann, wenn Frost und andere schwere Beanspruchungen erst zu einem späteren Zeitpunkt erwartet werden oder aber, daß mit fortschreitender Hydratation des Zementes der in der Bodenverfestigung enthaltene Sicherheitsfaktor zunimmt, wenn diese nach 7- oder 28-Tage-Festigkeiten bemessen wurde.

Den zeitlichen Verfestigungsverlauf der normal- und wassergelagerten Proben geben Tafel 6, 7 bzw. Abb. 8, 9, 10 wider. In einem doppeltlogarithmischen Maßstab aufgetragen, ergibt sich ab dem 7. Tag ein linearer Festigkeitsanstieg gemäß dem Gesetz:

$$\sigma_{d_t} = \sigma_{d_7} \cdot \left(\frac{t}{7}\right)^{\text{tg}\alpha}$$

- σ_{d_t} Zylinderdruckfestigkeit zum Zeitpunkt t
 σ_{d_7} Zylinderdruckfestigkeit nach 7 Tagen Lagerungszeit
t Zeit in Tagen
tgα Anstieg der Verfestigungsgeraden

Tafel 6

Zylinderdruckfestigkeiten (kp/cm²) in Abhängigkeit von Bindemittelzusatz, Prüfaller und Lagerungsbedingungen
BODEN I

Bindemittel	Gew. %	Prüfaller in Tagen	Lagerungsbedingungen									
			d. Frost nicht ausgesetzt		dem Frost ausgesetzt (−24° C)					Frost-Tau-Einwirkung		
			NL	UW _{Δt}	NL	UW _{to}	UW _{Δt}	Tr _{to}	Tr _{Δt}	NL	UW _{Δt}	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	
—	0		1,70	—	—	—	—	—	—	—	—	—
KALK-HYDRAT	1,0	1	2,00	—	—	—	—	—	—	—	—	—
		7	2,30	—	—	—	—	—	—	—	—	—
		28	3,15	1,18	0,20	—	—	—	—	—	—	—
		90	3,65	—	0,30	—	—	—	—	—	—	—
	2,5	1	2,10	—	—	—	—	—	—	—	—	—
		7	2,60	—	—	—	—	—	—	—	—	—
		28	4,05	2,27	1,00	—	0,71	0,90	1,60	—	—	—
		90	5,35	—	1,85	—	—	—	—	—	—	—
	5,0	1	2,08	—	—	—	—	—	—	—	—	—
		7	2,60	—	—	—	—	—	—	—	—	—
		28	4,60	3,13	1,71	—	1,30	1,72	2,05	—	—	—
		90	6,55	—	3,15	—	—	—	—	—	—	—
7,5	1	1,90	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
	7	2,40	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
	28	4,60	3,62	1,50	—	1,50	1,30	2,70	—	—	—	
	90	6,90	—	3,00	—	—	—	—	—	—	—	
PORTLAND-ZEMENT	1,0	1	2,70	—	0,60	—	—	—	—	—	—	—
		7	2,80	—	0,70	—	—	—	—	—	—	—
		28	3,15	—	1,08	—	—	—	—	—	—	—
		90	3,25	—	1,18	—	—	—	—	—	—	—
	2,5	1	4,48	—	—	—	—	—	—	—	—	—
		7	4,50	—	—	—	—	—	—	—	—	—
		28	5,65	3,13	1,70	0,45	0,80	1,60	1,82	—	—	—
		90	6,62	—	2,00	—	—	—	—	—	—	—
	5,0	1	5,80	—	—	—	—	—	—	—	—	—
		7	7,02	—	—	—	—	—	—	—	—	—
		28	8,30	5,08	3,70	1,08	4,37	5,00	6,18	—	—	—
		90	12,52	—	4,80	—	—	—	—	—	—	—
7,5	1	7,63	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
	7	18,1	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
	28	22,0	16,4	8,60	12,8	8,82	9,70	12,8	5,20	3,85	—	
	90	24,0	—	11,35	—	—	—	—	—	—	—	
10,0	1	15,4	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
	7	25,1	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
	28	30,4	23,0	16,7	22,0	17,3	16,7	19,9	15,0	10,7	—	
	90	35,4	—	17,6	—	—	—	—	—	—	—	
PORTLAND-ZEMENT	5,0*)	1	2,58	—	—	—	—	—	—	—	—	
		7	3,50	—	—	—	—	—	—	—	—	
		28	4,18	2,65	1,14	1,00	1,15	0,85	1,15	—	—	
		90	4,90	—	1,25	—	—	—	—	—	—	
KALK-HYDRAT + PORTLAND-ZEMENT	2,5	1	5,48	—	—	—	—	—	—	—	—	
		7	7,40	—	—	—	—	—	—	—	—	
		28	9,25	7,56	3,23	5,82	5,18	5,24	6,58	—	—	
		90	16,4	—	5,80	—	—	—	—	—	—	
PORTLAND-ZEMENT	2,5	1	21,0	—	—	—	—	—	—	—	—	
		7	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
		28	—	20,8	15,0	15,0	14,8	10,8	14,2	17,8	13,8	
		90	—	—	17,7	—	—	—	—	—	—	

*) Verdichtung 24 Stunden nach Bindemittelmischung

— Prüfkörper zerfallen

NL Normallagerung
 UW_{to} 7 Tage Wasserlagerung unmittelbar nach Verdichtung
 UW_{Δt} 7 Tage Wasserlagerung unmittelbar vor Versuchsdurchführung
 Tr_{to} 14 Tage Luftzutritt unmittelbar nach Verdichtung
 Tr_{Δt} 14 Tage Luftzutritt unmittelbar vor Versuchsdurchführung

Tafel 7

Zylinderdruckfestigkeiten (kp/cm²) in Abhängigkeit von Bindemittelzusatz, Prüfaller und Lagerungsbedingungen
BODEN II

Bindemittel	Gew. %	Prüfaller in Tagen	Lagerungsbedingungen										
			dem Frost nicht ausgesetzt			dem Frost ausgesetzt (−24° C)					Frost-Tau-Einwirkung		
			NL	UW _{to}	UW _{Δt}	NL	UW _{to}	UW _{Δt}	Tr _{to}	Tr _{Δt}	NL	UW _{Δt}	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	
—	0		1,80	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
KALK-HYDRAT	1,0	1	2,65	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
		7	3,05	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
		28	3,60	1,89	2,63	0,40	—	—	0,60	0,70	—	—	—
	2,5	1	2,90	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
		7	3,15	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
		28	3,90	2,46	2,75	0,90	—	0,43	0,74	1,62	—	—	—
	5,0	1	2,55	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
		7	3,05	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
		28	4,35	2,80	3,26	1,10	—	0,70	0,85	1,25	—	—	—
	7,5	1	2,75	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
		7	2,95	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
		28	4,10	2,09	3,10	1,20	—	0,62	0,90	1,46	—	—	—
PORTLAND-ZEMENT	1,0	1	2,60	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
		7	3,20	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
		28	3,92	—	—	—	—	—	—	—	—	0,15	—
	2,5	1	5,87	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
		7	8,30	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
		28	10,3	8,75	8,62	6,60	6,70	7,20	7,95	8,23	6,52	6,40	—
	5,0	1	9,59	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
		7	17,2	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
		28	22,5	21,0	19,5	16,6	18,9	19,2	16,6	18,6	16,8	15,9	—
	7,5	1	11,9	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
		7	22,6	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
		28	25,3	24,5	24,2	22,3	22,0	19,7	20,1	25,9	20,9	19,4	—
10,0	1	13,0	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
	7	26,0	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
	28	31,5	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
PORTLAND-ZEMENT	5,0*)	1	3,20	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
		7	5,60	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
		28	7,85	6,02	6,30	2,48	4,40	4,60	4,42	4,40	—	—	
KALK-HYDRAT + PORTLAND-ZEMENT	2,5 + 2,5	1	4,50	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
		7	6,90	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
		28	9,15	7,15	7,24	3,70	5,30	5,00	5,52	6,50	2,95	1,03	
PORTLAND-ZEMENT	2,5	1	11,0	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
		7	18,7	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
		28	18,7	17,4	16,9	15,7	15,8	15,5	14,3	17,3	14,2	9,65	

*) Verdichtung 24 Stunden nach Bindemittelmischung

— Prüfkörper zerfallen

NL Normallagerung
 UW_{to} 7 Tage Wasserlagerung unmittelbar nach Verdichtung
 UW_{Δt} 7 Tage Wasserlagerung unmittelbar vor Versuchsdurchführung
 Tr_{to} 14 Tage Luftzutritt unmittelbar nach Verdichtung
 Tr_{Δt} 14 Tage Luftzutritt unmittelbar vor Versuchsdurchführung

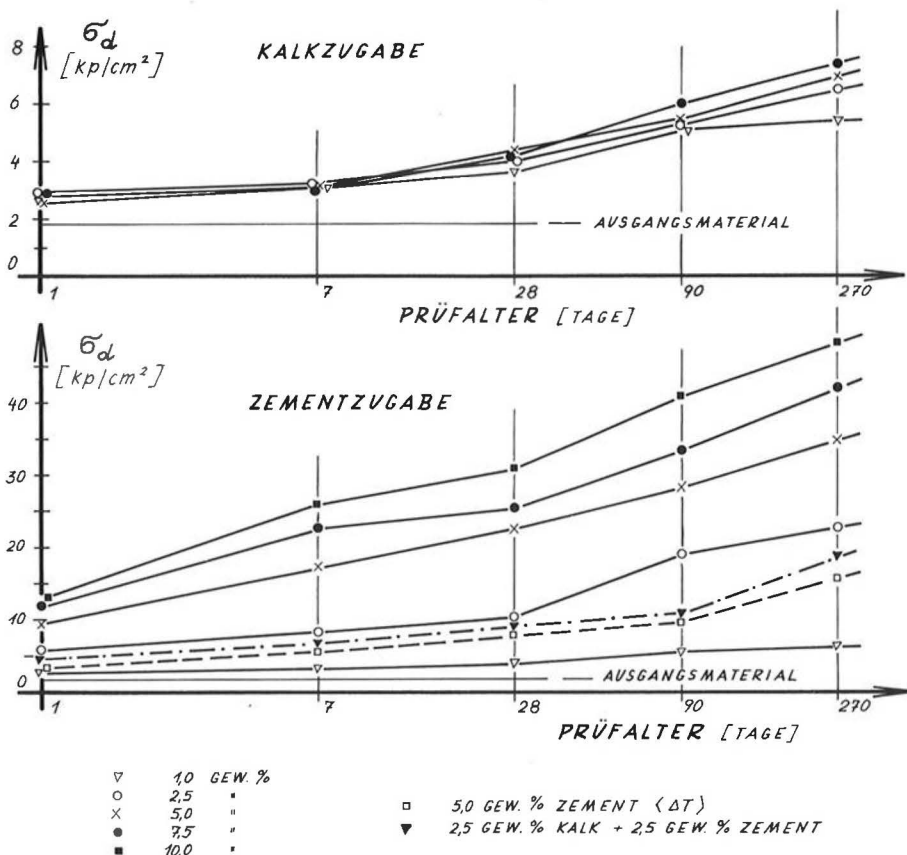


Abb. 9: Zeitlicher Verfestigungsverlauf (Druckfestigkeiten) in Abhängigkeit von der Bindemittelzugabe; Boden II.

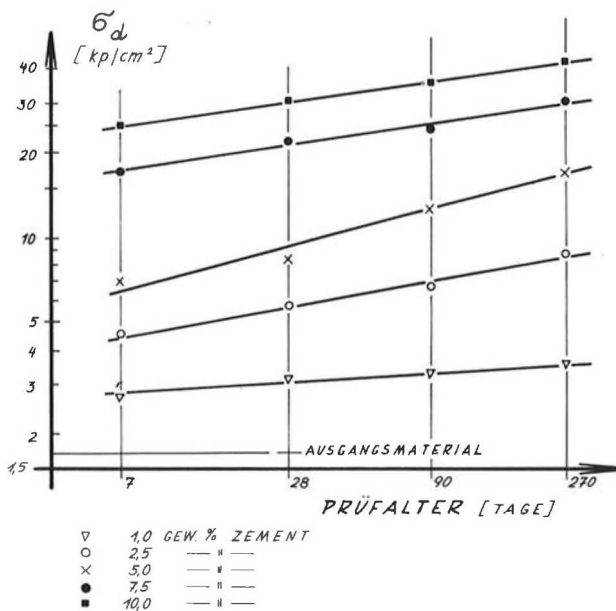


Abb. 10: Zeitlicher Verfestigungsverlauf (Druckfestigkeiten) in Abhängigkeit von der Zementzugabe; Boden I.

Da gewisse Versuchsstreuungen unvermeidbar sind, ist zu empfehlen, in Übereinstimmung mit dem Verfestigungsverlauf kalkstabilisierter Böden auch bei Zementzusatz nur unter Annahme eines halblogarithmisch-linearen Festigkeitsanstieges aus 7- bis 28-Tage-Festigkeitswerten zu extrapolieren und somit einen Sicherheitsfaktor miteinzubeziehen. Dieser Vorschlag erscheint zusätzlich gerechtfertigt, da im Gemisch allfällig vorhandene zementschädliche Bodenbestandteile vielfach erst nach längerer Reaktionszeit die Festigkeitseigenschaften der Stabilisierung verschlechtern. Zudem bedingt eine ev. größere Mahlfineinheit des Zements höhere Anfangsfestigkeitswerte bei gleichbleibender Endfestigkeit.

Kalkaufschluß mit Zementverfestigung:

Wie Abb. 8, 9 veranschaulichen, ist ein Bodenaufschluß mit Kalk und nachfolgende (oder auch gleichzeitige) Verfestigung mit Zement für plastische Tonböden sehr gut geeignet, für Schluffe geringer Plastizität jedoch weniger wirksam und auch nicht erforderlich, da ein intensives Einmischen von Zement auch ohne Kalkzugabe möglich ist. Bei Tonen führt die infolge Kalkzugabe erzielte Strukturumwandlung zu einer Ver-

kleinerung der inneren Oberfläche und Herabsetzung der Quellfähigkeit des Bodens, weshalb bei einer anschließenden Verfestigung mit Zement mit geringerer Dosierung das Auslangen gefunden wird. Für die Krümelverhärtung wird umso weniger Bindierzusatz benötigt, je stabiler die Krümel vor Zementzugabe sind. Außerdem werden durch Kalkeinmischung allfällig im Boden vorhandene, zementfeindliche organische Bestandteile in gewissem Ausmaß neutralisiert.

Die größte Verfestigung wird erreicht, wenn nur mit geringen Kalkmengen aufgeschlossen, jedoch mit ausreichend Zement verfestigt wird (sofortiges Verdichten nach Zementeinmischung!). Es soll gerade soviel Kalk beigegeben werden, daß im Boden eine Krümelung der bindigen Feinstanteile eintritt. Die solcherart gebildeten Sekundäraggregate werden durch Hydratisierung des Zements verhärtet und verklebt, wobei sich ein Überschuß an Kalkzugabe nachteilig auswirkt.

Werden kalk- bzw. zementdurchmischte Böden längere Zeit in lockerem Zustand dem Einfluß von Luft und Wasser ausgesetzt, sodaß sie *karbonatisieren* bzw. *hydratisieren*, werden die Druckfestigkeiten der im Anschluß daran hergestellten Prüfkörper minimal, und es ist keine zeitliche Verfestigung mehr zu erwarten.

3. 6 ZUGVERSUCHE

Die Beobachtung der Eislinienbildung in Ton-Schluff-Böden führt zu der Frage, ob Frosthebung und Zugfestigkeit eines Bodensystems in direktem meßbarem Zusammenhang stehen. Es ist naheliegend, daß es bei einer Überschreitung der Zugfestigkeit eines stabilisierten Bodens zu erhöhter Eislinienbildung kommt.

Zugversuche wurden grundsätzlich nur an statisch verdichteten Zylinderproben mit 6,0 cm Durchmesser und 12,5 cm Höhe durchgeführt. Die unausbleiblichen Arbeitsfugen beim Verdichten im Proctorgefäß hätten die bestehenden Streuungen der Versuchsergebnisse noch um ein Vielfaches erhöht.

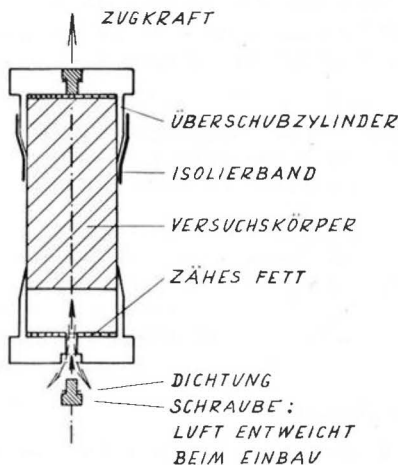


Abb. 11: Zugversuch: Versuchsanordnung.

Das entwickelte Versuchsgesamt zeigen Abb. 11, 12. Der Innendurchmesser der beiden Überschubzylinder ist um 1 mm kleiner als der der Bodenprobe, ihre Länge zeigte sich bislang ohne Einfluß auf die ge-

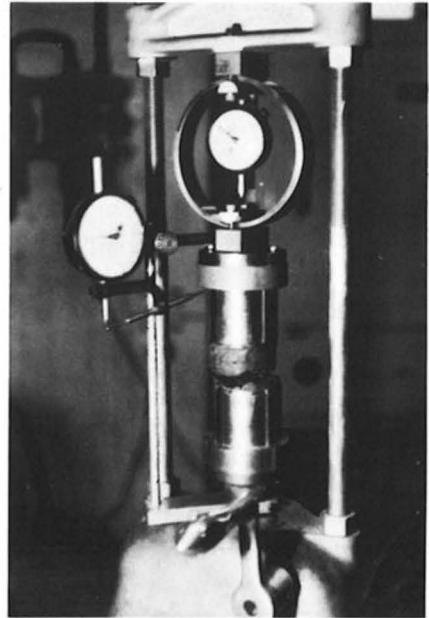


Abb. 12: Zugversuch: Versuchsdurchführung mit Federring.

messenen Zugfestigkeiten. Beide Zylinder werden beim Einbau gleichzeitig über die Probe gestülpt, die Luft kann durch die Öffnung in den Bodenplatten entweichen. Anschließend werden diese Öffnungen mittels Schrauben, welche zugleich Anschließpunkte eines Seilzuges zur Kraftübertragung sein können, dicht verschlossen. Die Wandreibung an den inneren Mantelflächen der Überschubzylinder, die Haftung der Probe an den stark eingefetteten Grundflächen und ein — zumindest theoretischer — Unterdruck zwischen Probenende und Bodenplatte der Messingzylinder überlagern sich in ihrer Wirkung und verhindern ein Herausgleiten des Versuchskörpers. Zugkräfte bis 100 kp konnten ohne weiteres aufgenommen werden. Um die Kerbwirkung auszuschalten, wurden am offenen Ende der Überschubzylinder über Probe und Gerät Isolierbänder gewickelt, deren Haftfestigkeit und Dichtung ebenfalls ein vorzeitiges Abziehen der Hohlzylinder verhinderten.

Obwohl nach den bisherigen Erfahrungen der Einfluß der Versuchsdauer auf die gemessenen Zugfestigkeiten nur von geringer Bedeutung sein dürfte (Versuchszeiten von ca. 10 Minuten bis zu 8 Tagen), erfolgte die Aufbringung der Zugspannung mit konstanter Geschwindigkeit von 0,025 kp/cm² je 30 sec.

Im Gegensatz zu den Gleitungsbrüchen bei Druckversuchen tritt bei Zugversuchen ein *horizontaler Zerreißbruch* (Abb. 13) auf und zwar dann, wenn die

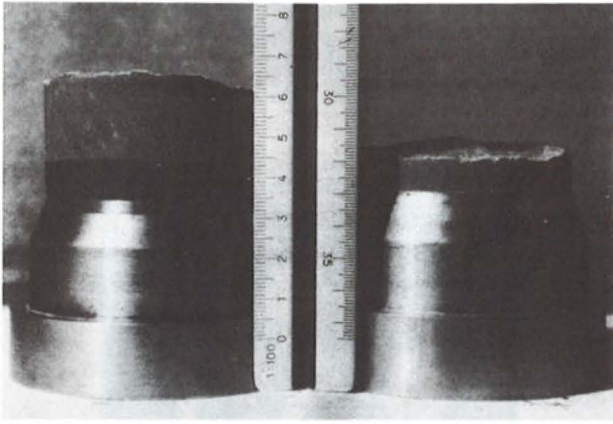


Abb. 13: Zugversuch: Horizontaler Trennbruch.

Zugspannung gleich dem Binnendruck (2) wird. Da der Binnendruck im Probeninneren von Ort zu Ort schwankt, wird der Zerreibruch dort beginnen, wo er ein Minimum ist. Die Zugfestigkeit liegt daher weit unter dem Mittel des Binnendruckes im Probenkörper (3), womit die zum Teil starken Streuungen der Versuchsergebnisse erklärt werden können.

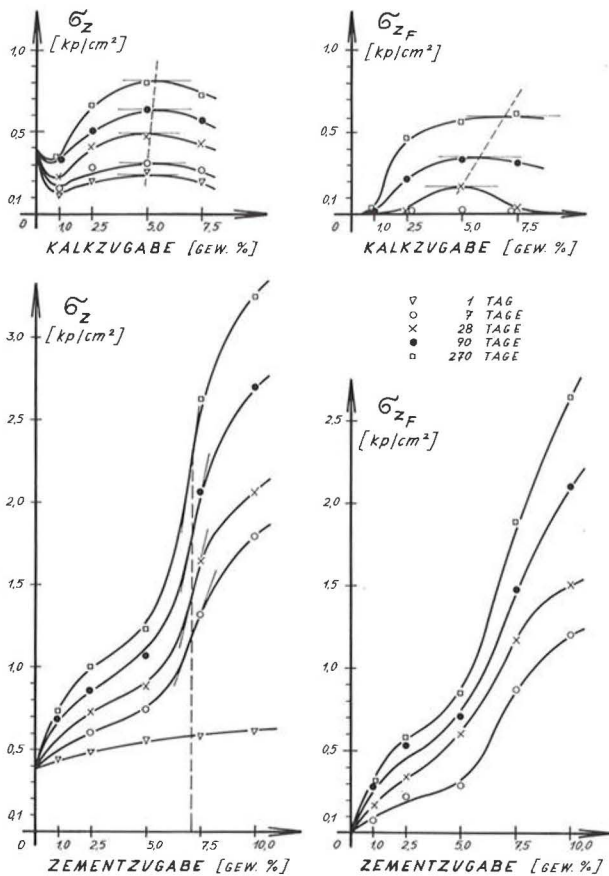


Abb. 14: Einfluß von Bindemittelzugabe und Prüfalter auf die Zugfestigkeiten (vor und nach Frosteinwirkung); Boden I.

Serienmäßige Zugversuche wurden nur beim *Boden I* durchgeführt, da zur Erzielung gemittelter Ergebnisse vor allem bei hohen Binnendrcken zahlreiche Versuchsreihen nötig sind. Einige Orientierungsversuche deuteten darauf hin, daß für Boden II, III ähnliche Gesetzmäßigkeiten gelten.

Kalkstabilisierung:

Es zeigt sich deutlich ein *Optimum* an Kalkzugabe (Abb. 14), woraus geschlossen werden kann, daß sich auch hinsichtlich der Frostgefährdung ein Zuviel an Kalkzusatz nachteilig auswirkt. Ein Zuwenig an Kalkzusatz vermindert die Zugfestigkeit gegenüber dem Ursprungboden, da das Bindemittel größtenteils schon im Soforteffekt zur Strukturumwandlung verbraucht wird. Bereits nach 90 Tagen erreichen derartige Mischungen ihre Endfestigkeit.

Die *zeitliche Verfestigung* veranschaulicht Abb. 15. Ähnlich den Druckfestigkeiten verläuft auch die Zunahme der Zugfestigkeit — in einem halblogarithmischen Maßstab aufgetragen — linear und gehorcht dem Gesetz:

$$\sigma_{z_t} = \text{tg}\alpha \cdot \log \frac{t}{7} + \sigma_{z_7}$$

σ_{z_t} Zugfestigkeit zum Zeitpunkt t

σ_{z_7} Zugfestigkeit nach 7 Tagen Lagerungszeit

t Zeit in Tagen

$\text{tg}\alpha$ Anstieg der Verfestigungsgeraden

Dieser Anstieg der Zugfestigkeiten weist auf eine mit zunehmender Reaktionszeit erhöhte Frostwiderstandsfähigkeit kalkstabilisierter Böden hin, obwohl die gemessenen Zugfestigkeiten zu Beginn der Erhärtung sogar unterhalb der des Ursprungbodens liegen.

Kalkstabilisierte Böden erreichen dieselben Zugfestigkeiten unabhängig davon, ob das Material sofort nach Bindemittelzumischung oder erst 24 Stunden später verdichtet wird (im Gegensatz zur Zementverfestigung!). Wird das Material im lockeren Zustand länger als 24 Std. gelagert, ergeben sich an den später verdichteten Prüfkörpern geringere Festigkeitswerte.

Wurden Boden I-Kalk-Gemische nach 28-tägiger Reaktionszeit 7 Tage unter Wasser gesetzt, zeigte sich bei Dosierungen von mehr als 2,0 Gew.-% Kalkhydrat praktisch kein Festigkeitsabfall.

Prüfkörper aus *karbonatisierten* Versuchsmischungen erreichten nur minimale Zugfestigkeiten, welche bei Wasserlagerung stark reduziert wurden, sofern die Proben nicht überhaupt zerfielen. Unter Berücksichtigung ihrer hohen Durchlässigkeit müssen derartige Versuchskörper somit stark eislinzenbildend sein.

Zementstabilisierung:

In Übereinstimmung mit den Druckversuchen zeigt sich auch hier eine „wirtschaftlich optimale“ Zementdosierung und eine kontinuierliche Festigkeitszunahme

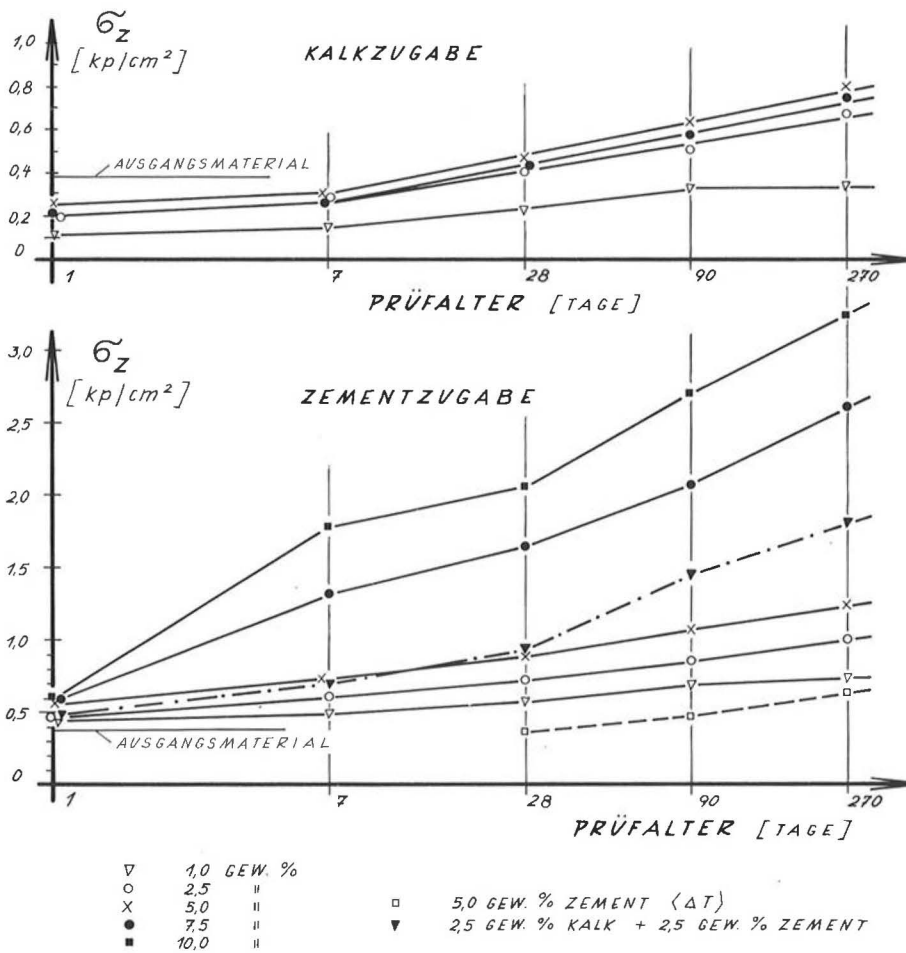


Abb. 15: Zeitlicher Verfestigungsverlauf (Zugfestigkeiten) in Abhängigkeit von der Bindemittelzugabe; Boden I.

in Abhängigkeit von der Bindemittelbeigabe. Ein Maximum wird nicht erreicht (Abb. 14). Werden diese Ergebnisse auf die Frostversuche übertragen, so lassen diese eine Zunahme der Witterungsbeständigkeit bei Erhöhung der Zementbeigabe erwarten.

Die zeitliche Verfestigung gehorcht in Übereinstimmung mit den Zylinderdruckversuchen dem Gesetz:

$$\sigma_{z_t} = \sigma_{z_7} \cdot \left(\frac{t}{7}\right)^{\text{tg}\alpha}$$

Der Festigkeitszuwachs innerhalb der ersten 7 Tage ist umso größer, je höher die zugesetzte Zementmenge ist (Abb. 16). Mit 1 Gew.-% Zement behandelte Versuchsmischungen erreichen nach ca. 200 Tagen ihre Endfestigkeit.

Bei Wasserlagerung erwiesen sich Zugfestigkeiten unter 0,5 kp/cm² i. allg. als nicht beständig, aber auch mit mehr als 2,5 Gew.-% Zement verfestigte Mischungen zeigten einen gewissen Festigkeitsabfall. Betrag dieser mehr als 25%, besaßen die Prüfkörper

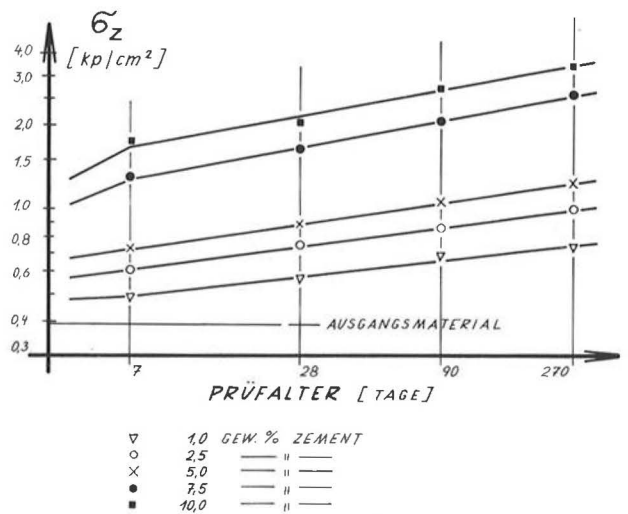


Abb. 16: Zeitlicher Verfestigungsverlauf (Zugfestigkeiten) in Abhängigkeit von der Zementzugabe; Boden I.

keine ausreichende Beständigkeit gegenüber Frost-Tau-Zyklen.

Werden Zementmischungen längere Zeit locker gelagert, so werden bei einer nachträglichen Verdichtung nur mehr geringe Zugfestigkeiten erreicht (Abb. 15), welche sogar unter den Werten des Ausgangsbodens liegen können, wenn die Zeitspanne zwischen Bindemittelzugabe und Verdichtung 24 Stunden wesentlich überschreitet. Wird zusätzlich noch ausreichender Luftzutritt ermöglicht, so tritt — ähnlich wie bei kalkstabilisierten Mischungen — eine Karbonatisierung ein. Das Material wird, wie bereits erwähnt, griesig und erreicht nach Verdichtung nur mehr geringe Zugfestigkeiten, was eine erhöhte Frostgefährdung mit sich bringt.

Die Änderung der Zugfestigkeit kalkstabilisierter Böden, welche zusätzlich mit Zement verfestigt wurden, folgt denselben Grundgesetzen wie die Änderung der Zylinderdruckfestigkeit (Abb. 15).

Die Ergebnisse aus den Zugversuchen wurden durch eine Vielzahl von direkten Scherversuchen und Triaxialversuchen bekräftigt.

3. 7 DURCHLÄSSIGKEITSBEIWERTE

Da auch die Durchlässigkeit auf die Frosthebung feinkörniger Böden großen Einfluß hat, wurde ihre Änderung in Abhängigkeit von Bindemittelzugabe und Prüfalfer festgehalten (Abb. 17, 18).

Die starke Zunahme der Durchlässigkeit bei Kalkstabilisierungen ist einer Verminderung der hydraulischen Reibungswiderstände im Boden zuzuschreiben, da durch Strukturumwandlung und Krümelbildung weniger, dafür aber größere Hohlräume geschaffen werden. Außerdem bilden Kalziumionen im Schwarmwasser zwar fester anhaftende, dafür aber dünnere Wasserhäutchen um die Bodenkörner.

Zementverfestigungen können infolge wesentlich geringerer Krümelbildung sofort nach Bindemittelzugabe

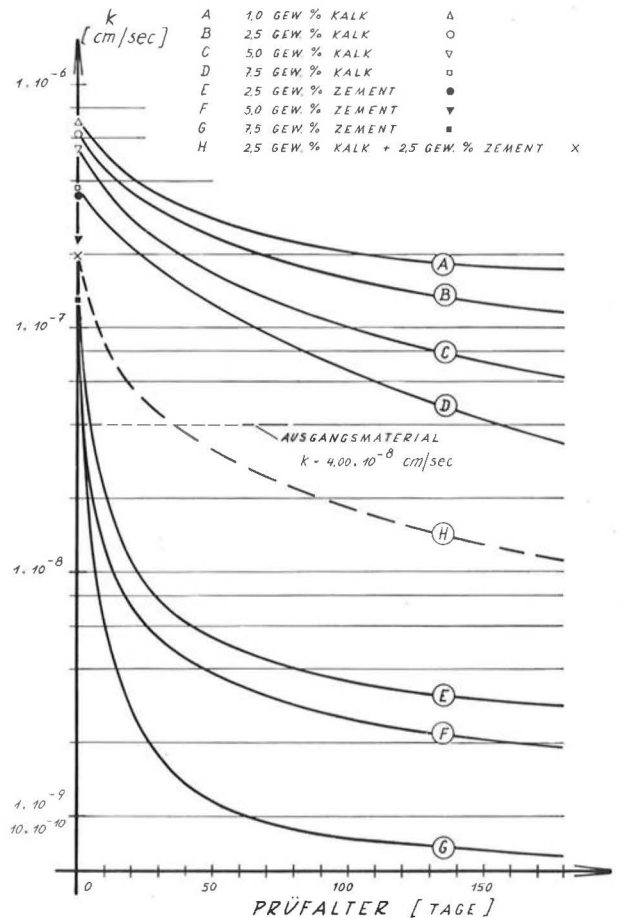
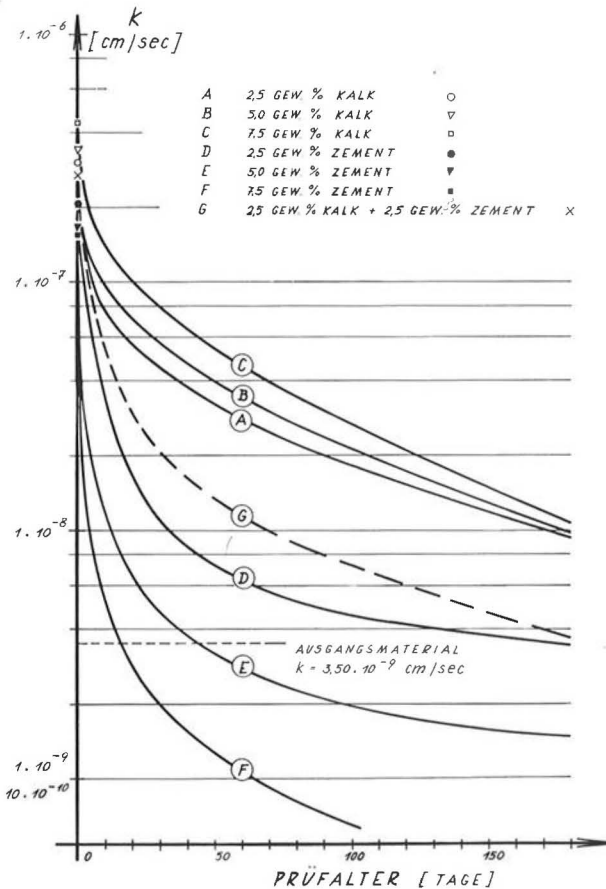


Abb. 17: Einfluß von Bindemittelzugabe und Prüfalfer auf die Durchlässigkeitsbeiwerte; Boden I.
bei 5,0 Gew. % Zement (ΔT) beträgt der Durchlässigkeitsbeiwert nach
1 Tag: $1,92 \cdot 10^{-5}$ cm/sec
180 Tagen: $2,08 \cdot 10^{-6}$ cm/sec

Abb. 18: Einfluß von Bindemittelzugabe und Prüfalfer auf die Durchlässigkeitsbeiwerte; Boden II.
bei 5,0 Gew. % Zement (ΔT) beträgt der Durchlässigkeitsbeiwert nach
1 Tag: $2,87 \cdot 10^{-5}$ cm/sec
180 Tagen: $4,02 \cdot 10^{-6}$ cm/sec

schung stärker verdichtet werden als Kalkstabilisierungen. Einzelne Bodenkörner werden außerdem durch die bereits unmittelbar nach Zementmischung einsetzende Hydratation verklebt, weshalb die Durchlässigkeitsbeiwerte geringer sind als bei Verfestigungen mit Kalk. Ferner bildet sich aus der stark hydrophilen Kieselsäure im Zement ein Gel mit starkem Wasseradsorptionsvermögen (4), wodurch die Durchlässigkeit des Systems noch mehr herabgesetzt wird. Werden Boden-Zement-Gemische längere Zeit locker liegen gelassen, erhöhen sich die Durchlässigkeitsbeiwerte infolge der durch die schlechte Verdichtung vergrößerten Porenräume. Aufschließen mit Kalk erhöht die Durchlässigkeit nachfolgender Zementverfestigungen. Die Durchlässigkeitsbeiwerte von Schluff-Ton-Böden werden nach Kalk- bzw. Zementzugabe in stärkstem Maße hinaufgesetzt, wenn die Mischungen vor dem Verdichten karbonatisieren bzw. hydratisieren.

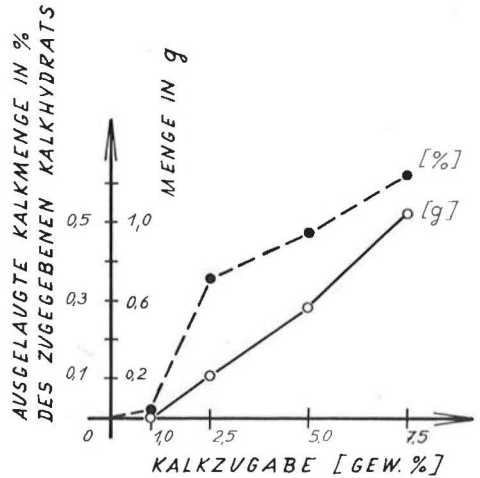
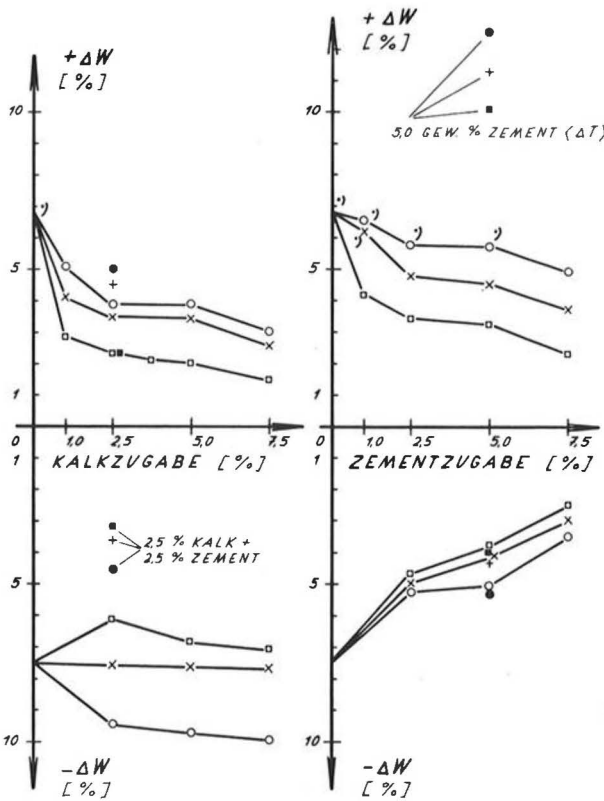


Abb. 20: Auslaugung überschüssigen Kalkes aus den Versuchskörpern in Abhängigkeit von der Bindemitteldosierung; Boden II.

Versuchsdaten:

- Probenabmessungen: $\phi = 6,0$ cm; $h = 12,5$ cm
- Prüfalter: 90 Tage
- destill. Wasser: $21^{\circ}\text{C} \pm 2^{\circ}\text{C}$
- Druckgefälle: 30—25
- Versuchsdauer: 14 Tage



*) PROBEN WÄREN OHNE SEITENSCHUTZ ZERFALLEN

VERSUCHSBEGINN:

Abb. 19: Zu- bzw. Abnahme des Wassergehaltes bei Wasser- bzw. Luftlagerung der Prüfkörper in Abhängigkeit von Bindemittelzugabe und Prüfalter; optimaler Wassergehalt zu Versuchsbeginn; Boden I.
Zunahme (+ ΔW): 7 Tage Wasserlagerung
Abnahme ($-\Delta W$): 14 Tage Luftzutritt ($+20^{\circ}\text{C}$) von oben.

Mit zunehmender Reaktionszeit werden die Mineralkörner im Boden-Bindemittel-Gemisch verkittet, das Feinskelett in eine gelartige Zwischenmasse eingebettet, und Erhärtungsprodukte der Binder wachsen in die Poren der Bodenkrümel hinein, wodurch die Porenstruktur verändert wird. Wie schon auf Grund der Änderungen des spez. Gewichtes und der Konsistenzgrenzen sowie der Herabsetzung von Wasseraufnahme und -abgabe (Abb. 19) der Prüfkörper zu vermuten ist, dürften sich die stabilisierten Bodenkörner außerdem mit einem verstärkten Film chemisch gebundenen Wassers umgeben. Der tatsächlich für eine Wasserströmung freibleibende Porenraum im Probenkörper verkleinert sich also mit zunehmender Reaktionszeit und, wie die Versuche (Abb. 17, 18) zeigten, wurden die Durchlässigkeitsbeiwerte auch tatsächlich wieder kleiner. Die Ergebnisse weisen auf eine anfänglich erhöhte Frostempfindlichkeit kalkstabilisierter Böden hin, die jedoch nach einiger Zeit wieder abnimmt.

3. 8 LÖSLICHKEIT DER STABILISATOREN

Ein Lösen geringer Kalkmengen aus den verdichteten Proben konnte nur in den seltensten Fällen beobachtet werden; Zement wurde — zumindest in meßbaren Mengen — nie ausgelaut. Da die gelösten Karbonatmengen nur minimal waren (Abb. 20), trat auch keine Änderung in Witterungsbeständigkeit und Festigkeitseigenschaften der Proben auf. Lediglich die mit 7,5 Gew. % Kalkhydrat stabilisierten Boden II - Proben zeigten etwas höhere Frosthörungen als die entsprechenden normalgelagerten Prüfkörper.

Im unverdichteten Zustand kann das Wasser dem stabilisierten Boden wesentlich leichter die beigegebenen

Bindemittel entziehen, weshalb bei Regen keine derartigen Arbeiten durchgeführt werden sollen.

4. FROSTVERSUCHE

4. 1 ALLGEMEINES

Grundsätzlich wurden die Frostversuche bei „*offenem System*“, d. h. mit ausreichendem Wassernachschub durchgeführt. Für die Praxis sind Frostversuche im „*geschlossenen System*“, d. h. ohne fortlaufende Wasserzufuhr zu den Prüfkörpern — auch bei voller Wassersättigung derselben — als Bemessungsgrundlage nicht zu empfehlen, da grundlegendste Erscheinungen des Frostphänomens hierbei unberücksichtigt bleiben:

Beim Eindringen des Frostes entsteht in feinkörnigen Böden eine Wasserströmung nach der Frostgrenze, die das Wachstum der Eislinsen fördert und als Folgeerscheinung eines durch einen Unterdruck in den Poren

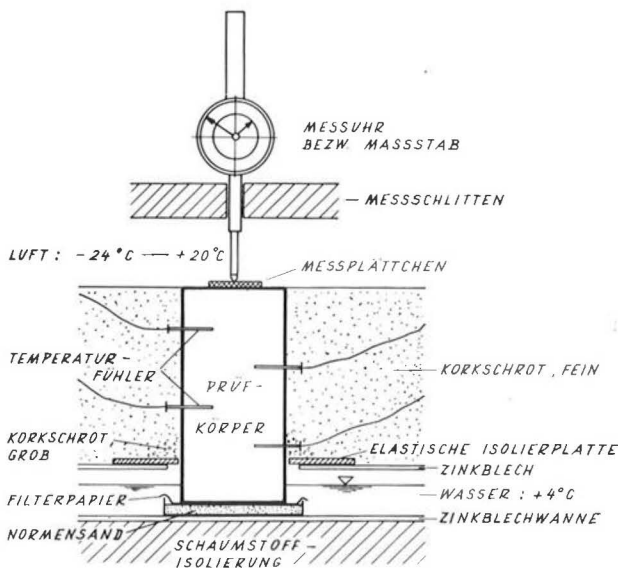


Abb. 21: Versuchsanordnung für Frostprüfungen.

hervorgerufenen hydraulischen Druckgefälles anzusehen ist. (6). Die Eislinsen führen zu einer Volumsänderung und somit zu einer Auflockerung des Bodens, die wesentlich über derjenigen liegt, die sich nur infolge des Gefrierens seines Porenwassers ergäbe (*Frostschäden* infolge Hebung der Bodenoberfläche). Beim anschließenden Tauvorgang verliert der Boden infolge Gefügeauflockerung und Wasserübersättigung seine Festigkeit. Dazu kommt, daß in der Natur oben anstehendes Wasser wegen des noch gefrorenen Unterbaues nicht so schnell abfließen kann, sodaß zwischen Fahrbahn und gefrorener Unterschicht vielfach ein dünnflüssiger Brei ohne Tragfähigkeit entsteht (*Tauschäden*).

Demnach wird von den meisten Böden bei Frostversuchen im geschlossenen System (praktisch werden hierbei nur Druckfestigkeiten vor und nach Frosteinwirkung bestimmt; die aufschlußreichen Messungen von Frosthebung und Wasseraufnahme entfallen) größtenteils eine Witterungsbeständigkeit vorgetäuscht, welche in der Natur nicht vorhanden ist. Entsprechende Versuche bekräftigten diese Feststellungen: Nicht behandelte Ausgangsböden und Kalkstabilisierungen ergaben um ein Vielfaches zu hohe Frostbeständigkeiten. Ähnlich verhielten sich Zementverfestigungen, die umso günstigere Werte vortäuschten, je bindiger die Böden vor Zementzusatz waren.

Frostversuche ohne konstanten Grundwassernachschub sind demnach wohl zur Prüfung der Frostbeständigkeit von Natursteinen, Beton etc. (vergl. ÖNORM) geeignet, nicht aber für feinkörnige Böden, die in ihrer Gesamtheit als disperses System von Körnern, Wasser (Eis) und Luft weitgehend andersgeartete Baustoffe darstellen.

4. 2 VERSUCHSDURCHFÜHRUNG

Die im Proctorzylinder oder durch statische Belastung verdichteten Bodenproben ($\phi = 6,0$ cm, $h = 12,5$ cm) wurden bei ausreichender seitlicher Isolierung von oben einem regelbaren Kältefluß ausgesetzt und konnten von unten durch einen Normensand Wasser aufnehmen (Abb. 21, 22). Die Gefriertemperatur betrug -24°C und wurde 7 Tage aufrecht erhalten. Beim anschließenden Auftauen wurde für 24 Stunden Zimmertemperatur eingehalten. Ein thermostatisches Kühlaggregat hielt die Temperatur des „Grundwasserstromes“ konstant auf $+4^{\circ}\text{C}$. Der Temperaturverlauf innerhalb der Versuchskörper wurde über Halbleiterwiderstände gemessen und von einem vollautomatischen Kompensationsschreiber festgehalten.

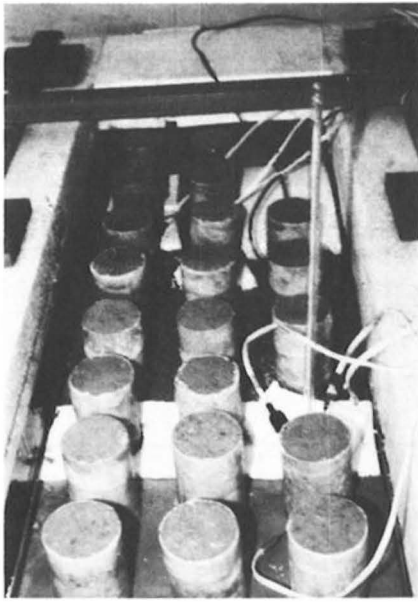
4. 3 MESSGRÖSSEN UND BEOBACHTUNGEN AN DEN BEFRORENEN PRÜFKÖRPERN

4. 3 1 FROSTHEBUNGEN

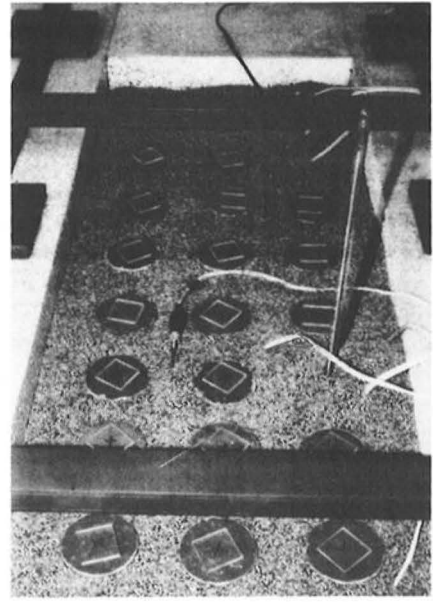
4. 3 1 1 Frosthebungen kalkstabilisierter Böden

Bei der Stabilisierung mit Kalkhydrat übt die *Lagerungszeit* bei weitem die größte Wirkung aus. Wird kalkstabilisierter Boden 7 Tage nach seiner Verdichtung dem Frost ausgesetzt, so übertrifft i. allg. seine Frostgefährlichkeit die des Ausgangsmaterials (Abb. 23, 24, 25). Tone werden durch die Zugabe von Kalk durchlässiger und ihre Zugfestigkeit liegt zunächst noch unter derjenigen des Ursprungbodens. Das Lockergestein wird im Soforteffekt für den Frost geradezu „aufgeschlossen“.

Eine mögliche Erklärung der von der Lagerungszeit stark abhängigen Frostempfindlichkeit bzw. -beständigkeit der meisten kalkstabilisierten Böden kann unter Berücksichtigung der bei der Strukturumwandlung und der Verfestigung feinkörniger Böden durch Kalziumhydroxyd von BRAND (1) festgestellten *Reakti-*



a) Probeneinbau



b) Versuchsbeginn

Abb. 22: Versuchsanordnung für Frostprüfungen

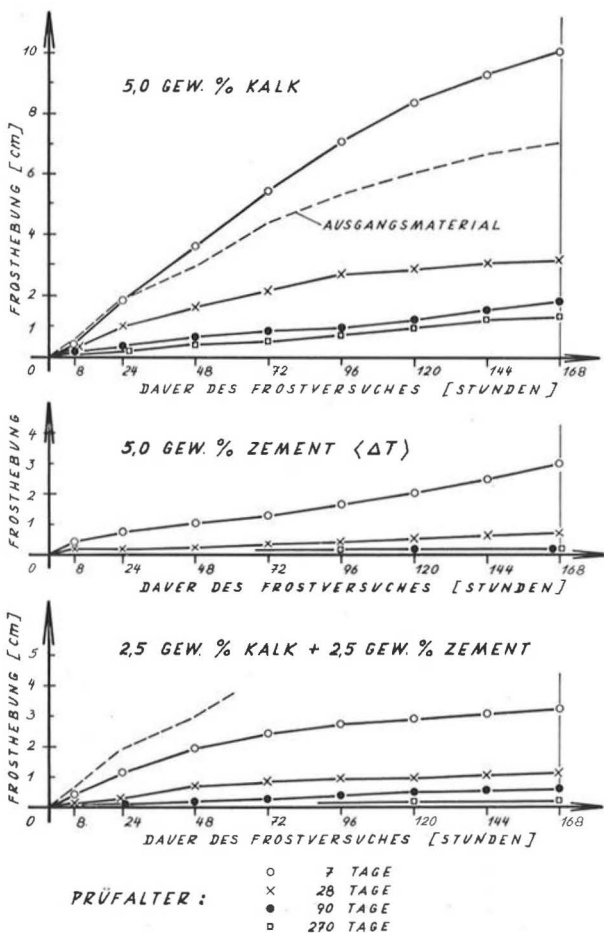
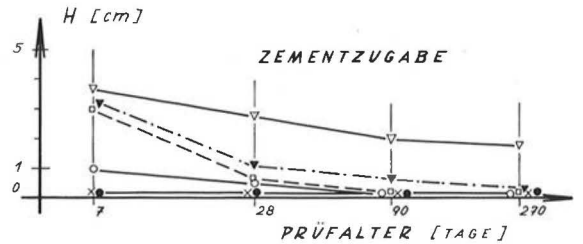
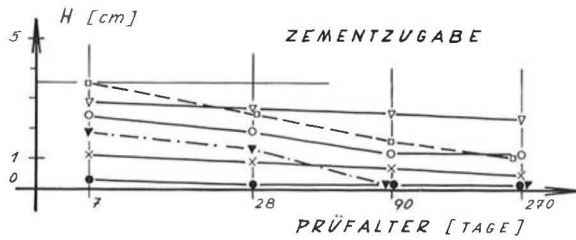
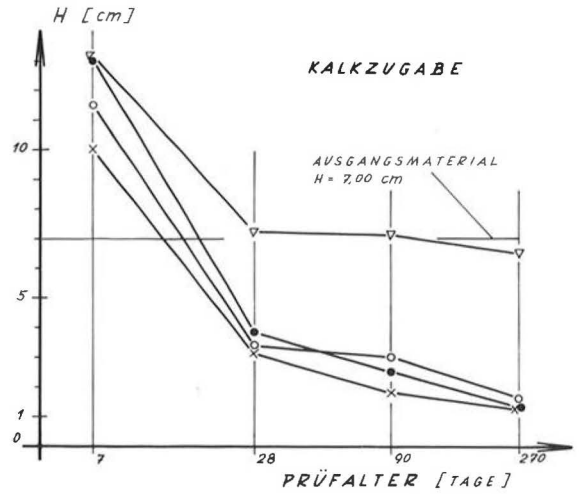
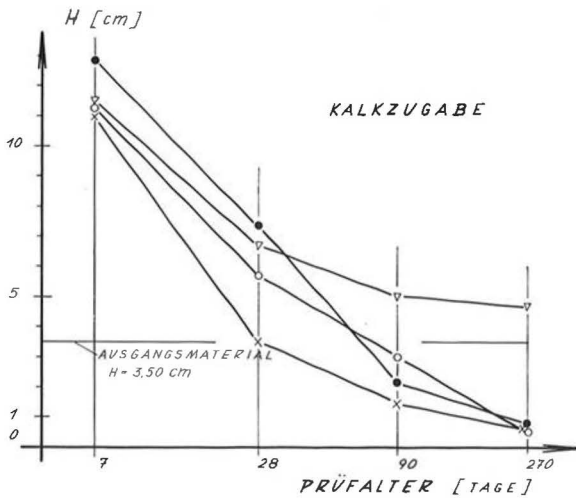


Abb. 23: Frosthebungsgeschwindigkeit in Abhängigkeit von Bindemittelzugabe und Prüfalter; Boden II.

onsstadien gefunden werden: Das „Initial-Stadium“ als Ursache für den Soforteffekt der Strukturumwandlung trägt noch nichts zur Verfestigung kalkstabilisierter Böden bei und ist erst nach ca. 7 Tagen beendet. Aus dem Lösungs- und Reaktionsvorgang bildet sich eine gelartige Kittmasse, in welcher das Feinskelett mehr oder weniger vollständig eingebettet ist („Gel-Stadium“). Die Gelbildung dürfte das wichtigste Stadium der Bodenverfestigung darstellen. Die entstehende Gelmasse verbindet die einzelnen Mineralkörner des Bodens und verändert dabei auch die Porenstruktur. Aus der Gelmasse kristallisieren allmählich mikroskopisch sichtbare Kristallite aus, die das „Neolith-Stadium“ bilden, welches ebenfalls eine Verfestigung bewirkt. Aus den mit zunehmender Lagerungszeit wachsenden Druck- und Zugfestigkeiten sowie aus einer allmählichen Erhöhung der Frostbeständigkeit ist auf einen höheren Festigkeitsbildungswert des Neolith-Stadiums gegenüber dem Gelstadium zu schließen.

Durch das allmähliche Absinken der Durchlässigkeit, durch das Ansteigen des Binnendruckes und somit seiner Zugfestigkeit erhält der kalkstabilisierte Boden i. allg. erst im Laufe der Zeit ein frostunempfindliches Verhalten.

Die Sonderstellung des Boden III wird bei der Größe der Frosthebungen in Abhängigkeit von der Lagerungsdauer der Proben besonders deutlich. Dieser reaktionsfähige, stark montmorillonithältige interglaziale Verwitterungslehm bildet ein charakteristisches Beispiel dafür, daß Versuchsergebnisse, welche zwar bei einer Vielzahl von untersuchten Böden bestätigt wurden, doch nicht als absolut gültig verallgemeinert werden können.



▽ 1,0 GEW. %
 ○ 2,5 " "
 × 5,0 " "
 ● 7,5 " "
 □ 5,0 GEW. % ZEMENT (ΔT)
 ▼ 2,5 GEW. % KALK + 2,5 GEW. % ZEMENT

▽ 1,0 GEW. %
 ○ 2,5 " "
 × 5,0 " "
 ● 7,5 " "
 □ 5,0 GEW. % ZEMENT
 ▼ 2,5 GEW. % KALK + 2,5 GEW. % ZEMENT

Abb. 24: Frosthebungen in Abhängigkeit von Bindemittelzugabe und Prüfalalter; Boden I.

Abb. 25: Frosthebungen in Abhängigkeit von Bindemittelzugabe und Prüfalalter; Boden II.

Ein Verdichten bei ca. 1—2 % (je nach Bodenart und Bindemitteldosierung) unterhalb des optimalen Wassergehaltes (Abb. 26,27,28) ergab die geringsten Frosthebungen, da in diesem Bereich infolge größeren Luftporengehaltes ein stärkeres, festigkeitserhöhendes Kohlenstoffangebot vorhanden ist. Die Porenluft trägt somit auch bei Oberflächenabschluß der kalkstabilisierten Schicht zu deren Verfestigung bei. Allzu trocken verdichtete Prüfkörper zeigten infolge erhöhter Wasseraffinität wiederum wesentlich größere Frosthebungen als zu naß verdichtete. Da außerdem auf der Baustelle bei zu trockenem Material leicht eine Entmischung eintreten kann, indem die feinstkörnigen Kalkteilchen durch die lockere Bodenschicht nach unten fallen und sich in der untersten Lage der Kalkstabilisierung absetzen, ist ein möglichst genaues Einhalten des optimalen Wassergehaltes in der Praxis zu empfehlen.

Ein Zuwenig an Kalk (ca. 1,0 Gew. %) förderte die Frostgefährdung und machte vor allem Tone frosttreibender. Erst ab ca. 2,0 Gew. % zeigten sich nach entsprechender Lagerungszeit wirksame positive Veränderungen (Abb. 29). Eine optimale Kalkzugabe ergab sich bei allen Böden zwischen 3,5 und 5,0 Gew. %; reichlichere Dosierungen riefen infolge Abnahme der Zugfestigkeit und der bei Tonen steigenden Durchlässigkeit wieder steigende Frosthebungen hervor. Von

gewissen Streuungen abgesehen, nimmt der optimale Kalkzusatz mit steigendem Prüfalalter der Proben geringfügig zu oder bleibt, wie bei Boden I, in Übereinstimmung mit den Optimalwerten der Zugfestigkeit ungefähr konstant.

Einfluß der Lagerungsbedingungen (Tafel 8; Abb. 30): Können kalkstabilisierte Proben unmittelbar oder kurz nach der Verdichtung kapillar Wasser aufnehmen oder werden sie gänzlich überflutet (seitliche Paraffinhüllen schützen die Prüfkörper vor ev. Zerfall), so schwächt der entstehende Quelldruck das Boden-Bindemittel-System, der Luftporengehalt wird stark reduziert und die nachfolgende Verfestigung beeinträchtigt. An solchen Versuchskörpern sind Frosthebungen zu erwarten, die über denen der normalgelagerten Proben liegen. Wurden Proben unmittelbar vor dem Befrieren 7 Tage lang unter Wasser gesetzt, so lagen ihre Frosthebungen auf Grund der inzwischen erfolgten Verfestigung nur wenig über denen der normalgelagerten Versuchskörper. Bei einigen Prüfkörpern wurde die Paraffinhülle nur an der Oberseite der Zylinder entfernt und das Material auf diese Weise von oben 14 Tage dem Einfluß der Luft ausgesetzt (konstante Luftfeuchtigkeit, +20° C): Stabilisierte Proben, die unmittelbar nach dem Verdichten austrockneten, zeigten i. allg. etwas größere Frosthebungen, da

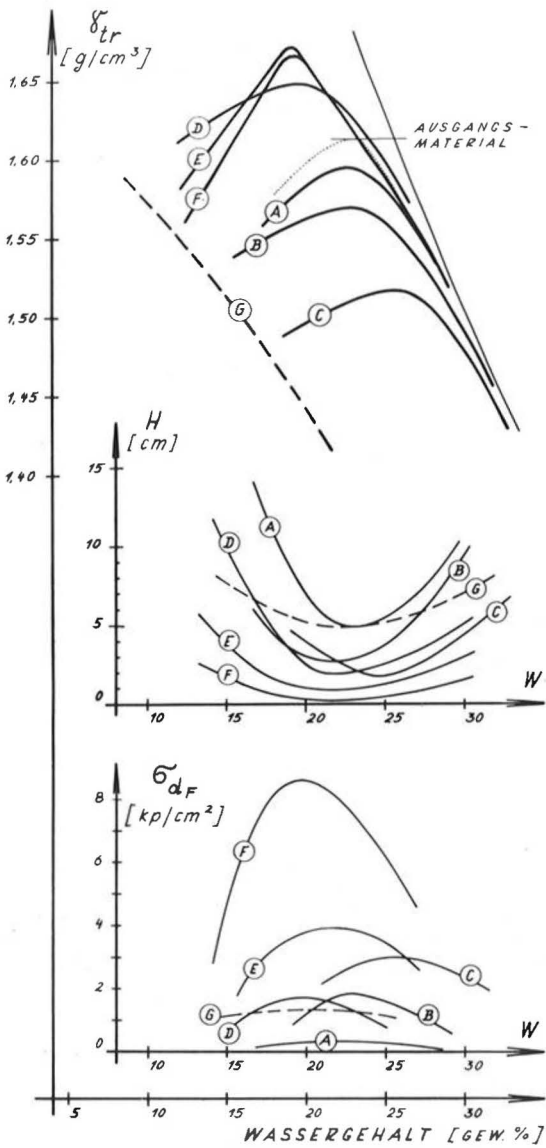


Abb. 26: Proctorkurven und Frostbeständigkeit; Boden I. Frostversuche nach einem Prüfalter von 90 Tagen bei kalkstabilisierten Proben 7 Tagen bei zementstabilisierten Proben
 Bindemittelzugabe:
 A . . . 1,0 Gew. % Kalk
 B . . . 2,5 Gew. % Kalk
 C . . . 5,0 Gew. % Kalk
 D . . . 2,5 Gew. % Zement
 E . . . 5,0 Gew. % Zement
 F . . . 7,5 Gew. % Zement
 G . . . 7,5 Gew. % Zement (ΔT)

die im Soforteffekt auftretenden Schrumpfspannungen nicht vollständig überwunden werden konnten und außerdem ein Teil des zum Abbinden bzw. zur späteren hydraulischen Erhärtung notwendigen Wassers entzogen wurde.

4. 3 12 Frosthebungen zementstabilisierter Böden
 Konform mit einer Erhöhung der Zementdosierung ging das Absinken der Frosthebungen (Abb. 29).

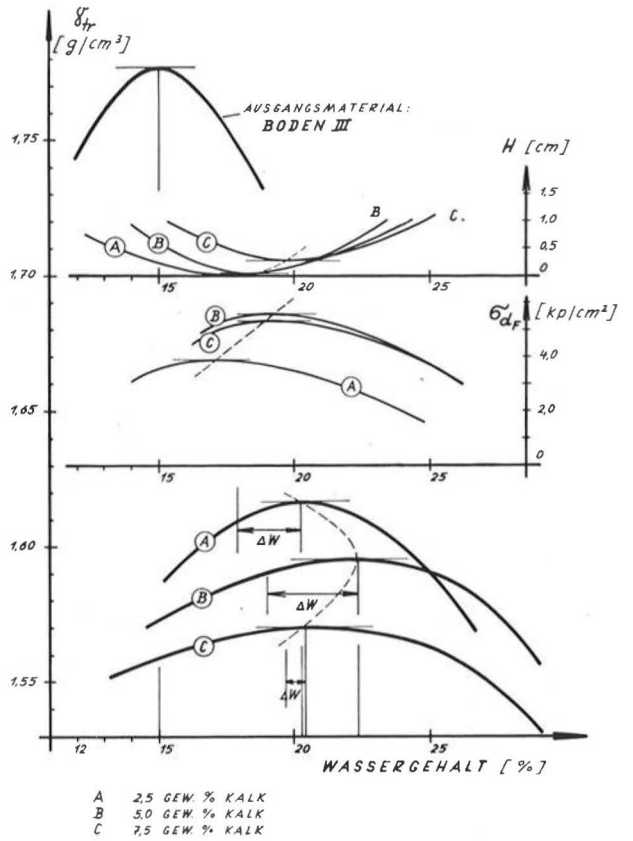


Abb. 27: Proctorkurven und Frostbeständigkeit; Prüfalter 28 Tage; Boden III.

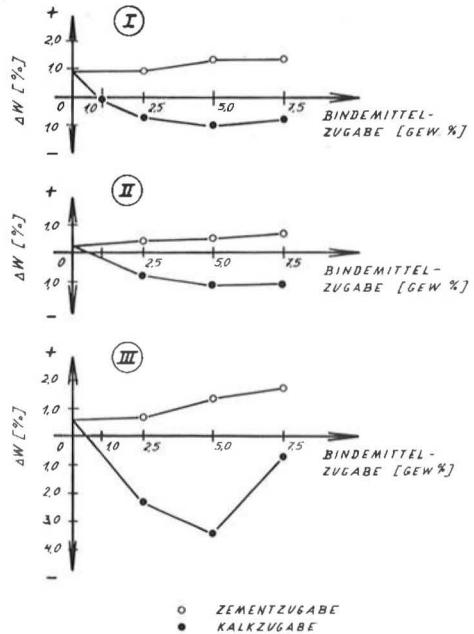


Abb. 28: Abweichungen (ΔW) des für die Frosthebungen günstigsten Verdichtungswassergehaltes vom „optimalen“ nach Proctor in Abhängigkeit von der Bindemittelzugabe; Boden I, II, III.

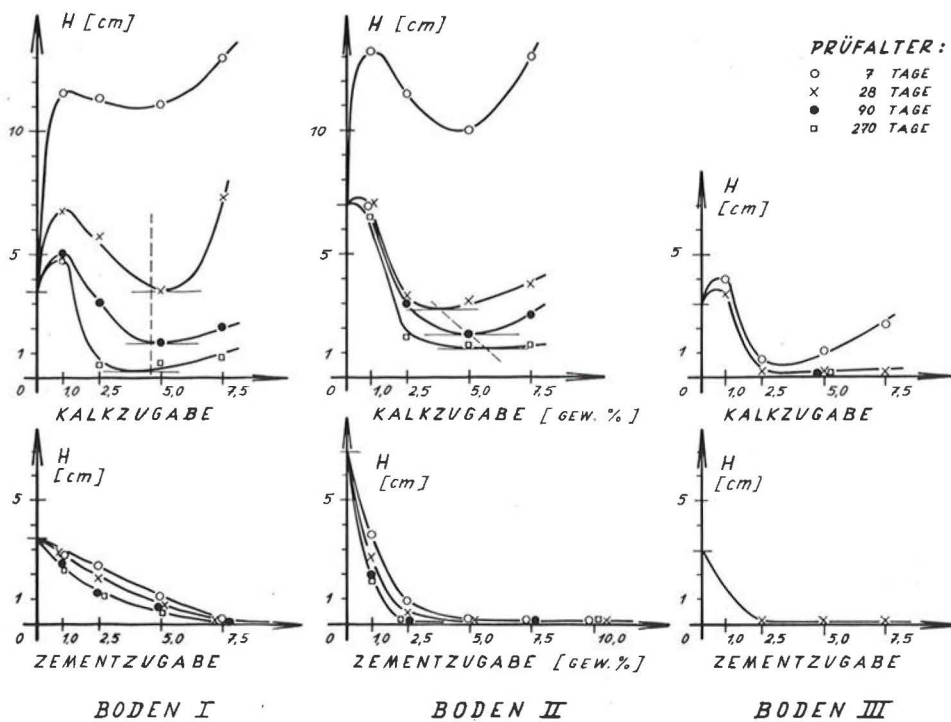


Abb. 29: Frosthebungen in Abhängigkeit von Bindemittelzugabe und Prüflalter.

Auch hier zeichnet sich in Übereinstimmung mit den einachsialen Druckversuchen eine wirtschaftlich optimale *Dosierung* ab. Frosthebungen bis ca. 3 mm zu Versuchsende können bei der Strenge der im Frostraum durchgeführten Prüfungen noch geduldet werden, sodaß beim Boden I mit etwa 7,5 Gew. % beim schluffigen Boden II mit 3–4 Gew. % Zementbeigabe das Auslangen gefunden wird. (Zementmengen < 3,0 Gew. % können im Felde meist nur schwer gleich-

mäßig eingemischt werden). Je bindiger das Ausgangsmaterial ist, desto mehr Zementbeigabe ist erforderlich, um die Frostgefährlichkeit auf ein entsprechendes Maß herabzusetzen, da die eigentlich „zementierende“ Wirkung des Zements erst nach Verhärtung der quellfähigen Bodenkrümel einsetzen kann.

Ein Zuwenig an Zement rief beim Frostversuch im Gegensatz zur Kalkstabilisierung keine gegenüber dem Ursprungboden erhöhte Eislinnenbildung hervor.

Die Schwierigkeit für eine praktische Durchführung von Zementverfestigungen an Boden I liegt in der schlechten Verarbeitbarkeit dieses hochplastischen Materials auf der Baustelle. Die Zerkleinerung der bindigen Bodenklumpen sowie das intensive Durchmischen mit Zement kann im Laboratorium wesentlich sorgfältiger erfolgen. In der Praxis wird daher bei Boden I u. U. mit höherem Zementbedarf zu rechnen sein, falls eine Zementverfestigung ohne vorherigen Bodenaufschluß mit Kalk nicht überhaupt als unrationell bzw. undurchführbar angesehen werden muß oder man sich mit einer bloßen Zementbehandlung begnügt, da Bindemittelzugaben über 9,0 Gew. % vielfach unwirtschaftlich werden.

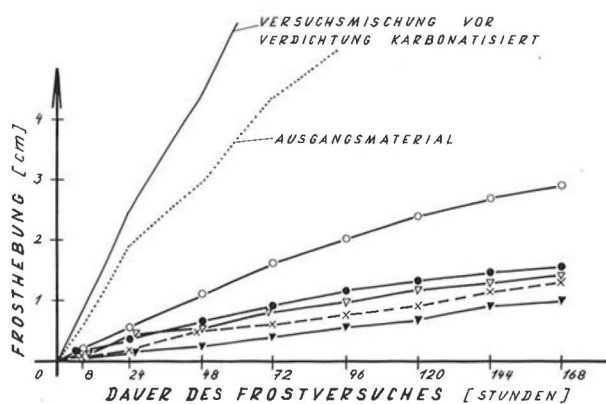


Abb. 30: Einfluß der Lagerungsbedingungen auf die Frosthebungsgeschwindigkeit kalkstabilisierter Prüfkörper; Prüflalter 270 Tage; Boden II + 5,0 Gew. % Kalk.
 × Normallagerung
 ○ 7 Tage Wasserlagerung unmittelbar nach Verdichtung
 ▼ 7 Tage Wasserlagerung unmittelbar vor Frostversuch
 ● 14 Tage Luftzutritt unmittelbar nach Verdichtung
 ▼ 14 Tage Luftzutritt unmittelbar vor Frostversuch

Der *Verdichtungswassergehalt* und die *erreichte Verdichtung* beeinflussen die Frosthebungen wie folgt: Zu naß verdichtete Proben zeigten geringere Frosthebungen als zu trocken verfestigte (Abb. 26, 31). Am günstigsten erwies sich ein Einbauwassergehalt, der nur wenig über dem optimalen lag, und zwar umso höher, je größer die Zementbeigabe war (Abb. 28).

Tafel 8

Frosthebungen (in cm; nach 7 Tagen Frosteinwirkung) in Abhängigkeit von Bindemittelzusatz, Prüfalter und Lagerungsbedingungen

Bindemittel	Gew. %	Prüfalter in Tagen	BODEN I						BODEN II					
			Lagerungsbedingungen						Lagerungsbedingungen					
			NL	UW _{to}	UW _{Δt}	Tr _{to}	Tr _{Δt}	eW/kT	NL	UW _{to}	UW _{Δt}	Tr _{to}	Tr _{Δt}	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	
—	0		3,5	4,0	4,0				2,9	7,0	9,8	9,8		
KALK-HYDRAT	1,0	7	11,5							13,2				
		28	6,7							7,2	19,4	11,0	7,3	6,7
		90	5,0							7,1		8,5		
		270	4,7							6,5	12,8	7,6	7,0	5,0
	2,5	7	11,3							11,5				
		28	5,7	8,8	6,0	5,7	5,3	5,0		3,4	8,3	5,4	3,8	2,4
		90	3,0							3,0		3,4		
		270	0,5	2,8	0,7	0,9	0,4	0,4		1,6	6,1	1,8	1,8	1,3
	5,0	7	11,0							10,0				
		28	3,5	11,4	3,7	5,1	2,4	3,3		3,2	7,3	3,3	4,2	2,7
		90	1,5							1,8		2,2		
		270	0,6	2,9	1,0	0,8	0,3	0,4		1,3	2,9	1,4	1,5	1,0
7,5	7	12,8							13,0					
	28	7,3	11,9	8,0	7,6	6,4	5,9		3,9	8,6	4,3	4,0	3,1	
	90	2,1							2,5		2,8			
	270	0,8	2,2	1,2	1,4	0,7	0,6		1,3	3,6	1,5	1,5	1,1	
PORTLAND-ZEMENT	1,0	7	2,9							3,7				
		28	2,7							2,8				
		90	2,5							2,0		2,1		
		270	2,3							1,8				
	2,5	7	2,5							0,9				
		28	1,9	4,0	2,3	2,7	1,9	1,5		0,5	0,7	0,5	0,5	0,3
		90	1,2							—	—	—	—	—
		270	1,1	2,9	1,5	1,4	0,8	0,8		—	—	—	—	—
	5,0	7	1,1							—				
		28	0,9	1,6	1,0	1,2	0,9	0,8		—	—	—	—	—
		90	0,7							—	—	—	—	—
		270	0,5	1,5	0,6	0,9	0,4	0,3		—	—	—	—	—
7,5	7	0,3							—					
	28	—	—	—	—	—	—		—	—	—	—	—	
	90	—	—	—	—	—	—		—	—	—	—	—	
	270	—	—	—	—	—	—		—	—	—	—	—	
10,0	7	—							—					
	28	—	—	—	—	—	—		—	—	—	—	—	
	90	—	—	—	—	—	—		—	—	—	—	—	
	270	—	—	—	—	—	—		—	—	—	—	—	
5,0*)	7	3,5							3,0					
	28	2,5	6,4	3,5	5,4	4,9	2,3		0,7	0,8	1,2	0,9	0,7	
	90	1,6							—	—	0,7	—	—	
	270	1,0	2,1	1,8	1,3	0,7	0,6		—	—	—	—	—	
KALK-HYDRAT + PORTLAND-ZEMENT	2,5 + 2,5	7	1,9							3,2				
		28	0,8	1,2	0,8	0,7	0,6	0,6		1,1	0,9	1,6	1,0	0,6
		90	—							0,6		0,7		
		270	—	0,4	—	0,4	—	—	—	0,4	0,3	0,6	—	

*) Verdichtung 24 Stunden nach Bindemittelleinmischung

— Frosthebung $\leq 0,2$ cm

NL Normlagerung
 UW_{to} 7 Tage Wasserlagerung unmittelbar nach Verdichtung
 UW_{Δt} 7 Tage Wasserlagerung unmittelbar vor Frostversuch
 Tr_{to} 14 Tage Luftzutritt unmittelbar nach Verdichtung
 Tr_{Δt} 14 Tage Luftzutritt unmittelbar vor Frostversuch
 eW/kT im Durchlässigkeitsgerät erhöhter Wassergehalt bei konstanter Trockendichte (unmittelbar vor Frostversuch)

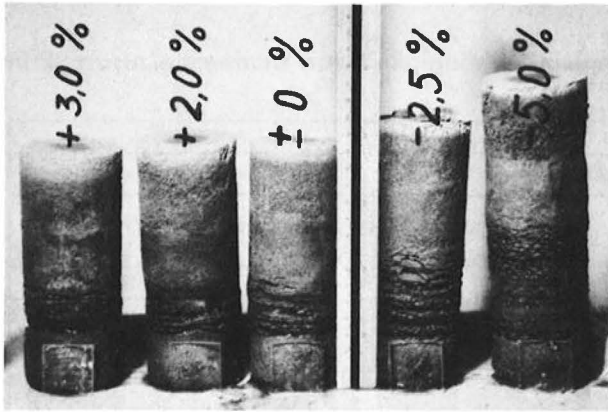


Abb. 31: Einfluß des Verdichtungswassergehaltes auf die Frosthebung; Prüfalter 28 Tage; Boden I + 5,0 Gew. % Zement (ΔT)
Die Zahlen über den Prüfkörpern geben die Abweichung des jeweiligen Einbauwassergehaltes vom optimalen nach Proctor an.

Werden zementverfestigte Böden erst längere Zeit nach Bindemittelmischung verdichtet, so ergeben sich zwangsläufig größere Frosthebungen (Abb. 32), da die Hydratation in den Boden-Bindemittel-Gemischen sofort einsetzt, und somit zu spät verdichtete Böden kleinere Zugfestigkeiten und höhere Durchlässigkeiten besitzen. Bei geringer Plastizität der Ausgangsböden und mit zunehmender Reaktionszeit verringert sich der nachteilige Einfluß der nicht sofort durchgeführten Verdichtung des Boden-Zement-Gemisches.

Eine Nachverdichtung durch Frost zerstörter Prüfkörper erwies sich im Gegensatz zur Kalkstabilisierung bei einer Verfestigung mit Zement als nicht besonders wirkungsvoll.

Die Lagerungszeit bedingt eine zeitliche Verfestigung, die sich in einer Abnahme der Frosthebung äußert

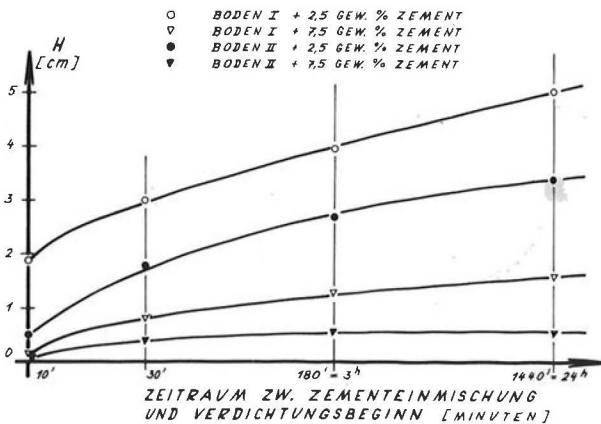


Abb. 32: Einfluß des Zeitraumes zwischen vollendeter Zementmischung und Verdichtungsbeginn auf die Frosthebungen (Wassergehalt und Verdichtungsarbeit unverändert; Versuchsmischungen ruhig liegenlassen); Prüfalter 28 Tage.

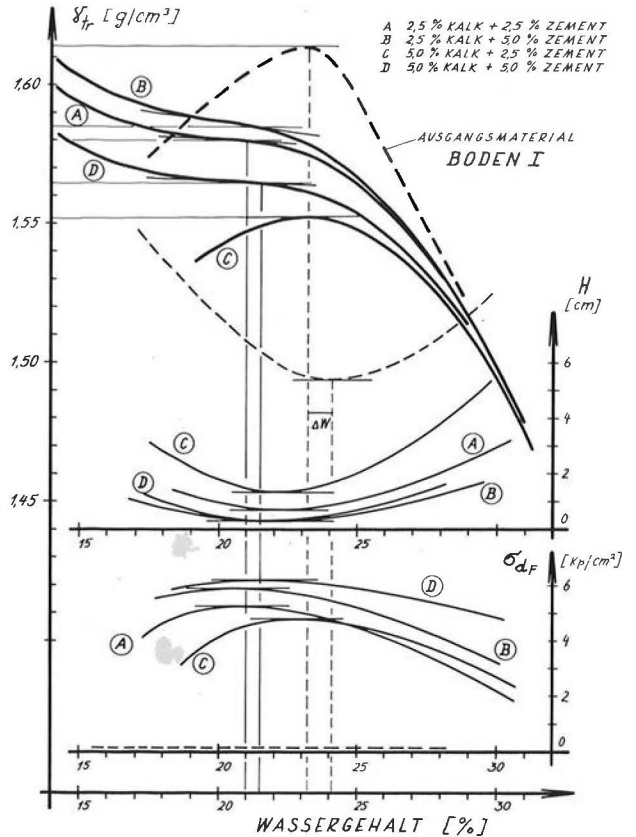


Abb. 33: Proctorkurven und Frostbeständigkeit; Prüfalter 28 Tage; Boden I kombiniert stabilisiert.

(Abb. 23, 24, 25). Bei Zementstabilisierungen kann aus Frostversuchen im Laboratorium am 7—28 Tage alten Proben i. allg. auf die Größenordnung der zu späteren Zeitpunkten zu erwartenden Frosthebungen geschlossen werden. Eine anfängliche Erhöhung der Frosthebung über das Maß der Ausgangsböden hinaus (siehe Kalkstabilisierung) konnte nicht festgestellt werden. Da jedoch die Erhärtung des Zements — wie die meisten chemischen Reaktionen — bei tieferen Temperaturen langsamer abläuft, ist zu empfehlen, Bodenverfestigungen, die im Spätherbst vorgenommen werden, abzudecken und längere Zeit vor schwerem Verkehr zu schützen. Bauausführungen bei Temperaturen unter $+5^{\circ}\text{C}$ sind zu vermeiden (5).

Der Einfluß der Lagerungsbedingungen ist Tafel 8 zu entnehmen.

4. 3 13 Frosthebungen bei Aufschluß mit Kalk und zusätzlicher Zementverfestigung

Aufschluß mit Kalk und zusätzliche Zementverfestigung bewährt sich nur bei bindigem Material (Boden I, III). Beim mischfähigen Boden II erübrigt es sich, da diesen Zementzugaben allein schon genügend verfestigen.

Ein Aufschließen des Bodens mit geringer Kalkzugabe und anschließende Verfestigung mit größeren Ze-

mentmengen ist bedeutend wirkungsvoller als überreicher Kalkzusatz und mangelhafte Zementdosierung (Abb. 33). Das Verdichten unmittelbar nach Zementmischung ist dabei unerlässlich, da ansonsten die gewünschten Bodeneigenschaften nicht erreicht werden. Das anfänglich meist frostreibende Verhalten des Kalkes im Boden wird durch Zementbeigabe überbrückt, sodaß die Frostsicherheit schon nach 7-tägiger Lagerungszeit stark ansteigt. Derartige Versuchsmischungen erreichen nach ca. 3 Monaten Güteeigenschaften von reinen Zementverfestigungen wesentlich höherer Bindemitteldosierung.

4. 3 14 Allgemeines

Bei gleichbleibender Trockendichte weisen Versuchskörper mit größerem Wassergehalt unter Ausschaltung schädigender Quellschwindungen die geringsten Frosthebungen auf.

Ausgeprägte Frosthebungen (bis 20 cm!; Abb. 34) wurden an allen Versuchskörpern aus karbonatisiertem kalk- oder zementstabilisiertem Material beobachtet, insbesondere wenn die Proben vor dem Frostversuch 7 Tage unter Wasser gesetzt wurden.

Da die Frosthebungsgeschwindigkeit und somit das Maß der Frosthebung weitgehend von den Versuchsbedingungen abhängt, werden u. a. maximaler Hebungsdruk bzw. minimaler Porenwasserunterdruck bestimmt und die erhaltenen Werte als „Bodenkennziffern“ angesehen.

4. 3 15 Zusammenhang zwischen Frosthebung und Zugfestigkeit

Da eine verstärkte Eislinnenbildung an bindigen Böden u. a. durch Überwindung der Zugfestigkeit (horizontaler Trennbruch; Abb. 13) zustande kommt, ergeben sich unter Berücksichtigung der Durchlässigkeit des Systems ungefähre Zusammenhänge zwischen Frosthebung und Zugfestigkeit kalk- und zementstabilisierter Prüfkörper. Zusätzlich muß berücksichtigt werden, daß durch Kalk- bzw. Zementzusätze die Ausgangsböden in gänzlich verschiedenartige Baustoffe umgewandelt werden. Einer vorwiegenden Strukturumwandlung bei Kalkzugabe steht die verklebende Wirkung durch Zementzusatz gegenüber, weshalb sich auch je nach Bindemittelart verschiedene Zusammenhänge zwischen Frosthebung und Zugfestigkeit ergeben (Abb. 35).

Aus Abb. 35 geht hervor, daß der Einfluß der Durchlässigkeit zwar vorhanden, aber nicht genau erfassbar ist. Die etwas geringere Erhöhung der Durchlässigkeit infolge minimaler Kalkbeigaben hatte zur Folge, daß im Bereich geringer Bindemittelzusätze unter der Annahme einer gleichbleibenden Zugfestigkeit geringere Frosthebungen auftraten. Da jedoch — absolut gesehen — die Frosthebungen im Bereiche derartig kleiner Zugfestigkeiten untragbar wurden, mußte auf höhere Kalkzusätze übergegangen werden, womit sich die in Abb. 35 dargestellte rechte Grenzkurve ergibt.

Bei Zementstabilisierungen blieb der Zusammenhang zwischen Frosthebung und Zugfestigkeit von Schwan-



Abb. 34: Frosthebungen gegen Ende des Frostversuches; stark frostgefährdete Prüfkörper; a) Boden I, II + Kalk; Prüffalter 7 Tage b) Versuchsmischungen vor Verdichtung karbonatisiert (7 Tage Luftzutritt bei ausreichendem Wasserangebot); Prüffalter 270 Tage .

kungen der Durchlässigkeitsziffer innerhalb einer Zehnerpotenz weitgehend unabhängig. Um die Frosthebungen unter 3 cm halten zu können, waren vergleichsweise höhere Zugfestigkeiten erforderlich als bei Stabilisierungen mit Kalk. Dies dürfte der Wasseraufnahme nur äußerlich mit Zement verhärteter Bodenkümmel zuzuschreiben sein. Wurden Boden-Zement-

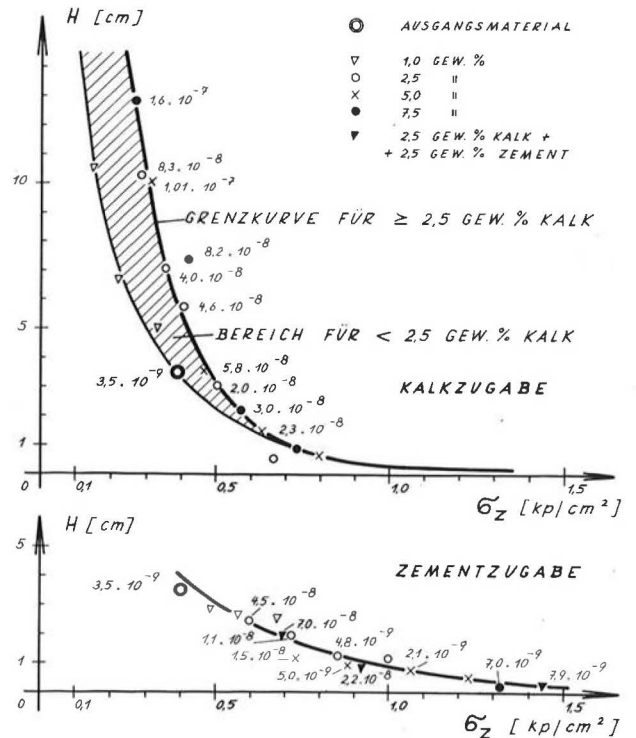


Abb. 35: Zusammenhang zwischen Frosthebung und Zugfestigkeit unter Berücksichtigung der Durchlässigkeitsbeiwerte kalk- und zementstabilisierter Prüfkörper; Boden I.

Mischungen erst 24 Stunden nach Bindemittelmischung verdichtet, so ergaben sich — trotz erhöhter Durchlässigkeit der Systeme — unter der Annahme einer vorgegebenen gleichbleibenden Zugfestigkeit fallweise geringere Frosthebungen als beim sofort verdichteten Gemisch. Möglicherweise führen die durch spätere Verdichtung vermehrten Kontaktstellen der Bodenkrümel zu einer Art Witterungsbeständigkeit der verdichteten Prüfkörper. Dies bedeutet jedoch nicht, daß durch späteres Verdichten die Güteeigenschaften von Boden-Zement-Mischungen im absoluten Sinne verbessert werden. Derartige Zusammenhänge treten nämlich nur im Bereiche kleiner Zugfestigkeiten auf, welche die Frostbeständigkeit eines zementstabilisierten Bodens ohnedies nur beschränkt erhöhen. Für *Kalkaufschluß mit Zementverfestigung* gelten dieselben Zusammenhänge wie für Zementstabilisierungen

4. 3 16 Streuungen der Meßergebnisse

Starke Streuungen bei der Ermittlung von Frosthebungen sowie ev. Schiefstellen stark frostempfindlicher Prüfkörper während des Gefriervorganges (Abb. 34) können u. a. wie folgt erklärt werden:

Da der Binnendruck in der Querschnittsfläche der Prüfkörper nicht konstant ist, sondern erheblichen Schwankungen unterliegt, kann lokal nach Überschreitung der Zugfestigkeit eine verstärkte Eislinnenbildung auftreten.

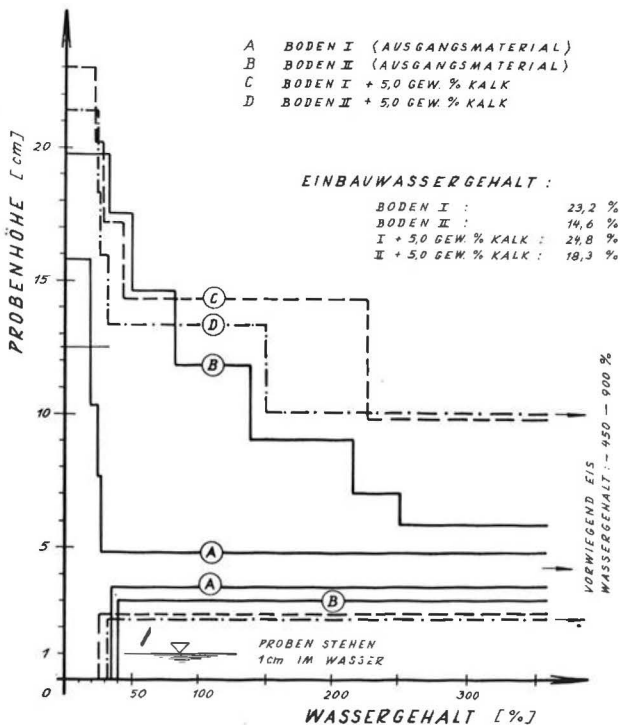


Abb. 36: Wassergehalt im gefrorenen Prüfkörper unmittelbar am Ende des Frostversuches: Ton (Boden I), Schluff (Boden II) und 7 Tage alte Kalkstabilisierungen. Der Einbauwassergehalt entspricht dem „optimalen“; Ausgangshöhe 12,5 cm.

Aus der schichtenförmigen Ablagerung des Eises in den Proben wird deutlich, daß es sich bei der Kristallbildung nicht um einen kontinuierlichen Vorgang handelt, obwohl in den gefrorenen Zonen der Wärmefluß stetig ist. Diese Diskontinuität läßt sich durch die Erniedrigung des Gefrierpunktes erklären (6).

Durch frühzeitige Abnahme des Wassernachschubes im Prüfkörper bzw. durch unvollständiges Besetzen einer senkrecht zur Strömung liegenden Ebene mit Eiskristallen kann die Saugkraft und somit auch das Maß der Frosthebung stark herabgesetzt werden.

4. 3 2 ÄNDERUNG DES WASSERGEHALTES IN DEN VERSUCHSKÖRPERN

Der Wassergehalt der dem Frost ausgesetzten Prüfkörper war je nach Abstand von der Null-Isotherme, wo er sein Maximum erreichte, starken Schwankungen

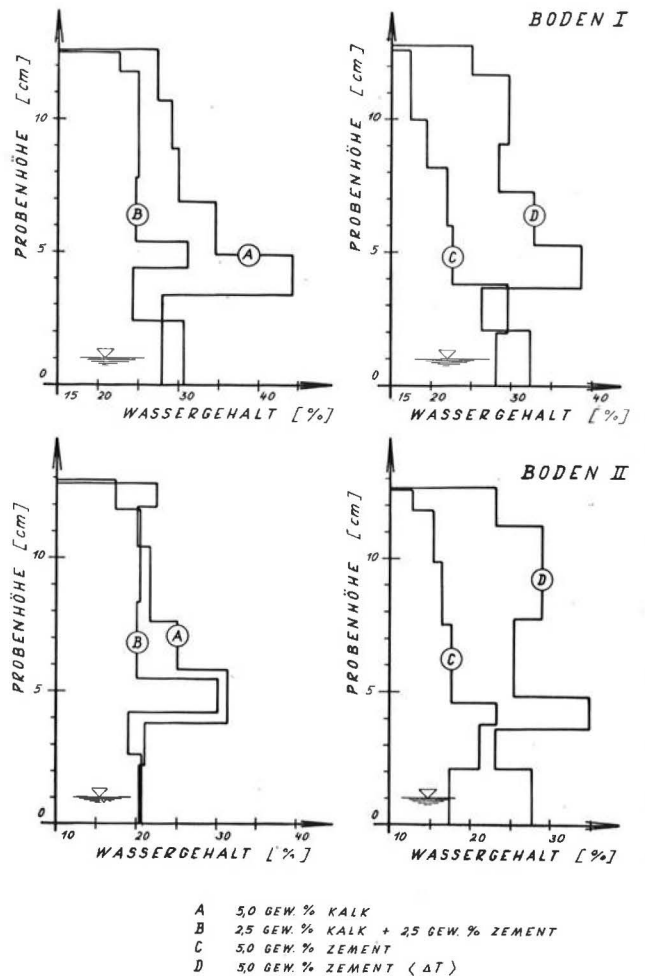
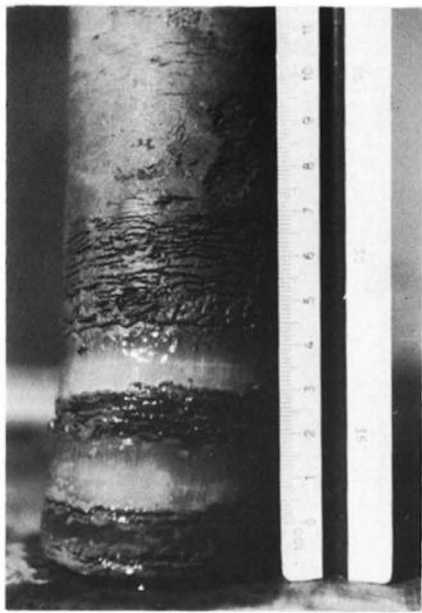


Abb. 37: Wassergehalt nach dem Frostversuch in Abhängigkeit von der Bindemittelzugabe; Proben von oben ca. 23 Stunden aufgetaut; Prüfalter 28 Tage. Der Einbauwassergehalt (in %) entspricht dem „optimalen“:

	Boden I	Boden II
A . .	24,8	18,3
B . .	21,0	17,9
C . .	19,2	16,1
D . .	19,2	16,1



a) Ton (Boden I)



b) Schluff (Boden II)

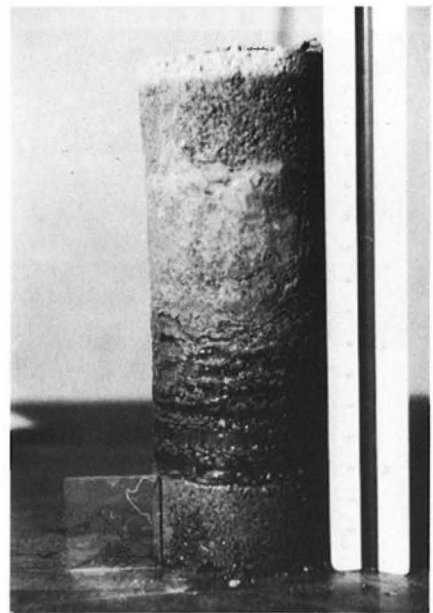
unterworfen und wurde aus einzelnen Probeschichten in verschiedenen Höhenlagen bestimmt (Abb. 36). Aus einem Vergleich des Endwassergehaltes der Probe und der Fließgrenze der Versuchsmischung konnte auf die Abminderung der Tragfähigkeit geschlossen werden.

Beim Auftauen der Prüfkörper (noch im Frostraum bei Seitenisolierung, sodaß Wärme nur von oben eindringt) fließt ein Teil des während des Gefriervorganges aufgenommenen Wassers nach unten durch den Normensand ab. Die Schwankungen des Wassergehaltes wurden daher auch in ca. 23—24 Stunden aufgetauten Proben, welche anschließend den Festigkeitsprüfungen unterworfen wurden, erfaßt (Abb. 37).

Dosierung der Bindemittel, Einbauwassergehalt, erreichte Verdichtung, Lagerungszeit ab Verdichtung sowie Lagerungsbedingungen beeinflussen auch hier die Ergebnisse — die im übrigen mit denen der Frosthebungen gleichlaufen — weitgehend.

4. 3 3 FORM UND GRÖSSE DER EISLINSEN

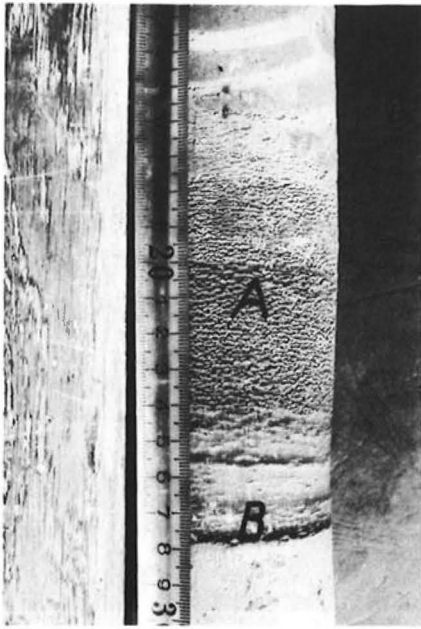
Bei tonigen Böden (I, III) treten auf Grund ihrer geringen Durchlässigkeit Eislinsen nur in größerem Abstand, dafür aber als mächtigere, zusammenhängende Schichten reinen Eises auf (Abb. 38a). Kleine Korngrößen erfordern einen hohen Unterkühlungsgrad, damit eine vom schon gebildeten Eis unabhängige Neukristallisation einsetzt (6). Schluffe (Boden II) neigen zu einer Form der Eislinsenbildung, bei welcher dünne Bodenschichten mit einer Vielzahl mehr oder minder feiner horizontaler Eislagen abwechseln (Abb. 38b). Da durch Kalk- bzw. Zementstabilisierung die Kornverteilung von Tonen in den schluffigen Bereich verschoben wird, ändert sich auch die Eislinsenbildung dementsprechend (Abb. 36, 38c, 39).



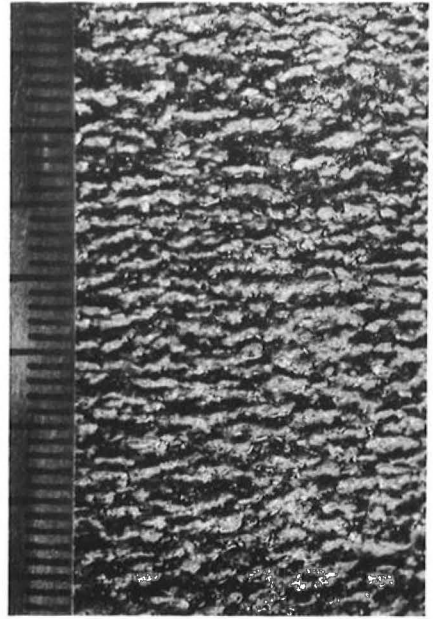
c) beginnender Übergang Ton—„Schluff“ (Boden I + 5,0 Gew. % Zement, ΔT ; Prüffalter 28 Tage)

Abb. 38: Charakteristische Formen der Eislinsenbildung feinkörniger Böden

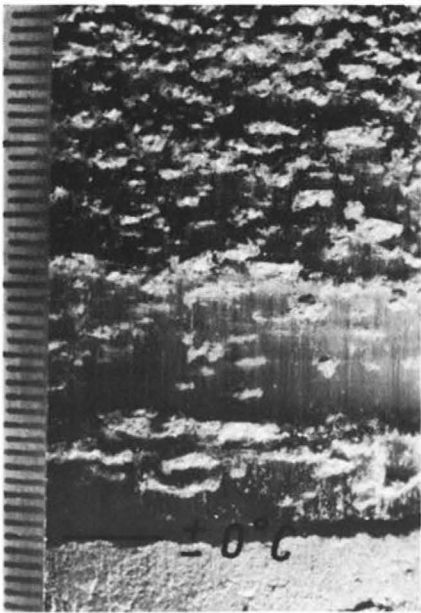
Ein Feuchtigkeitsnachschieb findet auch im gänzlich durchgefrorenen Boden statt, da die unter Druck stehenden Wasserfilme, die von den Bodenkörnern adsorbiert sind, erst bei tiefsten Temperaturen gefrieren und somit eine Verbindung mit dem Grundwasserhorizont schaffen (6, 7).



a) Prüfkörper — Gesamtansicht



b) Detail A



c) Detail B

Abb. 39: Eislinsenbildung an Prüfkörpern aus (vor Verdichtung) karbonatisierten bzw. hydratisierten Versuchsmischungen; Prüfdauer 270 Tage.

4. 3 4 TEMPERATURVERLAUF IN DEN PROBEN

Die Frosteindringgeschwindigkeit (Abb. 40) war nach Zementzugabe etwas höher als nach Kalkzusatz. Ausserdem lag die Null-Isotherme bei Zementverfestigungen meist näher dem Wasserhorizont, d. h. die im

Endzustand erreichte Frosteindringtiefe war größer. Derartiges Verhalten ist einem unterschiedlichen Porenvolumen bzw. verschiedener Wärmeleitfähigkeit (Wärmeleitzahl) der Boden-Bindemittel-Systeme zuzuschreiben. Streuungen der Versuchsergebnisse sind bei stärkeren Frosthebungen u. a. durch Gefügauflockerungen bedingt.

4. 3 5 ERMITTLUNG DER SAUGKRAFT IM PRÜFKÖRPER

Nach der Definitionsgleichung von RUCKLI wurde die Saugkraft („der beim Gefrieren des Bodens entstehende, bei einem gegebenen Belastungsdruck maximal mögliche Unterdruck im Porenwasser, gemessen in der Grenzfläche einer durchgehenden Eisschicht“) von Ausgangsböden und stabilisierten Versuchsmischungen ermittelt. Da der Sitz der Wassernachschubfähigkeit in der Oberflächenenergie bzw. in den zwischen Eiskristall und Bodenkorn befindlichen Adsorptionsfilmen liegt, müssen insbesondere alle jene Einwirkungen die Saugkraft beeinflussen, die eine Veränderung der Dicke dieser Filme zur Folge haben (6):

Schluff-Ton-Böden koagulieren bei Zugabe von Kalkhydrat und erhalten eine Krümelstruktur; die Durchlässigkeit der Mischungen wird erhöht. Dadurch ändern sich die Spannungsverhältnisse in den zwischen der Eislinse und den Bodenkörnern befindlichen Filmen, sodaß wie bei anderen Salzlösungen der Unterdruck in den Poren verkleinert wird. Die Abnahme der Saugkraft durch Zementzusatz ist u. a. auf Grund geringerer Krümelbildung etwas schwächer (Abb. 41).

Die Größe der Saugkraft eines Bodens kann nicht als absolutes Maß für die zu erwartenden Frosthebungen

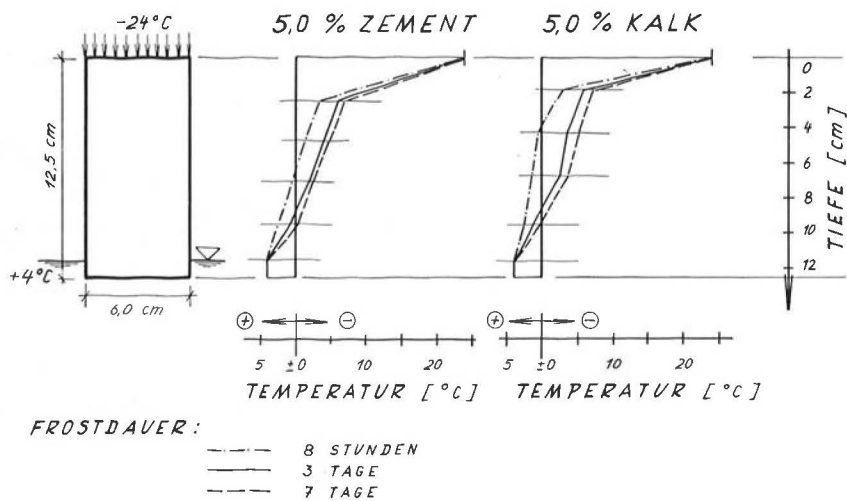


Abb. 40: Temperaturverlauf in den Prüfkörpern während der Frosteinwirkung; Boden II. Der Einbauwassergehalt entspricht dem „optimalen“:

	$W_{opt.} (\%)$	Porenvolumen
Boden II + 5,0 Gew. % Kalk	18,3	0,361
Boden II + 5,0 Gew. % Zement	16,1	0,336

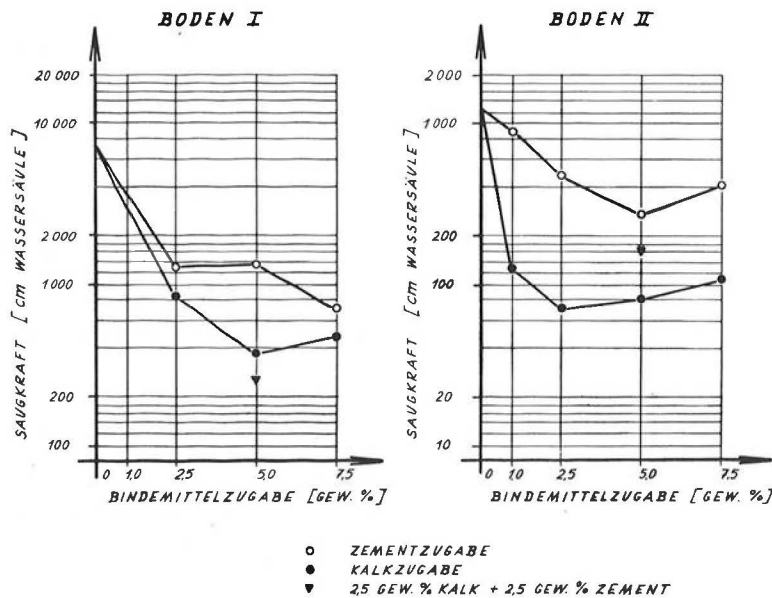


Abb. 41: Einfluß der Bindemittelzugabe auf die Saugkraft eines Bodensystems; Prüflalter 28 Tage.

angesehen werden: Sie blieb bei den stabilisierten Versuchskörpern trotz fortschreitender Reaktionszeit verhältnismäßig konstant, obwohl z. B. bei Kalkzusatz die Frosthebungen je nach Prüflalter der Proben innerhalb weiter Grenzen schwankten. Es ist aber möglich, das Produkt aus Saugkraft und Durchlässigkeitsziffer (6) als eine für die Frostempfindlichkeit charakteristische Größe einzuführen.

Die in Abb. 41 angeführten Werte stellen nur Vergleichszahlen für die aus den Frostversuchen errechnete Saugkraft in den Versuchsmischungen dar; der einwandfreieste Nachweis der Saugkraft bestünde da-

rin, den Unterdruck in den unter der Eislinse befindlichen Poren direkt zu messen (6).

4. 4 BEEINFLUSSUNG DER FESTIGKEITSEIGENSCHAFTEN KALK- UND ZEMENTSTABILISierter BÖDEN DURCH FROSTEINWIRKUNG

4. 4 1 ABNAHME DER DRUCKFESTIGKEIT

Auch wenn das Maß der Frosthebung schon viel über die Witterungsempfindlichkeit der Böden aussagt, sollen Frostversuche im Laboratorium immer mit Trag-

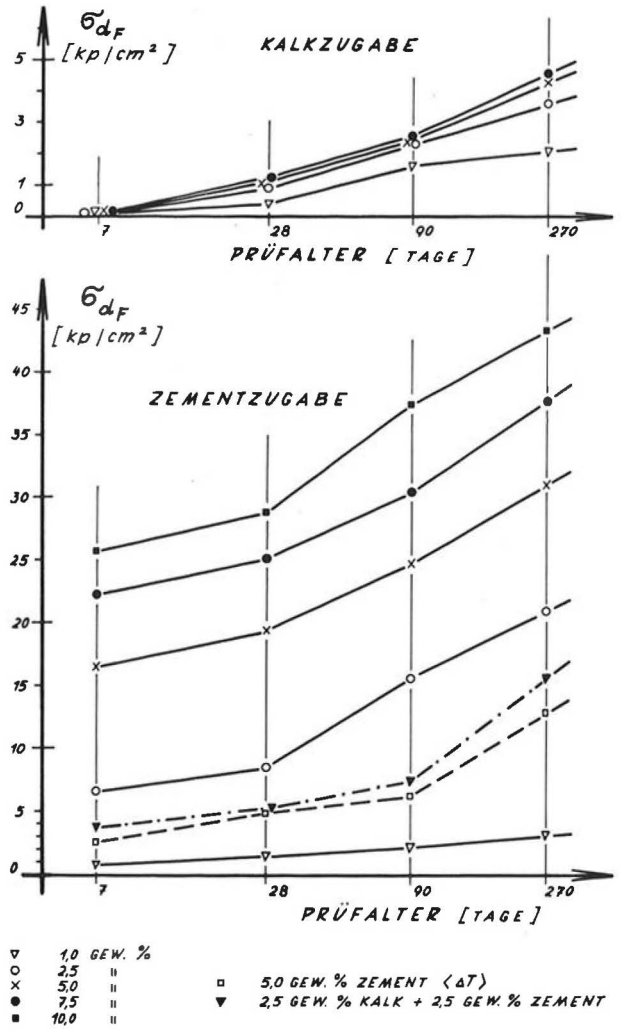
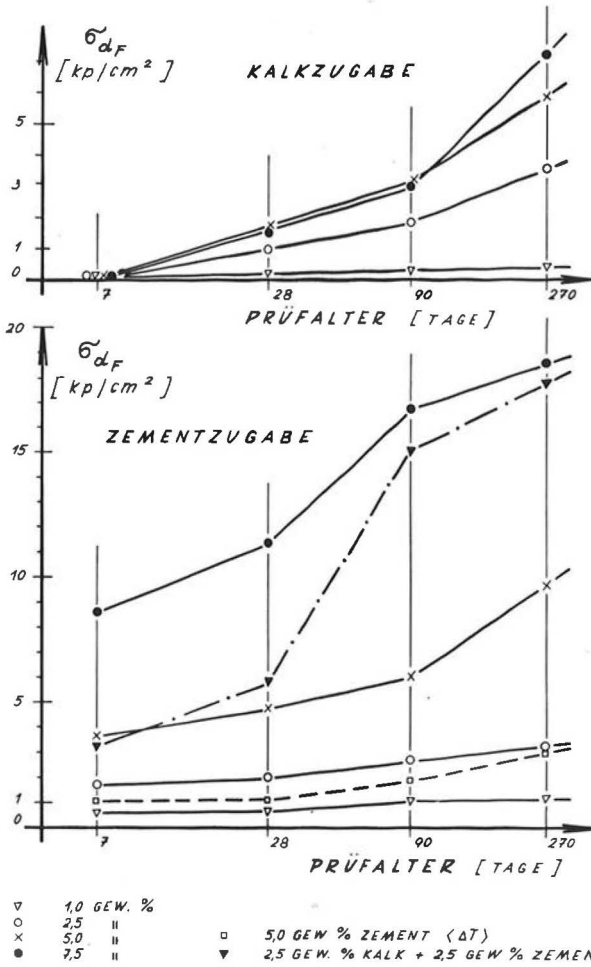


Abb. 42: Einfluß von Bindemittelzugabe und Prüfalter auf die Druckfestigkeiten nach dem Frostversuch; Boden I.

Abb. 43: Einfluß von Bindemittelzugabe und Prüfalter auf die Druckfestigkeiten nach dem Frostversuch; Boden II.

fähigkeitsprüfungen vor und nach der Frostbeanspruchung kombiniert werden. Es wurden daher außer an normalgelagerten und wassergelagerten Vergleichsprüfkörpern auch an befrorenen und anschließend 22—24 Stunden aufgetauten Proben Druckversuche durchgeführt (Abb. 5—9; 42, 43).

Kalkstabilisierung:

Kalkstabilisierte Versuchskörper verloren i. allg. ihre Tragfähigkeit zur Gänze, wenn sie kurz nach ihrer Verdichtung dem Frost ausgesetzt wurden. Bei Boden III fallen die für eine Kalkstabilisierung sehr hohen Festigkeiten nach dem Frostversuch auf, auch wenn die Prüfkörper bereits nach 7-tägiger Reaktionszeit befroren wurden. Diese Verfestigung ist bedingt durch den hohen Anteil an Montmorillonit (starkes Ionenaustauschvermögen) sowie durch die überaus starke chemische Aktivität derartiger Verwitterungslehme. Ähnliche Verfestigung ist bei Böden mit puzzolanen Bestandteilen zu erwarten.

Aus der Erfahrung, daß manche Proben mit höheren Festigkeiten nach den Frostversuchen ihre Tragfähig-

keit verlieren, während andere Böden mit oft niedrigen Festigkeiten dieselben auch nach Frosteinwirkung beibehalten, soll hier eine relative „Druckfestigkeitsverlust-Ziffer“ a_d eingeführt werden:

$$a_d = \frac{\sigma_d}{\sigma_{dF}} \quad a_d \geq 1,00$$

σ_d Druckfestigkeit der normalgelagerten Probe
 σ_{dF} Druckfestigkeit der zugehörigen befrorenen Probe

Abb. 44 zeigt die Zusammenhänge zwischen relativer Druckfestigkeitsverlust-Ziffer a_d und Bindemitteldosierung bzw. Prüfalter.

Kalkstabilisierte Prüfkörper erreichten durch eine Verdichtung beim optimalen Wassergehalt oder knapp darunter nach Frosteinwirkung die größten Druckfestigkeiten (Abb. 26, 27). Der Einfluß der Lagerungsbedingungen ist Tafel 6, 7 bzw. Abb. 45 zu entnehmen.

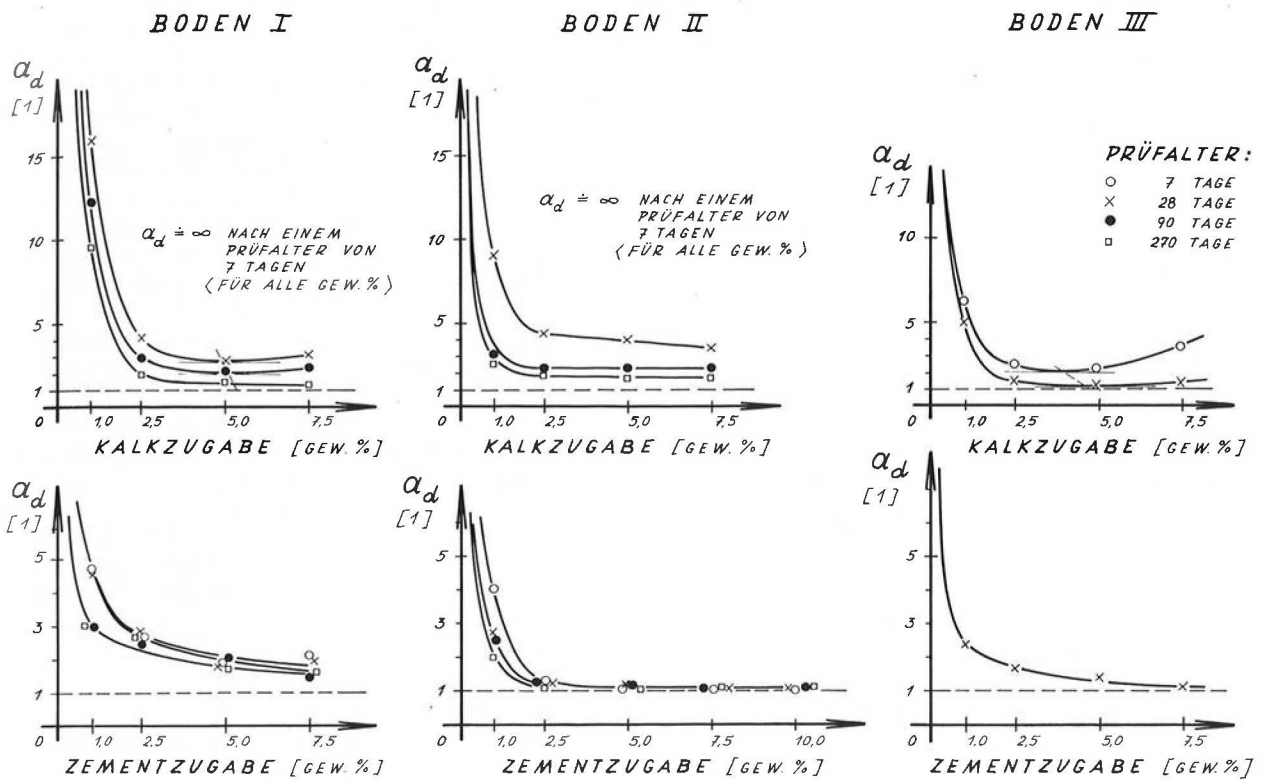


Abb. 44: Relative Druckfestigkeitsverlust-Ziffer nach Frostversuch in Abhängigkeit von Bindemittelzugabe und Prüfalalter.

Zementstabilisierung:

Die durch Frosteinwirkung bedingten Tragfähigkeitsverluste zementverfestigter, sofort nach Bindemittelnmischung verdichteter Proben sind vergleichsweise meist geringer als bei kalkstabilisierten Versuchskörpern (Abb. 44). Die Frostwiderstandsfähigkeit nimmt gleichlaufend mit einer Erhöhung der Bindemittelbeigabe zu. Dabei ergibt sich zwangsläufig die Frage, welche Druckfestigkeit nach dem Frostversuch erreicht werden soll, um mit einer einbezogenen Sicherheit den Beanspruchungen des Bodens im Felde gewachsen zu sein:

Nach belgischen Vorschriften, die mit den englischen Normen B. S. 1924 von 1957 vergleichbar sind, darf sowohl nach wiederholter Frosteinwirkung (-5°C bis $+20^{\circ}\text{C}$) als auch nach längerer Wasserlagerung der Verlust an Druckfestigkeit zementstabilisierter Proben höchstens 25% betragen (Probekörper im Standard-Proctor-Gerät der AASHO bei optimalen Wassergehalt verdichtet) (8).

AICHHORN und STEINBRENNER (9) halten Zylinderdruckfestigkeiten von 15 kp/cm^2 für ausreichend ($8\text{--}10\text{ kp/cm}^2$ für untergeordnete Wege (10)), wenn die zementstabilisierten Prüfkörper den strengsten Frostbedingungen widerstehen (Probenabmessungen: $\phi = 6,18\text{ cm}$, Höhe = $12,36\text{ cm}$; Wasser $+6^{\circ}\text{C}$; Luft

ca. -25°C ; Versuchsdauer 1 Woche). Weitere Vorschriften und Normen sind in (11) zusammengestellt.

Besonders hohe Festigkeiten sind also nicht erforderlich und auch nicht erwünscht. Mit großem Zementgehalt stabilisierte Böden haben i. allg. auch hohe Zugfestigkeiten sowie hohe Elastizitätsmoduln und neigen daher zur Bildung von Schwindrissen und Überschiebungsaufbrüchen (11), welche sich beim Straßenbau u. U. in den darüber liegenden Belag fortsetzen. Zwar kann durch Kalk- bzw. Bitumenzusatz die Rissebildung vermindert werden, doch sichert man in der Praxis die erforderliche Tragfähigkeit durch eine entsprechende Dicke der einzelnen Schichten der Straßenkonstruktion, nicht aber durch eine hohe Festigkeit.

Demnach könnten bei Boden I $7,5\text{ -- }9,0\text{ Gew.}\%$ Zement und bei Boden II schon $3,5\text{ -- }4,0\text{ Gew.}\%$ als ausreichend befunden werden. Der Einfluß von Bindemitteldosierung, Reaktionszeit und Lagerungsbedingungen ist Tafel 6, 7, bzw. Abb. 5, 6, 7, 42, 43, 45 zu entnehmen.

Wird der zementstabilisierte Boden erst einige Stunden nach der Bindemittelnmischung verdichtet, entsteht bei Frosteinwirkung ein beträchtlicher Tragfähigkeitsverlust (Abb. 46, Tafel 9), eine zeitliche Verfestigung findet in geringerem Maße statt. Je größer die Bindemitteldosierung ist, desto größer ist der auf eine

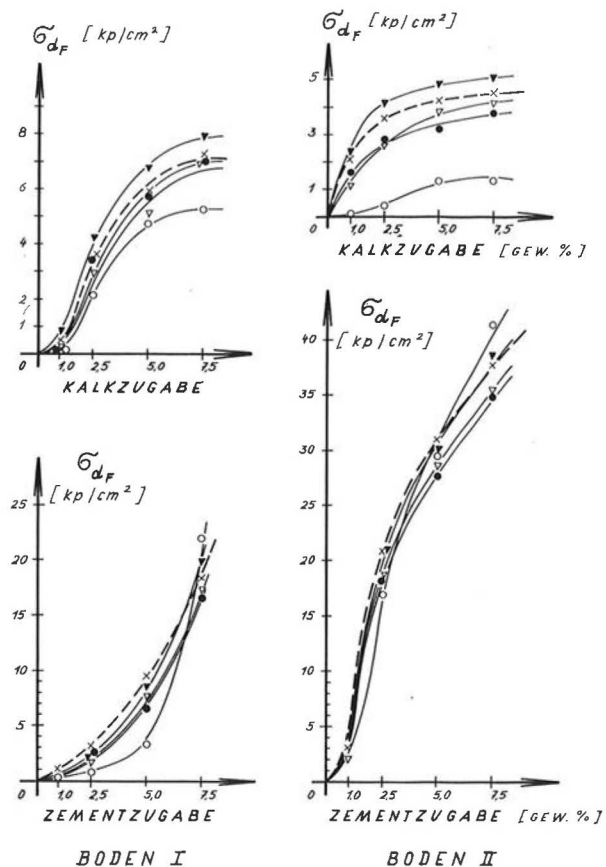


Abb. 45: Einfluß der Lagerungsbedingungen auf die Druckfestigkeiten dem Frost ausgesetzter stabilisierter Prüfkörper; Prüfmalter 270 Tage.

- × Normallagerung
- 7 Tage Wasserlagerung unmittelbar nach Verdichtung
- ▽ 7 Tage Wasserlagerung unmittelbar vor Frostversuch
- 14 Tage Luftzutritt unmittelbar nach Verdichtung
- ▼ 14 Tage Luftzutritt unmittelbar vor Frostversuch

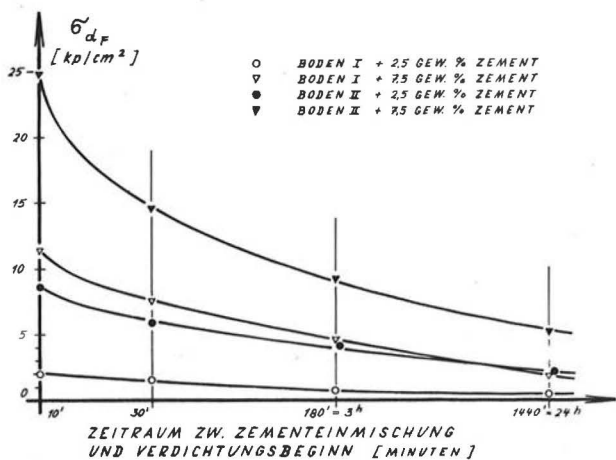


Abb. 46: Einfluß des Zeitraumes zwischen vollendeter Zement-einmischung und Verdichtungsbeginn auf die Druckfestigkeiten nach dem Frostversuch (Wassergehalt und Verdichtungsarbeit unverändert; Versuchsmischungen ruhig liegenlassen); Prüfmalter 28 Tage.

Verdichtung unmittelbar nach Einmischen des Zements bezogene relative Festigkeitsabfall; je geringer der Zementzusatz ist, desto rascher muß nach erfolgter Durchmischung verdichtet werden, um überhaupt noch tragbare Festigkeitswerte und geringe Frosthebungen zu erreichen. Derartige Wertminderungen können durch erhöhte Verdichtungsarbeit und wiederholtes Durchmischen des lockeren Gemisches weitgehend vermieden werden. Zu den starken Wertminderungen in Abb. 46 muß abschwächend gesagt werden, daß bei zunehmender Zeitspanne zwischen vollendeter Durchmischung und Verdichtungsbeginn die Festigkeiten im Laboratorium i. allg. relativ schneller abnehmen dürften als auf Baustellen, da im Laboratorium Schluff-Ton-Böden wesentlich besser homogenisiert werden können als im Felde und auch die Bindemittelmischung intensiver und gleichmäßiger ist. Da auf der Baustelle laboratoriumsmäßige „Idealfestigkeiten“ ohnedies nur beschränkt erreichbar sind und diese primär wohl nur als Vergleichswerte angesehen werden können, wird i. allg. eine zementverfestigte Tragschicht gleichermaßen beständig sein, ob sie nun unmittelbar nach Zementzugabe oder ca. 2—3 Stunden später — allerdings mit erhöhtem Verdichtungsaufwand — verdichtet wird.

Zementverfestigte Prüfkörper erreichten durch eine Verdichtung beim optimalen Wassergehalt oder knapp darüber nach Frosteinwirkung die größten Druckfestigkeiten (Abb. 26).

Kalkaufschluß mit Zementverfestigung:

Beim tonigen Boden I hat sich ein Aufschluß mit Kalk und nachfolgende oder gleichzeitige Zementverfestigung bewährt (Abb. 42). Boden II (stark kalzit- und dolomithaltiger Lößlehm) eignet sich nicht für einen Kalkaufschluß mit anschließender Zementverfestigung. Frosteinflüsse bewirken größere Tragfähigkeitsverluste als bei ausschließlich zementstabilisierten Versuchsmischungen (Abb. 43).

Versuchskörper aus karbonatisiertem bzw. hydratisiertem kalk- oder zementstabilisiertem Material verloren ihre ohnedies nur geringe Druckfestigkeit nach Frosteinwirkung vollends.

4. 4 2 ABNAHME DER ZUGFESTIGKEIT

Serienmäßige Zugfestigkeitsprüfungen wurden nur bei Boden I durchgeführt. Erwartungsgemäß ergaben sich bei den kalkstabilisierten Proben erst nach längerer Lagerungsdauer meßbare Werte (Abb. 47). Auch hier kann eine optimale Kalkzugabe festgestellt werden (Abb. 14). Ein mit steigender Reaktionszeit deutliches Absinken der relativen „Zugfestigkeitsverlust-Ziffer“ a_z fällt auf (Abb. 48).

$$a_z = \frac{\sigma_z}{\sigma_{zF}} \quad a_z \geq 100$$

σ_z Zugfestigkeit der normalgelagerten Probe
 σ_{zF} Zugfestigkeit der zugehörigen befohrenen Probe

Tafel 9

Wertminderung von Zementverfestigungen bei einer Verdichtung ca. 24 Stunden nach Zementemischung (5,0 Gew.-% Zement)
Wassergehalt unverändert

BODEN I

	Prüfalter 28 Tage			Prüfalter 270 Tage			
	Sofortverdichtung	Verdichtung nach 24 Stunden		Sofortverdichtung	Verdichtung nach 24 Stunden		
		einfache Verdichtungsarbeit*)	erhöhte Verdichtungsarbeit*)		einfache Verdichtungsarbeit		erhöhte Verdichtungsarbeit*)
					*)	**)	
1	2	3	4	5	6	7	8
Trockendichte (g/cm ³)	1,672	1,504	1,672	1,672	1,504	1,558	1,672
Druckfestigkeit (kp/cm ²)	8,30	4,18	6,88	17,0	5,40	9,11	15,7
Druckfestigkeit nach Wasserlagerung	5,08	2,65	3,74	12,7	3,55	5,98	10,2
Druckfestigkeit nach Frostversuch	4,80	1,25	3,63	9,65	3,00	5,02	8,26
Druckfestigkeit nach Frostversuch bei vorhergehender Wasserlagerung	4,37	1,15	3,32	7,72	1,64	4,06	6,84
Druckfestigkeit nach Frost-Tau-Versuch	0	0	0	3,14	0,32	1,24	3,00
Druckfestigkeit nach Frost-Tau-Versuch bei vorhergehender Wasserlagerung	0	0	0	0,07	0,03	0,05	0,05
Zugfestigkeit (kp/cm ²)	0,88	0,37	0,75	1,23	0,63	0,74	1,16
Zugfestigkeit nach Wasserlagerung	0,51	0,18	0,42	0,92	0,35	0,43	0,85
Wasseraufnahme (Gew.-%) bei 7tägiger Wasserlagerung	4,5	11,3	6,0	3,2	10,0	8,3	4,3
Frosthebung am Ende des 7-Tage-Frostversuches (cm)	0,9	2,5	1,1	0,5	1,0	0,8	0,5

BODEN II

Trockendichte (g/cm ³)	1,821	1,588	1,821	1,821	1,588	1,662	1,821
Druckfestigkeit (kp/cm ²)	22,5	7,85	20,6	34,8	15,8	23,6	33,2
Druckfestigkeit nach Wasserlagerung	19,5	6,30	19,2	31,4	12,9	18,4	30,5
Druckfestigkeit nach Frostversuch	19,5	4,80	18,1	31,0	12,9	18,0	28,8
Druckfestigkeit nach Frostversuch bei vorhergehender Wasserlagerung	19,2	4,60	17,8	28,6	12,0	16,8	28,2
Druckfestigkeit nach Frost-Tau-Versuch	16,8	0	16,0	29,3	12,6	17,4	27,0
Druckfestigkeit nach Frost-Tau-Versuch bei vorhergehender Wasserlagerung	15,9	0	13,6	28,3	12,0	16,5	26,7
Wasseraufnahme (Gew.-%) bei 7tägiger Wasserlagerung	2,0	10,9	3,2	0,8	9,8	7,8	2,2
Frosthebung am Ende des 7-Tage-Frostversuches (cm)	≤ 0,2	0,7	≤ 0,2	≤ 0,2	≤ 0,2	≤ 0,2	≤ 0,2

*) Boden-Zement-Gemisch ruhig liegen gelassen

**) Boden-Zement-Gemisch wiederholt durchgemischt

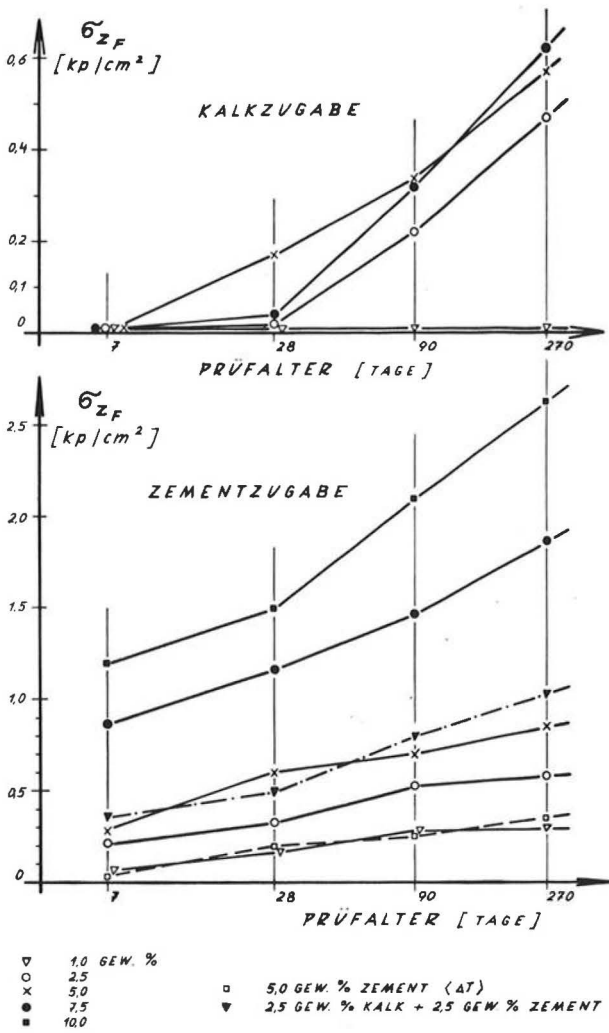


Abb. 47: Einfluß von Bindemittelzugabe und Prüfalter auf die Zugfestigkeiten nach dem Frostversuch; Boden I.

Der Verlust an Zugfestigkeit zementverfestigter Proben durch Frosteinwirkung war zwar bei geringer Bindemitteldosierung überraschend groß (Abb. 14), doch strebt dieser Abfall bei frostsicheren Stabilisierungen ($\geq 7,5$ Gew. % Zement; Kalkaufschluß mit Zementverfestigung) im Verlauf wiederholter Frostversuche einem Endwert zu. Bei geringen Zementbeigaben schreitet dieses Absinken der Zugfestigkeit kontinuierlich weiter, bis nach sehr langer Frosteinwirkung bzw. Frost-Tau-Wechseln der Boden gänzlich zerstört würde. Solche übermäßig strengen Beanspruchungen kommen aber in der Natur nicht vor und würden auch bei Frostversuchen im Laboratorium zu viel Zeit in Anspruch nehmen.

Die Zugfestigkeiten zu spät verdichteter zementstabilisierter Mischungen waren nach dem Frostversuch erwartungsgemäß kleiner (Abb. 47).

Versuchskörper aus kalk- oder zementstabilisiertem, jedoch karbonatisiertem Material verloren durch das Be-

frieren ihre Zugfestigkeit zur Gänze und zerflossen während des Auftauens teilweise zu einer breiigen Masse.

Orientierungsversuche ergaben, daß Boden II und alle übrigen im Rahmen anderer Untersuchungen geprüften Böden den am Boden I gefundenen Gesetzmäßigkeiten gehorchen. Das einzige bisher gefundene Ausnahmebeispiel bildet wieder *Boden III*, welcher schon im Soforteffekt auch bei Kalkstabilisierung erhöhte Zugfestigkeiten erreichte, die auch durch Frosteinwirkung nur geringfügig vermindert wurden.

4. 4 3 ABNAHME DER SCHERFESTIGKEIT

Die Abnahme der Kohäsion durch Frosteinwirkung folgt im Prinzip denselben Grundgesetzen wie die Verringerung von Druck- und Zugfestigkeit; der Reibungswinkel blieb praktisch unverändert.

4. 5 FROSTVERSUCHE UNTER BESONDEREN BEDINGUNGEN

Ein Nachteil der Versuchsanordnung, bei welcher das Befrieren der Prüfkörper bei konstant tiefen Temperaturen erfolgt, liegt darin, daß die in der Natur herrschenden Verhältnisse nicht genau nachgeahmt werden, da dort die Frostgrenze, d. h. die Zone der Eislinsenbildung von der Dauer und der Intensität der Frostperiode abhängt und somit ihre Höhenlage in bezug auf die Geländeoberkante erheblichen

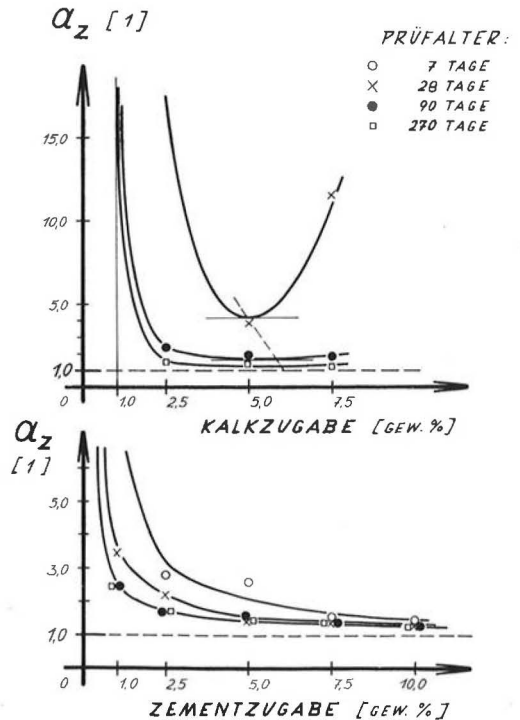


Abb. 48: Relative Zugfestigkeitsverlust-Ziffer nach Frostversuch in Abhängigkeit von Bindemittelzugabe und Prüfalter; Boden I. Kalkstabilisierung: $\alpha_z \approx \infty$ für ein Prüfalter von 7 Tagen (unabhängig von der Dosierung).

Schwankungen unterworfen sein kann. Außerdem beeinflusst die Frosteindringgeschwindigkeit Form und Größe der Eislinsen in der Art, daß bei besonders schnellem Frieren die Eisbildung nur in feineren, kleineren Linsen vor sich geht, wodurch das Bodengefüge nicht so sehr angegriffen und gelockert wird. Deshalb treten im Felde die größten Schäden vielfach dann ein, wenn die strengste Kälte erst nach mehrwöchigen Perioden milder Fröste einsetzt (12).

Es wurden daher vergleichsweise Langzeitversuche und Frost-Tau-Versuche durchgeführt, um ev. prinzipielle Unterschiede in den Ergebnissen, welche infolge verschiedenartiger Frostversuchstechniken gewonnen wurden, festzustellen.

4. 5 1 LANGZEITVERSUCHE

In der Praxis werden u. a. der Frostindex (Summe aller negativen mittleren Tagestemperaturen eines Winters) bzw. die Neigung der Temperatursummenkurven einzelner durchgreifender Frostperioden als Maßstab für die Strenge eines Winters und für die Frostgefährdung der Straßen angegeben (7, 12, 13). Die Langzeitversuche sollten an kalk- und zementstabilisierten Böden die Empfindlichkeit gegenüber einer flachen Temperatursummenkurve aufzeigen.

Die Versuche dauerten 28 Tage. Luft- und Wassertemperatur wurden dabei unregelmäßigen Schwankungen unterworfen, sodaß sich die Lage der Null-Isotherme im Prüfkörper öfters verschob. Es ergaben sich *qualitativ dieselben Ergebnisse* wie bei den Hauptversuchen (Lufttemperatur -24°C ; Wasserbad $+4^{\circ}\text{C}$; 7 Tage konstant).

Diese Versuchstechnik kommt wohl den unregelmäßigen Temperaturschwankungen in der Natur näher, liefert aber versuchsmäßig nur schlecht reproduzierbare Werte und erfordert großen Zeitaufwand.

4. 5 2 FROST-TAU-VERSUCHE

In Anlehnung an die amerikanischen Frostversuche nach ASTM D 560-57 wurden zylindrische Prüfkörper ($d:h = 6:12,5\text{ cm}$), die im Proctorgerät oder mittels statischer Verdichtung hergestellt wurden, einem 12-maligen Frost-Tau-Wechsel (1 Zyklus = 24 Std. Frost + 24 Std. Tau) von -23°C bis ca. $+20^{\circ}\text{C}$ (Raumtemperatur), Wasserbad $+4^{\circ}\text{C}$ unterworfen (Abb. 49).

Auch diese Versuche erbrachten *qualitativ dieselben Ergebnisse* wie die Hauptversuche, dieselbe Abhängigkeit der Frostempfindlichkeit kalk- und zementstabilisierter feinkörniger Böden von Art und Menge der Bindemittelbeigabe, von Lagerungszeit und Lagerungsbedingungen (Abb. 50; Tafel 6, 7). Auch nach durchgehendem Auftauen bleibende Längenänderungen befreoener Prüfkörper sind Gefügauflockerungen frostgefährdeter Versuchsmischungen zuzuschreiben (Abb. 50, 51). Durch geringe äußere Belastung kann das Porenvolumen des aufgelockerten Bodens wieder stark verringert werden.

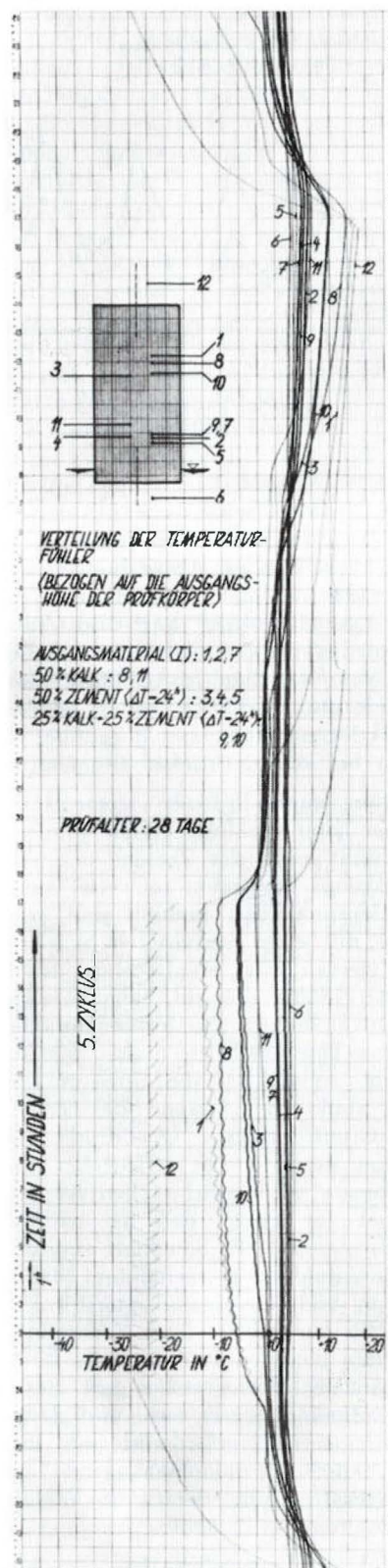


Abb. 49: Zeitlicher Temperaturverlauf in den Prüfkörpern beim Frost-Tau-Versuch (Proben bereits stark aufgelockert und wasserübersättigt).

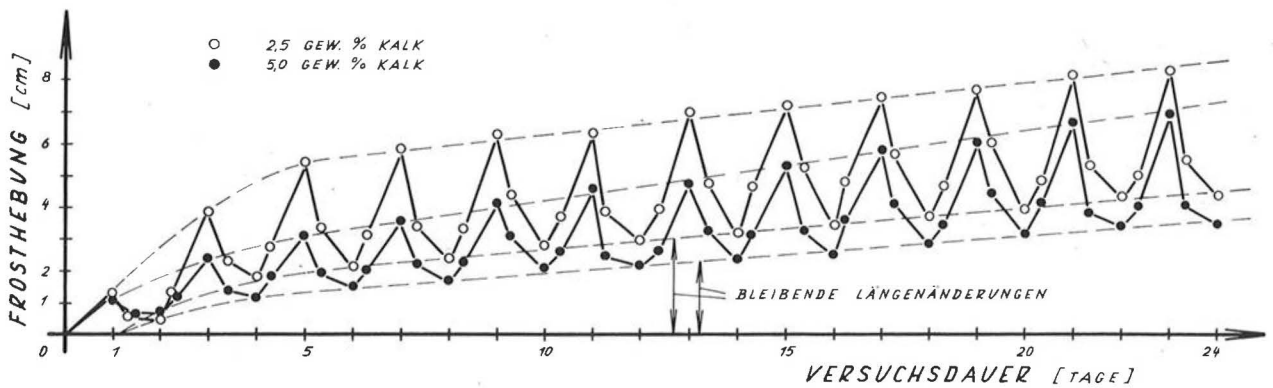


Abb. 50: Frosthebungen im Verlauf der Frost-Tau-Versuche; kalkstabilisierter Boden I; Prüfalter 7 Tage.

Die trotz prinzipieller Übereinstimmung der Ergebnisse aus den 7-Tage-Frostversuchen und den Frost-Tau-Versuchen sich ergebenden Abweichungen sind nicht so sehr Versuchsstreuungen zuzuschreiben, als vielmehr der strengeren Prüfung durch Frost-Tau-Zyklen, die vor allem bei zementstabilisierten bindigen Böden die Grenzen zwischen frostgefährdet und frostbeständig doch etwas schärfer festlegt als eine Prüfung auf Widerstandsfähigkeit gegenüber längeren Frostperioden bei konstant tiefen Temperaturen.

Die Witterungsempfindlichkeit zementstabilisierter Versuchskörper kann wie folgt erklärt werden: Bei einer Stabilisierung mit Zement sind die sekundären Bodenkrümel zumindest teilweise von Zement-Wasser-Reaktionsprodukten umhüllt und miteinander verklebt. Die mit einer verhärteten Schale versehenen Krümel werden zwar oberflächlich verstärkt und wasserwiderstandsfähig gemacht, behalten aber im Inneren ihre Quellfähigkeit und Wasserleitfähigkeit bei (14). Bei Frost-Tau-Versuchen nimmt mit fortschreitender Anzahl an Zyklen die Strukturauflockerung des Systems stark zu; während des Tauvorganges können auf Grund erhöhter Quelldrücke die durch Frosteinwirkung geschwächten verhärteten Schalen der Sekundäraggregate an Schwächestellen gesprengt werden. Dies hat zur Folge, daß bei nachfolgendem neuerlichem Frosteintritt die Saugkraft vergrößert wird und die Eislinsenbildung in verstärktem Maße eintritt. Frosteinwirkung und Tauvorgang unterstützen sich also wechselseitig bis zur vollständigen Zerstörung der zementbehandelten bindigen Prüfkörper. Je bindiger das Ausgangsmaterial ist, desto rascher geht diese allmähliche Gefügauflockerung vor sich, und desto höhere Zementdosierungen sind erforderlich, um im Boden-Bindemittel-Gemisch zusammenhängende erhärtete Bereiche zu schaffen, die derartigen Witterungseinflüssen standhalten (= Zementverfestigung).

Aus vorstehendem ist ersichtlich, daß Versuchsmischungen, bei denen die Quellfähigkeit des Bodens stark herabgesetzt wird, gegenüber Frost-Tau-Wechseln widerstandsfähiger werden: dies kann bei Boden I durch Beigabe von Kalk ($\geq 2,0$ Gew.%) oder ent-

sprechend hohem Zementzusatz erfolgen sowie durch Aufschluß mit Kalk und anschließende Zementverfestigung. Kombiniert stabilisierte Tonböden erweisen sich i. allg. gegenüber Frost-Tau-Zyklen als besonders widerstandsfähig. Die Druckfestigkeiten nach Versuchsende lagen z. B. bei Zugaben von 2,5 Gew. % Kalk + 2,5 Gew. % Zement zu Boden I über den nach Zusatz von 7,5 Gew. % Zement erreichten Werten (Prüfalter 270 Tage; Tafel 6). Dieser Festigkeitszuwachs zeigt sich jedoch erst nach Lagerungszeiten von ca. 2—3 Monaten.

5. AUSWERTUNG UND SCHLUSSFOLGERUNGEN FÜR DIE PRAXIS

Die im folgenden dargelegten Schlußfolgerungen wurden aus Laboratoriumsversuchen gewonnen. Bei der Übertragung der erzielten Ergebnisse in die Natur muß man sich darüber im klaren sein, daß die Prüfung auf Frostbeständigkeit im Frostraum zwar wesentlich strenger ist als es den Gegebenheiten im Felde entspricht, andererseits aber im Laboratorium ein ho-

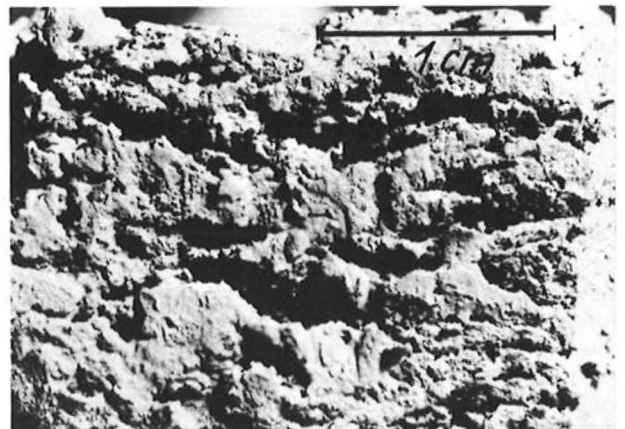


Abb. 51: Gefügauflockerungen stark frostgefährdeter Prüfkörper am Ende von 12 Frost-Tau-Zyklen.

mogeneres Durchmischen und gleichmäßigeres sowie rascheres Verarbeiten der Versuchsböden möglich ist.

Folgende Faktoren bestimmen die Frostbeständigkeit stabilisierter feinkörniger Böden (vergl. 15):

Plastizität, Kornverteilung, Porenstruktur sowie chemisch-mineralogischer Aufbau der Ausgangsböden

Art und Menge der Bindemittelbeigabe

Lagerungszeit

Einbauwassergehalt und erzielte Verdichtung

Lagerungsbedingungen

5. 1 STABILISIERUNG MIT KALKHYDRAT

Eine Stabilisierung mit Kalkhydrat wird bei bindigen Böden mit einer Plastizität $>12\%$ mit Vorteil angewandt. Die Veränderung der Bodenstruktur und Krümelstabilität (1) ermöglicht ein homogenes Mischen des stabilisierten Materials, welches infolge der Verschiebung der Proctorkurven bei einem höheren optimalen Einbauwassergehalt verdichtet werden kann. Der Boden wird unter teilweiser Ausschaltung von Quellen und Schwinden wasserbeständiger und erfährt eine weitgehende Verfestigung.

Die *Frostempfindlichkeit* kalkstabilisierter feinkörniger Böden hängt vor allem vom *Zeitraum* ab, welcher zwischen *Verdichtung* und *erster Frosteinwirkung* verstreicht: Eine Lagerungszeit unter 28 Tagen zeigt meist Eislinsbildungen, welche die der Ursprungböden teilweise um ein Vielfaches übertreffen. Nach 28 Tagen ist das Maß der Frostgefährdung auf den Wert des nichtstabilisierten Ausgangsmaterials gesunken, und erst nach ca. 90 Tagen kann eine mit der Zeit noch zunehmende Frostwiderstandsfähigkeit kalkstabilisierter Böden erwartet werden.

Obwohl tiefe Temperaturen bei der Herstellung kalkstabilisierter Schichten die Festigkeitszunahme nur geringfügig beeinträchtigen, sind Kalkstabilisierungen, welche besonders intensiven Frostwirkungen ausgesetzt werden sollen, möglichst im Frühjahr oder Sommer durchzuführen, da zeitlich noch nicht verfestigtes Material einer verstärkten Eislinsbildung nicht standhalten kann. Wenn jedoch feinkörnige Böden besonders hohe Basenaustauschfähigkeit, reaktionsfähige Kieselsäure etc. besitzen (z. B. tertiäre Rotlehme, interglaziale Verwitterungshorizonte usw.) wird infolge rascher, wirksamer Verfestigung schon nach einer Lagerungszeit von wenigen Tagen eine wesentlich erhöhte Frostbeständigkeit erzielt. Derartige Böden können ohne weiteres zur Herstellung kalkverfestigter oberer Tragschichten verwendet werden, doch soll auch hier auf einen bituminösen Oberflächenabschluß nicht verzichtet werden.

Bei der *Dosierung der Kalkhydratmenge* ist auf eine minimale und optimale Zugabe zu achten: Zugaben $\leq 1,0$ Gew. % erhöhen die Frosthebungen schluffiger und insbesondere bindiger Böden, da die Verbindung und Verkittung der Bodenteilchen bei

derart geringer Kalkhydratzugabe nur sehr lückenhaft wird. Außerdem verschieben die schon bei geringen Kalkzugaben einsetzenden Strukturumwandlungen die Kornverteilungskurven von Tonen in den schluffigen Bereich; die Zugfestigkeit wird gegenüber dem Ursprungboden herabgesetzt und die Durchlässigkeit erhöht, wodurch die Voraussetzungen zu verstärkter Eislinsbildung gegeben sind. Beimengungen zwischen 2,5 Gew. % und 5,5 Gew. % dürften i. allg. die weitgehendste Verbesserung nicht nur der Frostwiderstandsfähigkeit, sondern auch aller anderen Bodenkennwerte erzielen. Überreiche Kalkhydratzugaben verschlechtern die Bodeneigenschaften. Daher ist es unangebracht, bei Bauausführungen im Spätherbst durch besonders hohen Bindemittelzusatz eine frostsichere Kalkstabilisierung erzwingen zu wollen. Die Zeitspanne zwischen Verdichtung und erstem Frosteintritt sollte mindestens 2 Monate betragen und kann ebenso wie die Bindemitteldosierung nur dann ermäßigt werden, wenn Frostversuche im Laboratorium auf eine besonders rasche und hohe Festigkeitszunahme hinweisen. Ev. tiefere Außentemperaturen sind nicht Ursache für spätere Frostaufbrüche, da Bodenstabilisierungen mit Kalk auch bei Temperaturen knapp über dem Gefrierpunkt erfolgreich durchgeführt werden können, wobei sich gegenüber Bauausführungen bei $+20^{\circ}\text{C}$ keine nennenswerte Erhöhung der Witterungsempfindlichkeit ergibt.

Wird ein mit Kalkhydrat stabilisierter Boden unmittelbar nach der Verdichtung überflutet (z. B. langanhaltende Regenfälle usw.) so greifen Quelldrücke sein Gefüge stark an, die CO₂ hältige Luft wird aus den Poren verdrängt, und es ist vor allem bei schluffigen Böden, aber auch bei Tonen mit erhöhten Frosthebungen und Tragfähigkeitsverlusten zu rechnen. (Der Einfluß des Luftporengehaltes auf den Festigkeitszuwachs kalkstabilisierter Böden konnte u. a. in Versuchen festgestellt werden, bei denen ein Quellen der Prüfkörper infolge Wasserlagerung durch Einzwängen derselben in starre Stahl- bzw. Kunststoffzylinder verhindert wurde). Ein Austrocknen im Soforteffekt erweist sich ebenfalls als ungünstig, da zum Ablauf der chemischen Reaktionen im Boden-Bindemittel-System ausreichend Wasser benötigt wird. Kalkstabilisierte Bodenschichten als obere Tragschichten müssen daher möglichst bald einen Oberflächenabschluß erhalten, der umso größer sein sollte, je bindiger das Grundmaterial ist.

Wird dem kalkstabilisierten Boden die Möglichkeit der zeitlichen Verfestigung, welche mit einer allmählichen Verminderung der Durchlässigkeit verbunden ist, gegeben, so wird die Frostsicherheit bei Tonen weitgehend erhöht. Bei chemisch trägeren Schluffen, Lößlehmern geringer Plastizität usw. wird die Eislinsbildung ebenfalls herabgesetzt, doch bleibt i. allg. eine geringere Widerstandsfähigkeit gegenüber Frost-Tau-Zyklen bestehen. Im Vergleich zum Ausgangsmaterial besitzen letztere, mit Kalkhydrat verfestigte Bodenschichten natürlich schon eine wesentlich höhere

Tragfähigkeit und auch Witterungsbeständigkeit (bei Zusätzen über 2,5 Gew.% Kalkhydrat tritt trotz Gefügeauflockerung kein Zerfließen zu einer breiigen Masse ein).

Verstreicht zwischen Kalkeinmischung in den Boden und Verdichtung des Gemisches ein gewisser Zeitraum, wird die Verdichtungsfähigkeit zwar geringfügig herabgesetzt, der optimale Wassergehalt jedoch erhöht. Tragfähigkeit und Frostbeständigkeit des stabilisierten Bodens werden nicht vermindert, wenn diese Zeitspanne 24 Stunden nicht wesentlich überschreitet. Ein längeres Liegenlassen (mehrere Tage) des Boden-Kalk-Gemisches im unverdichteten Zustand ist nicht zu empfehlen, da im Freien infolge Feuchtigkeit und Luftzutrittes eine fortschreitende Karbonatisierung der oberen Schichten einsetzt, die die Bodeneigenschaften verschlechtert. Ungünstig ist also nicht ein beginnendes Erhärten der Kalk-Boden-Krümel, sondern langandauernder intensiver Luftzutritt. Damit ist die Frage, ob kalkstabilisierte Güterwege, welche erst kurz vor Wintereinbruch verdichtet wurden und daher Frostaufbrüche zeigten, im Frühjahr aufgerissen und nach erfolgter Austrocknung wieder verdichtet werden können, eher zu verneinen. Werden diese beschädigten Wege nachverdichtet, ohne daß dem Material die Möglichkeit zur Karbonatisierung gegeben wird, so bleiben diese Strecken in den darauffolgenden Jahren i. allg. frostbeständig. Das bedeutet, daß durch Frosteinwirkung in früherem Reaktionsstadium die Erhärtung und „puzzolanen“ Reaktionen des Kalk-Boden-Gemisches wohl unterbrochen werden, daß aber die Möglichkeit einer im nachhinein noch fortschreitenden Verfestigung bestehen bleibt. Diese den Frostversuchen entnommenen Folgerungen stehen im Einklang mit praktischen Erfahrungen beim Güterwegebau.

Der Einbauwassergehalt, welcher die größte Frostsicherheit bedingt, liegt i. allg. etwas unterhalb des optimalen nach Proctor. Kalkstabilisierte Böden sind hinsichtlich ihrer Frostempfindlichkeit relativ (zu zementverfestigten Böden) empfindlicher gegen größere Abweichungen vom optimalen Wassergehalt, weshalb bei Bauausführungen an heißen Sommertagen der Einfluß der Verdunstung besonders zu beachten ist.

Eine — nach entsprechender Erhärtungszeit — absolute Frostbeständigkeit wird durch Stabilisieren mit Kalkhydrat nur bei solchen bindigen Böden erreicht, welche infolge ihres besonderen chemischen und mineralogischen Aufbaues zu ausreichender Verfestigung neigen (Boden III). Doch kann die Frostwiderstandsfähigkeit der meisten kalkstabilisierten Schluff-Ton-Böden als durchaus genügend für eine Untergrundverfestigung angesehen werden. Aus den bisherigen Ergebnissen einiger Versuchsstrecken der öö. Landesregierung kann geschlossen werden, daß durch Beigaben von 0,1 — 0,2 Gew.% Allphob (16) die Witterungsbeständigkeit kalkstabilisierter Schichten noch um ein Vielfaches erhöht wird.

5. 2 VERFESTIGUNG MIT ZEMENT

Eine Stabilisierung mit Zement wird bei Böden mit einer Plastizität <18 Gew.% mit Vorteil angewandt. Bei stark plastischen Böden wird sie wegen des hohen Aufwandes an Zerkleinerungs- und Mischarbeit und wegen des hohen Zementbedarfes meist unwirtschaftlich, da eine Krümelbildung, wie sie von der Kalkstabilisierung her bekannt ist, nur in geringerem Maße auftritt und der Boden vor allem bei niedriger Bindemittelbeigabe nicht für ein erleichtertes Verarbeiten aufgeschlossen wird.

Die Erhöhung der Frostbeständigkeit zementverfestigter Böden läuft der Erhöhung der Bindemittelzugabe konform. Da die Bodenverfestigung mit Zement auch zur Herstellung oberer Tragschichten oder als selbständige Befestigung angewendet werden kann, sind in diesem Fall besondere Anforderungen zu stellen:

Eine im Laboratorium erreichte Zylinderdruckfestigkeit ($d:h = 1:2$) von 15 kp/cm², ermittelt an befrorenen Prüfkörpern kann als ausreichend betrachtet werden. Zugfestigkeiten des ungefrorenen wassergelagerten Bodens von ca. 4,0 kp/cm² sollen nicht wesentlich überschritten werden, da der zementstabilisierte Boden nur bei geringerer Festigkeit Tragfähigkeitseigenschaften besitzt, die ihn zwischen die starren und die flexiblen Tragschichten stellen. Eine überreiche Bindemitteldosierung erzeugt daher einen Sprödkörper, der zu u. U. schädlicher Rissebildung neigt.

Ein Anwachsen der Frostbeständigkeit zementstabilisierter Schluffe und Tone gleichlaufend mit einer zeitlichen Verfestigung und Verminderung der Durchlässigkeit kann angenommen werden. Die Reaktionszeit ist hinsichtlich der Frosthebungen i. allg. nicht von solch ausschlaggebender Bedeutung wie bei der Bodenstabilisierung mit Kalkhydrat. Zementschädliche Bestandteile im Boden können allerdings die Verfestigung etwas beeinträchtigen.

Aus derzeit noch nicht abgeschlossenen mehrjährigen Versuchsreihen ist bereits zu erkennen, daß zwischen eintretende Frosteinwirkungen (ca. alle 9—11 Monate) den langanhaltenden zeitlichen Verfestigungsverlauf zementstabilisierter Schichten nur geringfügig beeinträchtigen. Je nach Bodenart wird der Einfluß umso geringer sein, je witterungsbeständiger sich das Material beim ersten Frosteintritt nach der Verdichtung erwiesen hat.

Bodenverfestigungen mit Zement unterscheiden sich grundsätzlich von Zementbeton, da der Begriff des Wasser-Zement-Faktors nicht übertragen werden kann, sondern der für die Verdichtung günstigste Wassergehalt maßgebend ist. Die Frostbeständigkeit zementstabilisierter bindiger Böden wird am größten, wenn sie bei einem Einbauwassergehalt knapp oberhalb des optimalen verdichtet werden. Je höher die Bindemittelbeigabe ist, desto höher soll der Einbauwassergehalt sein und desto größere Abweichungen von diesem günstigsten Wassergehalt sind gestattet, ohne daß

die Frostwiderstandsfähigkeit des verfestigten Bodens ernstlich herabgesetzt wird. Zu trocken eingebautes Material verhält sich ungünstiger als zu naß eingebrachtes, obwohl die Druckfestigkeiten ungefrorener, normalgelagerter zu trocken verdichteter Prüfkörper fallweise etwas höhere Werte erreichen.

Ein Austrocknen der zementverfestigten Schichte unmittelbar nach Herstellung soll tunlichst vermieden werden, da dadurch dem Bindemittel ein Teil des zum Ablauf der Hydratation erforderlichen Wassers entzogen wird. Ebenso wirkt sich bei zu geringen Zementdosierungen übermäßiger Wasserandrang (langanhaltende Regenfälle etc.) sofort nach dem Verdichten ungünstig aus und ermöglicht eine etwas stärkere Eislinnenbildung mit erhöhtem Tragfähigkeitsverlust beim Auftauen.

Bei der Verfestigung mit Zement soll — im Gegensatz zur Kalkstabilisierung — nach vollendetem Einmischen von Bindemittel und ev. Wasser sofort verdichtet werden. Je größer der Anteil bindiger Bestandteile im Boden ist, desto nachteiliger wirkt sich ein zu spätes Verdichten aus. Die Durchlässigkeit und Wasserempfindlichkeit wird umso größer, die zeitliche Verfestigung und somit auch die Frostbeständigkeit hingegen umso geringer sein, je länger das Gemisch im unverdichteten Zustand liegengelassen wird. Es ist zu empfehlen, zementstabilisierte Böden spätestens eine halbe bis eine Stunde nach Bindemittelmischung zu verdichten. Gemische, welche 4 Stunden oder länger liegenbleiben, beginnen in Knollen zusammenzukleben, da der Zement zu hydratisieren begonnen hat. Wird das Material tatsächlich länger in lockerem Zustand belassen, so sollte es vor dem Verdichten zumindest noch einmal durchgemischt werden, da sich dann weniger große Klumpen bilden, sodaß das Verdichten leichter durchgeführt werden kann. Die Frostbeständigkeit nochmals — insbesondere aber ständig — durchmischer Böden ist größer als bei solchen, welche gleichlang ruhig liegengelassen werden, vor allem dann, wenn durch erhöhte Verdichtungsarbeit dieselbe Proctordichte wie bei Sofortverdichtung des frischen Gemisches erreicht wird. Ist das Ausgangsmaterial zu trocken, sollte zunächst nur Zement eingemischt werden. Es ist zu empfehlen, erst im nachhinein Wasser aufzusprühen und schließlich nochmals durchzumischen, da durch das vorerst mangelnde Wasserangebot eine Hydratisierung wesentlich träger vor sich geht.

An zementverfestigten Bodenschichten treten häufig Rissebildungen auf, wenn die Flächen kurz nach ihrer Verdichtung mit schweren Lastfahrzeugen und Erdbaugeräten befahren werden. Dieses, einem Sprödkörper ähnliche Verhalten zementstabilisierter Böden ist deshalb besonders nachteilig, weil in der beschädigten Schichte der eingebrachte Zement schon weitgehend abgebunden hat und die Wirksamkeit einer ev. Nachverdichtung nur mehr gering ist.

5. 3 KALKAUFSCHLUSS MIT ZEMENT-VERFESTIGUNG

Böden *höherer Plastizität* können durch Zementbeigabe schwer aufgeschlossen werden, da eine Strukturumwandlung nur in bescheidenerem Maße eintritt und sich beim Mischen klebrige Klumpen bilden, die ein Homogenisieren weitgehend erschweren.

Es besteht die Möglichkeit, solche Böden durch Zusatz geringer Kalkmengen zu zerkleinern, mischfähig zu machen und anschließend durch entsprechend hohe Zementbeigaben beliebig zu verfestigen. Die Kombination der Bindemitteldosierung „wenig Kalk — ausreichend Zement“ erzielt wesentlich höhere Festigkeitswerte und Frostbeständigkeiten als ein Übermaß an Kalkbeigabe und nachfolgende sparsame Zementdosierung.

Solcherart behandelte Böden zeigen schon im Soforteffekt große Frostbeständigkeit, welche im Laufe der Zeit noch bedeutend zunimmt. Die anfänglich i. allg. frosttreibende Wirkung der Kalkstabilisierung wird schon einige Tage nach Verdichtung infolge einer anschließenden oder gleichzeitigen Zementverfestigung überbrückt, da letztere die Zugfestigkeit erhöht und die Durchlässigkeit herabsetzt. Auch in diesem Fall soll sofort nach Zementeinmischung verdichtet werden. Für die Praxis besagen diese Ergebnisse, daß bindige Böden bei Bauausführungen im Spätherbst mit Kalk nur aufgeschlossen, die eigentlich wirksame Verfestigung jedoch mit Zement durchgeführt werden soll.

Bei vielen Böden, vor allem bei *Tonen*, ergeben sich bei einer Stabilisierung dieser Art Proctorkurven ohne den üblichen Scheitelpunkt. Ein plausibler „optimaler Wassergehalt“ kann in diesen Sonderfällen aus dem Maximum der Zylinderdruckfestigkeiten nach dem Frostversuch ermittelt werden, da diese ebenfalls in Abhängigkeit vom Verdichtungswassergehalt schwanken (Abb. 33). Meist fällt dieses Optimum mit einem Wendepunkt in der Proctorkurve zusammen und führt auch zu geringsten Frosthebungen.

In der Regel steigt der optimale Wassergehalt mit zunehmender Zeitspanne zwischen Kalkeinmischung und Zementzugabe an, sodaß ein einwandfreies Verdichten bei höherem Einbauwassergehalt möglich wird.

Einen Nachteil des Kalkaufschlusses mit *anschließender* Zementverfestigung stellt für die Praxis die Tatsache dar, daß der Boden zweimal durchgearbeitet werden muß. Eine Stabilisierung dieser Art wird aber dennoch mit Vorteil angewendet, wo z. B. aufgeweichte Zufahrtswege zu Baustellen vorerst befahrbar gemacht und erst im nachhinein verfestigt werden sollen, da ein mit Kalk behandeltes Erdplanum im Gegensatz zu einem zementverfestigten bereits unmittelbar nach vollendeter Verdichtung von gummibereiften Erdbaugeräten befahren werden kann.

Untersuchungen im Rahmen der vorliegenden Arbeit haben gezeigt, daß bei *Schluffen* mit einer Plastizität

< 10% Aufschließen mit Kalk und nachfolgende Zementverfestigung vielfach unzweckmäßig ist und eine sofortige Stabilisierung mit einer entsprechend hohen Zementbeigabe wesentlich vorteilhafter angewendet wird (vor allem bei hohem Dolomit- und Kalzitgehalt des Ausgangsmaterials).

Da der Effekt der Bodenaustrocknung durch Kalkzugabe für Baustellenverkehr häufig erwünscht ist, werden i. allg. auch schluffige Böden geringer Plastizität kombiniert stabilisiert. Solange die zugegebene Kalkmenge 2—3 Gew.% nicht überschreitet, kann dieses Verfahren als Bauhilfsmittel auch bei solchen Böden mit gewissen Vorbehalten durchgeführt werden.

Im Rahmen ausgedehnter Versuchsreihen wurden Tonen auch Kalk und Zement in einem Arbeitsgang *gleichzeitig* beigegeben. Die Böden konnten vollkommen homogen durchgemischt werden und erreichten Güteeigenschaften, welche nur geringfügig unter denjenigen lagen, die durch getrenntes, zweimaliges Stabilisieren erzielt wurden.

5. 4 ALLGEMEINES

Kalk- und auch zementstabilisierte Böden werden zu unbrauchbarem Baumaterial, wenn sie längere Zeit in unverdichtetem Zustand Luft und Feuchtigkeit ausgesetzt sind und somit *karbonatisieren* bzw. *hydratisieren*. Das Material wird griesig, erfährt keine zeitliche Verfestigung mehr und wird in höchstem Maße frosttreibend. Nur der gegenüber dem Ausgangsboden erhöhte Reibungswinkel bleibt erhalten oder steigt infolge Kristallverfaltungen sogar geringfügig an. Abschwächend muß jedoch gesagt werden, daß auf der Baustelle ein Karbonatisieren der Boden-Bindemittelmischungen wohl kaum derart intensiv und rasch vor sich geht wie an den im Laboratorium locker ausgebreiteten Teilmengen.

6. VORSCHLÄGE zur Abschätzung der Frostbeständigkeit kalk- und zementstabilisierter Ton-Schluff-Böden

a) Stabilisierte Prüfkörper *unmittelbar nach dem Verdichten* unter Wasser setzen; zerfallen sie, so bedeutet dies:

Bei *Kalkzugabe*: eine Abnahme der Frosthebung gegenüber dem Ausgangsboden ist nach entsprechender Reaktionszeit (≥ 2 Monate zwar zu erwarten, die absoluten Werte der Frosthebungen bleiben jedoch bedenklich; eine gewisse Empfindlichkeit gegenüber Frost-Tau-Zyklen besteht trotz richtiger Bindemitteldosierung auch nach längerer Reaktionszeit. Das Kriterium gibt nur einen groben Anhaltspunkt.

Bei *Zementzugabe*: die Dosierung ist zu gering und muß entsprechend erhöht werden. Plastische Tone reagieren auf diesen Versuch besonders deutlich. Bei Schluffböden sollten zur Bestimmung ausreichender Ze-

mentzugaben zusätzlich Druckversuche durchgeführt werden.

b) *Druckversuche* an 7 Tage alten Prüfkörpern liefern keine Hinweise auf Witterungsbeständigkeit bzw. zeitliche Verfestigung *kalkstabilisierter* Ton-Schluff-Böden. Bei *Zementverfestigungen* wäre eine 7-Tage-Druckfestigkeit (d:h = 1:2) von ca. 15,0 kp/cm² zu empfehlen. Bei Wasserlagerung soll der Festigkeitsabfall höchstens 20—25% betragen.

c) *Zugversuche*:

Für *Kalkstabilisierungen* genügen zum Zeitpunkt des Frosteintrittes 1,0 kp/cm² (für untergeordnete Zwecke 0,7 kp/cm²), bei *Zementverfestigungen* 1,8 kp/cm². (Der höhere Wert ergibt sich aus einer Witterungsempfindlichkeit zementstabilisierter Böden gegenüber Frost-Tau-Zyklen, die vor allem bei plastischen Tonen trotz verhältnismäßig hoher Zugfestigkeit des Boden-Zement-Gemisches bestehen bleibt). Zusätzlich wird bei Kalk- und Zementverfestigungen vorausgesetzt, daß die Verminderung der Zugfestigkeitswerte infolge Wasserlagerung nicht mehr als 20—25% betragen soll.

Aus 7- bis 28-Tage-Druck- bzw. Zugfestigkeiten können unter der Annahme eines halblogarithmisch-linearen Verfestigungsgesetzes (siehe 3.5; 3.6) die Festigkeitswerte nach längerer Reaktionszeit ermittelt werden. Das Ergebnis einer derartigen Extrapolation liegt jedenfalls auf der sicheren Seite.

d) *Frostversuche*:

Bestimmt werden Frosthebungen, Wasseraufnahme sowie Druckfestigkeit vor und nach dem Versuch. Frosthebungen $\leq 0,3$ (—0,5) cm am Ende eines 7-tägigen Versuches bei $\geq -24^\circ\text{C}$ Luft- und ca. $+4^\circ\text{C}$ Wassertemperatur sind unbedenklich (Probenabmessungen: $\phi = 6,0$ cm, Höhe = 12,5 cm). Frostprüfungen ohne fortlaufende Wasserzufuhr sind nicht zu empfehlen (vergl. 4. 1.).

Aus Frostversuchen an *kalkstabilisierten* Prüfkörpern, deren Lagerungszeit unter 28 Tagen liegt, kann in vielen Fällen nur wenig ausgesagt werden, da bei Kalkzugabe die Reaktionszeit den entscheidenden Einfluß ausübt. Zeigen Versuchskörper bei einem Prüfalter von 7—28 Tagen Frosthebungen $\leq 0,50$ cm und einen Tragfähigkeitsverlust $\leq 25\%$, so können derartige Versuchsmischungen jedenfalls als hinreichend frostbeständig angesehen werden.

Zementstabilisierte Proben sollen bei einem Prüfalter von 28 Tagen Frosthebungen $< 0,30$ cm zeigen und nach Frosteinwirkung Druckfestigkeiten von ca. 15 kp/cm² besitzen. Bei Zementverfestigungen sind Frost-Tau-Versuche zu empfehlen, da bei dieser Art der Versuchsdurchführung die erforderliche Bindemitteldosierung genauer als durch eine Prüfung bei konstant tiefen Temperaturen festgelegt werden kann:

Meßgrößen beim Frost-Tau-Versuch (Probenabmessungen: $\phi = 6,0$ cm, h=12,5 cm; Lufttemperatur -23°C

bis ca. +20° C; Wasser +4° C; 12 Zyklen, je 24 Std. Frost + 24 Std. Tau; Prüfdauer 28 Tage):

Frosthebungen: < 0,20 cm.

Druckfestigkeiten nach dem Versuch: 7—15 kp/cm² je nach Beanspruchung der Schichte bzw. Jahreszeit der Bauausführung.

Genormtes Abbürsten der Prüfcylinder nicht erforderlich.

Bei 7-tägiger Wasserlagerung der Proben vor Frost- bzw. Frost-Tau-Versuchen können die genannten Druckfestigkeitswerte um 30% ermäßigt werden. Maßgebend ist jener Wert, der die größere Bindemitteldosierung ergibt. Es erscheint als zu streng, die maximal zulässige Abnahme der Druckfestigkeiten infolge Frosteinwirkung mit ca. 25% festzulegen, da sich dadurch bei bindigen Böden vielfach zu hohe Zementdosierungen ergeben würden.

Zur *praktischen Durchführung* der angeführten Vorschläge ist grundsätzlich folgendes zu bemerken:

Da auf der Baustelle Bodenzerkleinerung, Bindemittelmischung und ev. Wasserzugabe nicht laboratorienmäßig durchgeführt werden können, sind für die Praxis Untersuchungsmethoden anzuwenden, bei denen die Feldbedingungen möglichst eingehalten werden. D. h. es sollte bereits im Laboratorium bei Bodenzerkleinerung, Bindemittelmischung und Verdichtung

die spätere Baudurchführung (Wirkungsgrad und Arbeitsweise der einzusetzenden Maschinen, zeitlicher Bauablauf etc.) berücksichtigt werden, um möglichst zutreffende Vergleichswerte zu erhalten.

Es wären daher bei derartigen Versuchen Boden-Zement-Mischungen erst einige Zeit später im Proctorgerät zu verdichten, ein voraussichtlicher Zerkleinerungs- und Durchmischungsgrad erfahrungsgemäß zu berücksichtigen usw. Daraus ergeben sich bei Zementverfestigungen zwangsweise etwas höhere Dosierungen, die aus arbeitstechnischen Gründen stets über 3,0 Gew.% liegen sollen. Bei Stabilisierungen mit Kalk ist der zeitliche Bauablauf von untergeordneter Bedeutung. Zerkleinerungs- sowie Durchmischungsgrad wären jedoch auch hier zu beachten.

*

Die Versuche wurden im Erdbaulaboratorium der TH Wien im Rahmen des wissenschaftlichen Langzeit-Programmes durchgeführt und sind von der Forschungsgesellschaft für das Straßenwesen in dankenswerter Weise durch finanzielle Zuwendungen gefördert worden.

Schrifttum

- (1) Brand, W.: „Der Einfluß von Kalziumhydroxyd auf die Eigenschaften schluffiger Böden im Straßenbau“. Diss. TH. Aachen, 1962.
- (2) Borowicka, H.: „Die Festigkeitseigenschaften der Böden“. Forschungsgesellschaft f. d. Straßenwesen im ÖIAV, Arbeitsgruppe Untergrundforschung, Tagungsberichte der Arbeitsgruppe Untergrundforschung 1963, Heft 23.
- (3) Borowicka, H.: „Bodenmechanik — Felsmechanik“. Österreichische Ingenieur-Zeitschrift, 107. Jhg., Heft 6.
- (4) Hollemann-Wiberg: „Lehrbuch der anorganischen Chemie“. 57—70. Auflage, 1964. Walter de Gruyter & Co., Berlin.
- (5) Springenschmid, R.: „Praktische Hinweise für den Bau von Bodenzementverfestigungen mit Mehrgangmischern“. Bauen für den Verkehr/5, Beton-Verlag GMBH, Düsseldorf.
- (6) Ruckli, R.: „Der Frost im Baugrund“. Wien, Springer-Verlag, 1950.
- (7) „Factors Influencing Ground Freezing“. HRB., Bull. 135 (1956), Washington.
- (8) „Die Verfahren der Bodenverfestigung“. Forschungsgesellschaft für das Straßenwesen e. V. Köln, Schriftenreihe der Arbeitsgruppe Unterbau. Heft 1. Kirschbaum Verlag, 1960.
- (9) Aichhorn, W.: „12 Jahre Erfahrung bei Bodenstabilisierungen“. Sonderdruck aus Straßen- und Tiefbau, Heft 6/1960.
- (10) „Tagungsberichte der Arbeitsgruppe Untergrundforschung 1960—1961“. Heft 20. Forschungsgesellschaft f. d. Straßenwesen im ÖIAV, 1962.
- (11) Springenschmid, R.: „Über Bodenverfestigungen mit Zement“. Diss. TH. Wien, 1958.
- (12) Kübler, G.: „Der Einfluß der Witterungsfaktoren auf die Frostgefährdung von Straßen“. Bundesanstalt für Wasserbau — Wissenschaftliche Berichte, Heft 3. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin - München, 1964.

- (13) Brown, W. G.: „Difficulties Associated with Predicting Depth of Freeze or Thaw“. Canadian Geotechnical Journal, Volume I, Nr. 4 / November 1964.
- (14) Winterkorn, H. und Aichhorn, W.: „Grundlagen der Bodenstabilisierung im Straßen- und Wegebau“. Im Selbstverlag der Forschungsgesellschaft f. d. Straßenwesen im ÖIAV, Arbeitsgruppe Untergrundforschung, 1960.
- (15) Brandl, H.: „Die Änderung der bodenphysikalischen Kennziffern und Festigkeitseigenschaften kalk- und zementstabilisierter Böden durch Frosteinwirkung“. Diss. TH. Wien, 1966.
- (16) Stegmüller, L.: „Das Wasserperrverfahren nach Stegmüller“. Straßen- und Tiefbau (1958), Heft 12.

E-Modul-Ermittlung und Gebirgsdruckmessung in glazialen Tonen und tertiären Mergeln südlich von München

von Paul von Soos

1. VORBEMERKUNG

Zur Erweiterung der Wasserversorgung Münchens soll das im Quellgebiet bei Oberau zu fassende Wasser in einem über 60 km langen Stollen den Wasserbehältern bei Baierbrunn zugeleitet werden. Der geplante Stollen verläuft 80 — 120 m unter der Geländeoberfläche. In seinem nördlichen Abschnitt kann er aus dem nahe gelegenen Isartal durch Fensterstollen aufgeföhren werden (Abb. 1). Die Geländeform ist hier durch die Gletschertätigkeit der letzten Eiszeit geprägt. Der Untergrund besteht daher aus mehr oder minder verlehmtten Moränenkiesen, die die großmächtigen tertiären Süßwasserablagerungen (obere Süßwassermolasse) überdecken. Stellenweise hat die Tätigkeit der Gletscher die Tertiäroberfläche tiefer ausgearbei-

tet. Solche Mulden des Tertiärs wurden zwischen den Eiszeiten durch Seetone ausgefüllt. Der geplante Hauptstollen wird teils durch tertiäre Mergel, teils durch Seetone, teils aber auch durch Moränenkiese führen. Auch die Fensterstollen bei Schäftlarn und Icking, die 1964/65 vorgetrieben wurden, mußten diese Formation durchörtern. Sie boten daher eine willkommene Gelegenheit, erste Erfahrungen über das Verhalten des Gebirges beim Vortrieb zu sammeln, und ließen es zu, rechtzeitig Verformungs- und Spannungsmessungen im Gebirge auszuführen, um Daten für eine zuverlässigere Bemessung der Auskleidung des Hauptstollens zu gewinnen. Die Direktion der Wasserwerke München hat diese Gelegenheit intensiv genutzt und hat neben den vom Institut für Grundbau und Bodenmechanik der TH. München (Direktor o. Prof. Dr. R. Jelinek) ausgeführten bodenmechanischen Untersuchungen auf Vorschlag von Prof. Dr. L. Müller, Salzburg / Karlsruhe, durch die „Interfels“, Salzburg, auch Deformationsmessungen und E-Modul-Bestimmungen mit der Radialpresse der Tiwag und, auf Anregung des Verfassers, durch die Technique Louis Menard ergänzende E-Modul- und Gebirgsdruckmessungen ausführen lassen. Gegenstand dieses Berichtes sind die Ergebnisse der letztgenannten Messungen. Die Ergebnisse der bodenmechanischen Untersuchungen werden nur zur Beschreibung des Gebirges, die Messungen von Interfels nur in dem Maße angeführt, als es der Vergleich und die Einordnung der Ergebnisse erfordert.

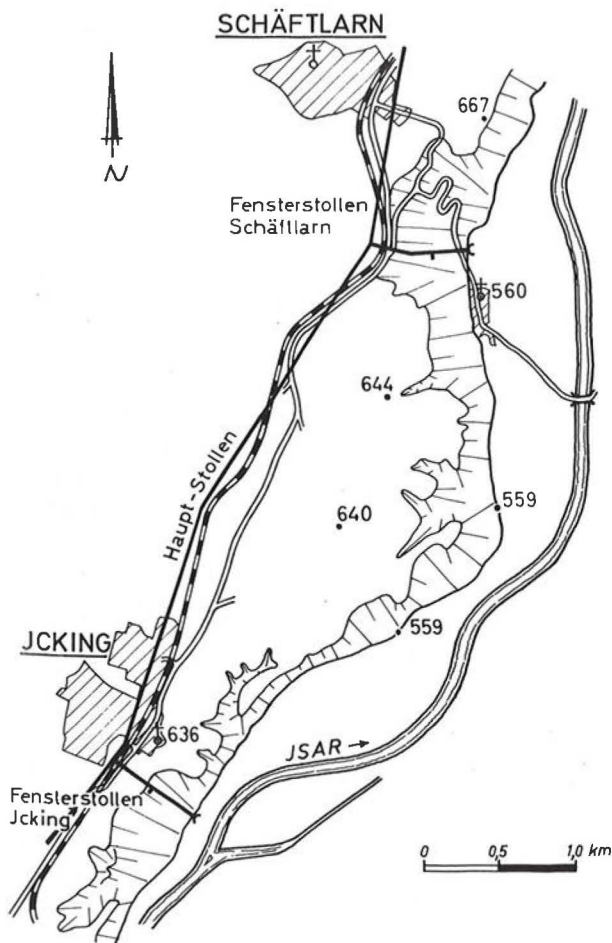


Abb. 1: Situationsplan mit Lage der Fensterstollen

2. FENSTERSTOLLEN ICKING

2. 1 Geologische Situation und bodenmechanische Kennzahlen

Der Fensterstollen Icking, der vom Stollenmund zunächst durch quartäre Ablagerungen geführt werden mußte, liegt etwa ab Station 150 m in tertiären Mergeln der oberen Süßwassermolasse (vgl. Abb. 2). Die Versuche wurden bei Station 340 m ausgeführt, wo von einer seitlich gelegenen Meßkammer aus ein eigener Versuchsstollen von 12 m Länge und 2,66 m ϕ für die Versuche mit der Radialpresse und für Deformationsmessungen aufgeföhren worden war.

Die Überlagerung des Fenster- und des Meßstollens beträgt hier etwa 65 m, davon etwa 49 m quartäre Schichten und 16 m Mergel (vgl. Abb. 2). Bei einem mittleren Raumgewicht der quartären Schichten von $\gamma = 2,3 \text{ t/m}^3$ und der Mergel von $\gamma = 2,4 \text{ t/m}^3$ beträgt in dieser Tiefe die Überlagerungsspannung $\sigma_v = 15,1 \text{ kg/cm}^2$.

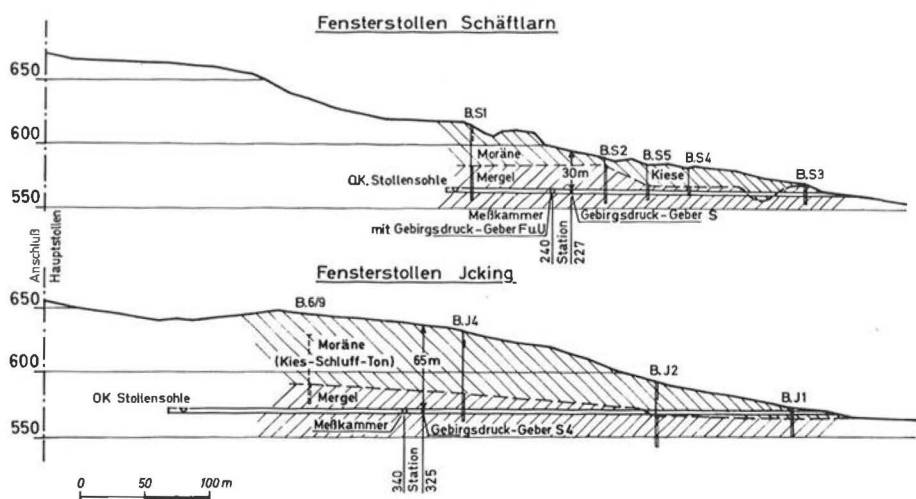


Abb. 2: Längsschnitt durch die Fensterstollen Icking und Schäftlarn

Die vom Stollen aufgefahrenen Mergel sind stark geschichtet. Da wir uns in der ungefalteten Molasse befinden, liegen die Schichten waagrecht oder keilenförmig aus. An der Meßstelle befand sich unter der Firste eine sandsteinartig verfestigte Platte (Schicht A), die über eine schluffige Mergelschicht (Schicht B) in einen fetten Tonmergel (Schicht C) übergeht, der die untere Hälfte des Profils einnahm (vgl. Abb. 3).

Der Sandstein (Schicht A) bricht in plattigen Schalen, ist sehr feinkörnig und läßt sich mit einfachen Mitteln

mit Fließgrenzen zwischen $w_f = 45$ und 57% und einer Plastizitätszahl von $w_{fa} = 20$ bis 30% . Die natürlichen Wassergehalte schwanken zwischen $w_n = 9$ und 14% , die Zustandszahlen zwischen $k_w = 1,35$ und $1,94$. Je nach Wassergehalt und Beeinflussung durch die Harnischflächen sind einachsige Druckfestigkeiten zwischen $q_u = 18$ und 113 kg/cm^2 gemessen worden. Vereinzelt sind Proben schon beim Bearbeiten im Labor zerbröckelt.

2. 2 E-Modul des Gebirges

Die Zusammendrückbarkeit konnte im Labor nur am Material der Schicht C geprüft werden. Von diesem gelang es, Proben im Kompressionsapparate nach Casagrande mit 7 cm Proben ϕ und 2 cm Probenhöhe einzubauen. Bei der Überlagerungsspannung erhielt man aus den Versuchen Steifezahlen von $E_s = 1300 \text{ kg/cm}^2$ in der Erstverdichtung und 1600 kg/cm^2 bei Wiederverdichtung. Unter Voraussetzung einer Querdehnzahl von $\mu = 0,3$ entsprechen diese Werte einem E-Modul von $E = 960$ bzw. 1200 kg/cm^2 .

Zuverlässiger erscheinen die E-Modul-Bestimmungen, die mit dem Pressiometer Louis Menard ausgeführt wurden. Das Pressiometer ist ein aus drei Zellen bestehendes Gerät, das in ein passendes Bohrloch eingelassen wird und eine Radialbelastung der Bohrlochwandung ermöglicht (vgl. Abb. 4). Die radiale Dehnung des Bohrloches an der mittleren Zelle wird über die Flüssigkeitsaufnahme dieser Zelle ΔV in Abhängigkeit vom Druck p gemessen. Aus dem geradlinigen Ast der Spannung-Dehnungs-Kurve des Bohrloches wird der E-Modul des idealelastisch vorausgesetzten Gebirges errechnet:

$$E = (1 + \mu) \cdot r_0 \cdot \frac{\Delta p}{\Delta u}$$

Bei querisotropen oder anisotropen Böden liefert das Pressiometer einen Mittelwert der E-Moduli senkrecht zur Bohrlochachse.

Im Zuge der Untersuchungen in Icking wurden Pressiometerversuche in 7 trocken gekernten Bohrlöchern

Versuchsstollen Icking

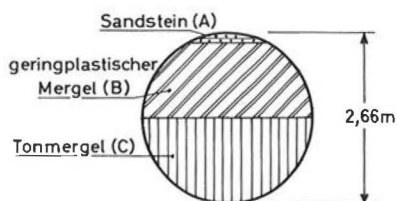


Abb. 3: Schichtung des Mergels im Versuchsstollen Icking

nicht in seine Einzelkörner zerlegen. An Probestücken dieser Ausbildung wurden bei einem natürlichen Wassergehalt von $w_n = 1,6$ bis $3,1\%$ einachsige Druckfestigkeiten von $q_u = 117$ bis 275 kg/cm^2 gemessen. Schicht B hat matte Bruchflächen. Das Material ließ sich im Labor zu geringplastischen Tonen und Schluffen (Fließgrenze $w_f = 22$ bis 34% , Plastizitätszahl $w_{fa} = 6$ bis 17%) aufbereiten. Der natürliche Wassergehalt der Probestücke lag zwischen $w_n = 6$ und 8% und führt zu einer Zustandszahl (Konsistenzzahl) zwischen $k_w = 1,5$ und $1,7$. Die einachsige Druckfestigkeit schwankt in der Regel zwischen $q_u = 40$ und 80 kg/cm^2 .

Schicht C bricht stellenweise in muscheligen, glänzenden Harnischflächen, die keine bevorzugte Richtung zeigen. Im Labor aufbereitet erhält man einen Ton

Pressiometer Louis Menard

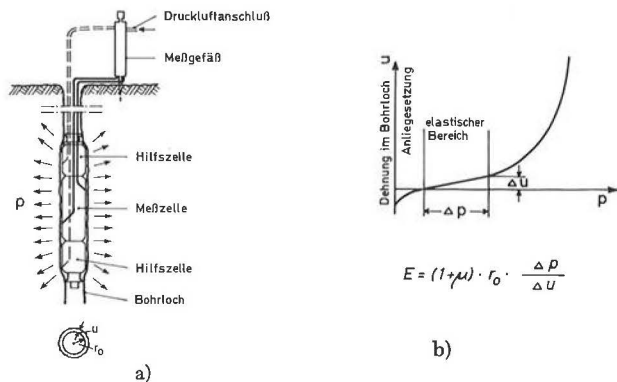


Abb. 4: Pressiometer Louis Menard

- a) Systemschnitt durch das Gerät
- b) Ermittlung des E-Moduls aus der Bohrlochdehnung

von 44 mm ϕ ausgeführt, die vom Versuchsstollen teils waagrecht, teils schräg, teils auch vertikal nach oben und unten geführt waren, sodaß alle Ausbildungsarten des Mergels erfaßt wurden. Dabei erhielt man aus den horizontal vorgetriebenen Bohrungen folgende E-Moduli:

Schicht A (Sandstein)	E = 10 000—37 000 kg/cm ²
Schicht B (Schluffmergel)	E = 6 000—10 000 „
Schicht C (Tonmergel)	E = 1 800—4 000 „

Die E-Moduli in den vertikal geführten Bohrungen zeigten, daß sowohl oberhalb als auch unterhalb des Stollens Schichten der Type A und B überwiegen.

Da beim Hintereinanderschalten verschieden weicher Federn die weichen Federn das Gesamtverhalten in stärkerem Maße bestimmen als beim Parallelschalten derselben, war bei der waagrechten Schichtung des Gebirges zu erwarten, daß ein Großversuch in vertikaler Richtung kleinere E-Moduli liefern würde als in horizontaler Richtung. Diese Erwartung wurde durch die Ergebnisse des Radialpressenversuches bestätigt, dessen Auswertung in horizontaler Richtung einen E-Modul von $E_h = 6200$ und in vertikaler Richtung einen solchen von $E_v = 4700$ kg/cm² ergab.

Die Übereinstimmung der Ergebnisse der Pressiometerversuche und des Versuches mit der Radialpresse ist recht befriedigend. Die Werte, die der Kompressionsversuch im Labor lieferte, sind hingegen viel zu klein, sie betragen nur $\frac{1}{5}$ der in situ gemessenen E-Moduli.

2. 4 Gebirgsdruckmessungen

Zur Gebirgsdruckmessung wurde eine Meßzelle der Techniques Louis Menard mit festem Kern verwendet. Die Zelle besteht aus einem etwa 60 cm langen Metallrohr, über das eine an den Enden gegen das Rohr abgedichtete Gummihülle gezogen ist (s. Abb. 5). Zwischen Gummihülle und Rohr wird eine Meßflüssigkeit eingebracht, die im Betriebszustand dem Gebirgsdruck das Gleichgewicht hält. Die Meßzelle wird in ein trocken gebohrtes Bohrloch eingeführt und die Meßflüssigkeit auf eine Druckspannung gebracht, die größer oder gleich der geschätzten Gebirgsdruckspannung ist. Sobald die Verformungen, die in der Umgebung des Bohrloches beim Bohren eingetreten waren, rückgängig gemacht wurden, wird das System geschlossen. Der überzählige Druck baut sich nun vor allem dann, wenn das Gebirge kriechfähig ist (z. B. in Tonen oder Tonmergeln), bald ab, und auf der Membrane bleibt nur der Gebirgsdruck wirksam. Der Druckausgleich im Gebirge kann am angeschlossenen Manometer beobachtet werden.

Die Gummimembrane hat keine Eigensteifigkeit. Sie überträgt den Druck der Meßflüssigkeit allseitig gleich auf das Gebirge. Wird die Gebirgsdruckzelle in ein horizontales Bohrloch eingebracht, so muß sich bei $\sigma_v \neq \sigma_h$ in der Umgebung der Membrane ein mittlerer Spannungszustand $\sigma = \frac{\sigma_v + \sigma_h}{2}$ einstellen.

Ist die hierzu notwendige Spannungumlagerung mit größeren Verformungen des Gebirges verbunden, so kann in Richtung der größeren Hauptspannung die Membrane an das Rohr der Zelle gepreßt werden. Die Meßflüssigkeit bleibt dann ungünstigstenfalls mit der kleineren Hauptspannung im Gleichgewicht (vgl. Abb. 5). Aus diesem Grunde ist eine Meßzelle mit

Gebirgsdruckzelle L. Menard

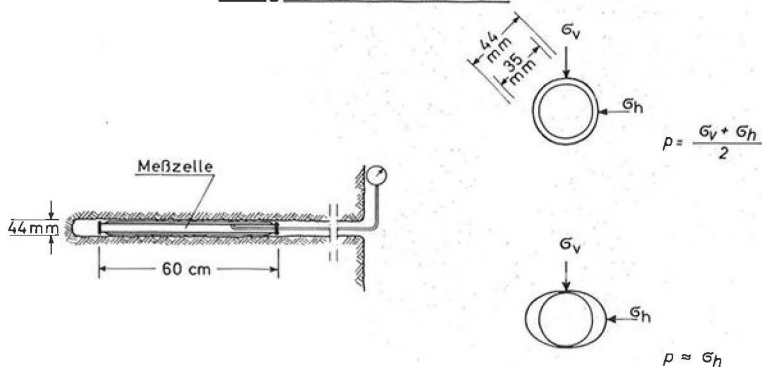


Abb. 5: Gebirgsdruckzelle Louis Menard

festem Kern nur für wenig verformbares Gebirge geeignet.

Zum Zeitpunkt, als man sich zu den Gebirgsdruckmessungen entschlossen hatte, war der Meßstollen in Icking schon ausgebrochen und die Radialpresse bereits installiert. Die Gebirgsdruckzelle wurde daher etwa 15 m vom Meßstollen entfernt vom Fensterstollen aus in einem waagrechten Bohrloch 6,5 m tief in das Gebirge eingeführt (vgl. Abb. 6). Sie befand sich in den Tonmergeln mit E-Moduli um $E = 2800 \text{ kg/cm}^2$. Die Zelle wurde auf einen Druck von $p = 7,5 \text{ kg/cm}^2$ vorgespannt. Der Zellendruck fiel nach dem Schließen des Systems zunächst auf $\sigma = 5,0 \text{ kg/cm}^2$ ab und zeigt seither ein langsames Ansteigen (vgl. Abb. 7). Im Februar 1966 hat er $\sigma = 6,5 \text{ kg/cm}^2$ erreicht und blieb seither etwa auf gleicher Höhe. Da die Anfangsspannung beim Einbau nicht hoch genug gewählt wurde, ist zu vermuten, daß der angezeigte Druck unter dem tatsächlichen Gebirgsdruck liegt.

3. FENSTERSTOLLEN SCHÄFTLARN

3.1 Geologische Verhältnisse und bodenmechanische Kennziffern

Der Fensterstollen Schäftlarn führt, nachdem er die überlagernden Kiese durchgeführt hat, durch zwischenzeitliche Seetone. Für die Versuche mit der Radialpresse ist bei Station 240 m ebenfalls von einer seitlich gelegenen Meßkammer aus ein eigener Versuchsstollen mit den gleichen Abmessungen aufgefahren worden, die der Versuchsstollen in Icking hatte.

Die Überlagerung des Versuchsstollens beträgt hier nur 34 m. Davon sind 19 m Seeton und 15 m mehr oder minder verlehnte Kiese (vgl. Abb. 2). Bei einem mittleren Raumbgewicht der Moränenkiese von $\gamma = 2,3 \text{ t/m}^3$ und der Seetone von $\gamma = 2,2 \text{ t/m}^3$ beträgt die Überlagerungsspannung in dieser Tiefe $\sigma_v = 7,7 \text{ kg/cm}^2$.

Die vom Meßstollen aufgefahrenen Seetone sind ausserordentlich homogen. Sie enthalten 85 bis 92 Gew. % Körner kleiner 0,02 mm ϕ und 35 bis 42 Gew. %

Gebirgsdruckgeber Icking

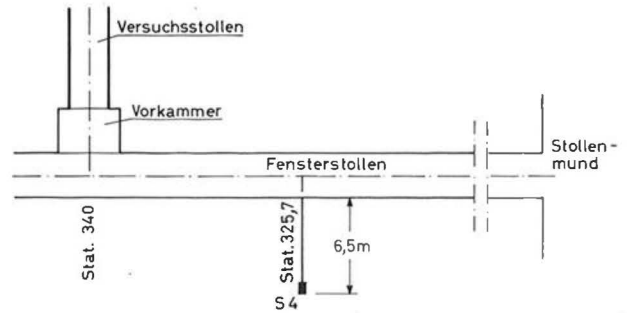


Abb. 6: Einbaustelle der Gebirgsdruckzelle Icking

Körner kleiner 0,002 mm ϕ . Die Fließgrenze schwankt zwischen $w_f = 32$ und 38 %, die Plastizitätszahl zwischen $w_{fa} = 14$ und 20 %. Der natürliche Wassergehalt liegt in der Regel etwas unterhalb der Ausrollgrenze, sodaß die Konsistenzzahl zwischen 1,02 und 1,2 wechselt. Die einachsige Druckfestigkeit schwankte zwischen $q_u = 7$ und 18 kg/cm^2 .

3.2 Zusammendrückbarkeit

Der Seeton ließ sich im Labor leicht in Kompressionsapparate einbauen. Bei der Überlagerungsspannung wurden im Erstverdichtungsast Steifezahlen zwischen $E_s = 320$ und 650 kg/cm^2 , im Wiederverdichtungsast Werte von $E_s = 500$ bis 650 kg/cm^2 ermittelt. Bei $\mu = 0,3$ entsprechen diese Werte einem E-Modul von $E = 240$ bis 480 bzw. 380 bis 480 kg/cm^2 .

Die Messungen mit dem Pressiometer Louis Menard haben einen mittleren E-Modul von $E = 650 \text{ kg/cm}^2$ ergeben. Sie sind in 4 von der Vorkammer des Meßstollens bzw. vom Fensterstollen strahlenförmig ausgehenden Bohrungen ausgeführt worden (vgl. Abb. 8). Die Verteilung der E-Moduli in diesen Bohrungen kann bei dem sehr homogenen Material als ein Abbild des Spannungszustandes in der nächsten Umgebung des Stollens angesehen werden. Zu beachten ist vor allem der Anstieg der Werte etwa 2—3 m außer-

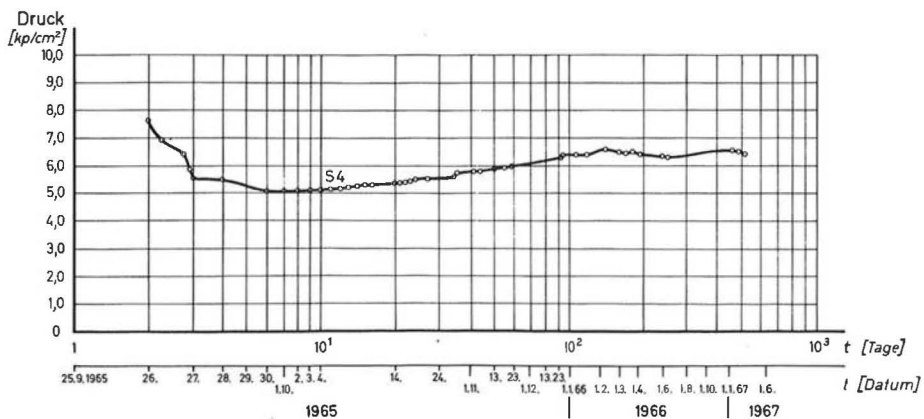


Abb. 7: Meßergebnisse der Gebirgsdruckzelle Icking

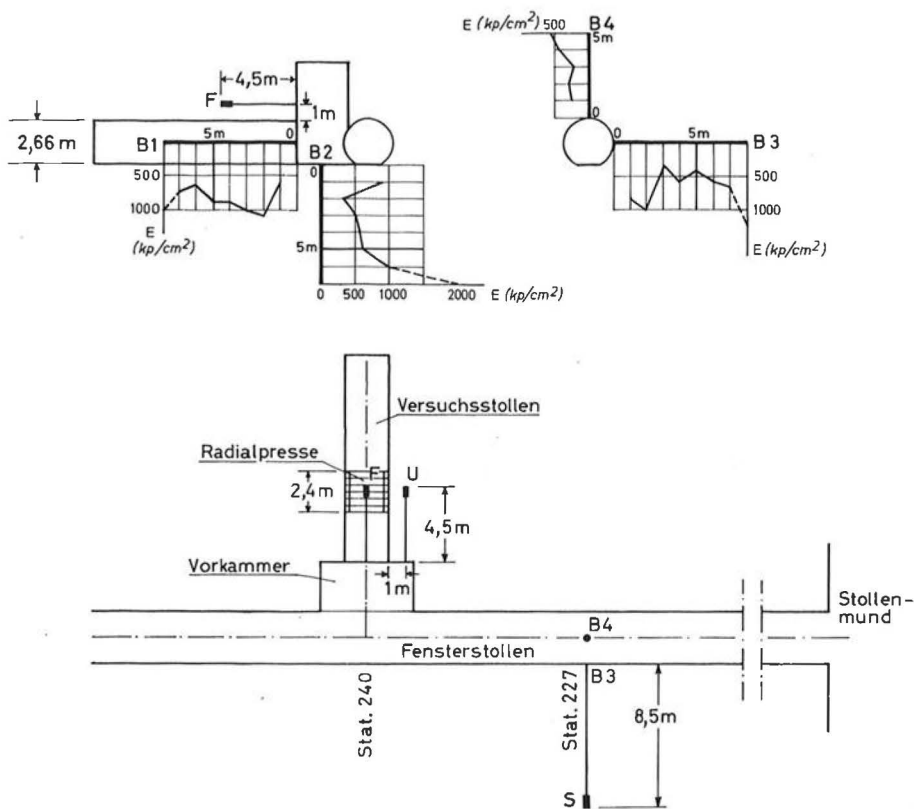


Abb. 8: Versuchsstollen und Fensterstollen Schäftlarn. E-Moduli. Lage der Gebirgsdruckmeßzellen.

halb der Ulmen und die Verringerung der E-Moduli unmittelbar oberhalb der Firste.

Aus der sehr regelmäßigen Verformung des Gebirges im Radialpressenversuch läßt sich ein E-Modul von $E_v = 1650 \text{ kg/cm}^2$ in vertikaler und $E_h = 2500 \text{ kg/cm}^2$ in horizontaler Richtung ableiten. Der E-Modul ist also wieder in horizontaler Richtung größer als in der vertikalen, obwohl keine erkennbare Schichtung vorliegt. Diese Erscheinung kann nach Rabcewicz — Müller durch einen Ruhedruckbeiwert $\lambda > 1$ gedeutet werden.

Das Verhältnis E-Modul aus dem Laborversuch zu E-Modul Gebirge aus dem Versuch mit der Radialpresse liegt in Schäftlarn ähnlich wie in Icking bei 1:5 bis 1:7, die im Pressiometer ermittelten Werte entsprechen aber eher den Werten des Laborversuches als jenen des Großversuches mit der Radialpresse.

3. 3 Gebirgsdruckmessungen

Im Fensterstollen Schäftlarn wurde ähnlich wie in Icking eine Gebirgsdruckzelle vom Fensterstollen aus seitlich 8,5 m tief in das unverritzte Gebirge in ein von Hand trocken gebohrtes Loch eingeführt (Meßzelle S) (vgl. Abb. 8). Die Zelle wurde am 24. 9. 1965 bei Station 227 m, das sind 13 m von dem Meßstollen entfernt, eingebaut und auf $p = 7,7 \text{ kg/cm}^2$ vorgespannt. Die Spannung fiel zunächst auf $p = 2,4$

kg/cm^2 ab und stieg bis zum Frühjahr 1967 auf $2,95 \text{ kg/cm}^2$ an. Der nachträgliche Druckanstieg ist nicht so erheblich wie in Icking. Der Vorspanndruck war zwar hoch genug gewählt, doch ist das System offensichtlich zu bald geschlossen worden, so daß die Messung durch Auflockerungen in der Umgebung des Bohrloches beeinflusst blieb.

Über die Messung des Gebirgsdruckes im unverritzten Gebirge hinaus war es in Schäftlarn möglich, von der bei Station 240 m seitlich angeordneten Meßkammer aus einige Tage vor dem Vortrieb des Meßstollens 1 m über der Firste und 1 m neben der Ulme desselben Gebirgsdruck-Meßzellen (Meßzelle F und Meßzelle U) einzubauen. Dadurch konnte die Veränderung des Gebirgsdruckes während des Versuchsstollenvortriebes verfolgt werden. Auf Abb. 9 ist der zeitliche Verlauf der gemessenen Drücke dargestellt. Auch diese Zellen wurden bis auf $p = 7,7 \text{ kg/cm}^2$ vorgespannt. Der Druck stabilisierte sich bei $p = 4,0$ (Meßzelle F) bzw. $p = 3,0 \text{ kg/cm}^2$ (Meßzelle U). Beim Vortrieb ist der mittlere Gebirgsdruck über der Firste zunächst um $p = 1,8 \text{ kg/cm}^2$ bis auf $p = 2,2 \text{ kg/cm}^2$ abgefallen, um dann wieder langsam bis $p = 3,2 \text{ kg/cm}^2$ anzusteigen. Der erste Anstieg kann auf das Wirksamwerden der 7 cm dicken Spritzbetonauskleidung zurückgeführt werden, die unmittelbar nach dem Ausbruch (Vortriebsgeschwindigkeit $1,25 \text{ m/Tag}$) eingebracht wurde.

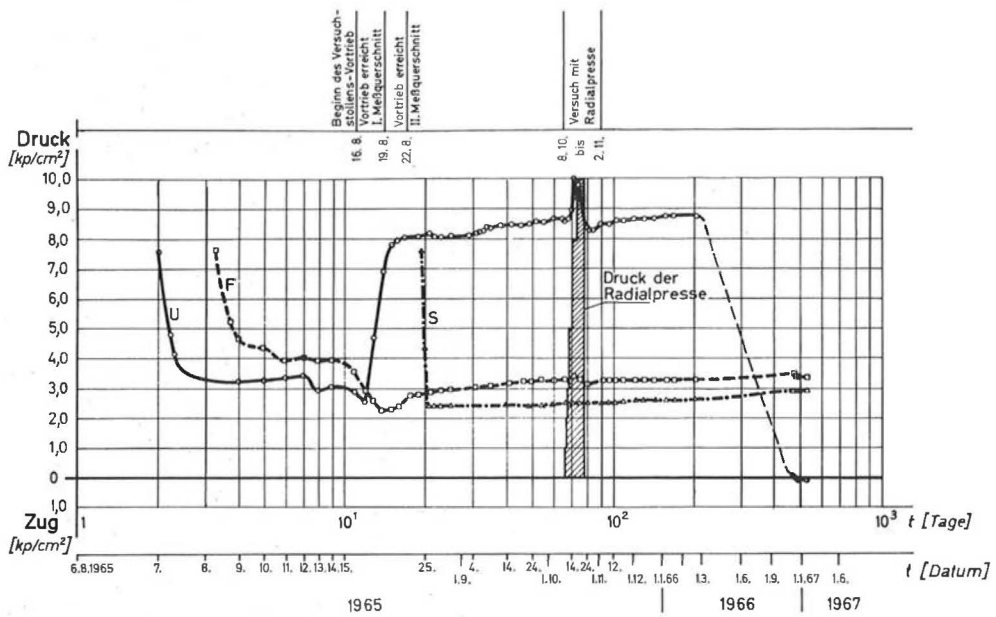


Abb. 9: Ergebnisse der Gebirgsdruckmessungen in Schäftlarn

Neben der Ulme bewirkte der Ausbruch ein plötzliches Ansteigen der mittleren Gebirgsdruckspannung um $\Delta p = 5,3 \text{ kg/cm}^2$ auf $p = 8,3 \text{ kg/cm}^2$.

Die Radialpresse der Tiwag war mit ihrer Mittellinie in Höhe der Gebirgsdruckmeßzellen montiert worden. So mußten die Druckmeßzellen auch einen evtl. Einfluß des von der Radialpresse auf die Stollenwandung ausgeübten Druckes auf die mittlere Gebirgsspannung anzeigen. Obwohl dieser Druck bis auf $p_r = 10 \text{ kg/cm}^2$ gesteigert wurde, war in der Meßzelle über der Firste davon nur wenig zu erkennen. Da die Meßzelle die mittlere Spannung $\sigma = \frac{\sigma_v + \sigma_h}{2}$ anzeigt, entspricht

dies einem Verhalten des Gebirges nach der Elastizitätstheorie, nach der bei Beanspruchung des Stollens durch Innendruck die Summe aus radialer und tangentialer Normalspannung im Gebirge eine Invariante ist ($\sigma_t + \sigma_r = \text{const}$). Hingegen machte sich der Radialpressendruck in der Meßzelle U neben der Ulme ab der Laststufe $p_r = 6 \text{ kg/cm}^2$ deutlich bemerkbar. Es ist beachtenswert, daß sich der nach einer Laststufensteigerung beobachtete Meßwert mit der Zeit wieder abbaut. Die gemessene größte Spannung von $p = 10 \text{ kg/cm}^2$ hat sich daher bei der Laststufe $p_r = 8 \text{ kg/cm}^2$ eingestellt und wurde nach Steigerung des Pressendruckes um weitere $p_r = 2,0 \text{ kg/cm}^2$ auf $p_r = 10 \text{ kg/cm}^2$ nicht mehr erreicht. Die Gebirgsdruckmeßzelle hat hier offensichtlich Porenwasserdrücke registriert, die sich erst bemerkbar machten, als der Spannungszustand der Vorkonsolidierung überschritten wurde und die sich mit der Konsolidierung wieder abbau-

ten. Auch der starke Abbau der Meßwerte nach Entlastung der Radialpresse und der anschließende langsame Druckanstieg lassen auf Porenwassereinflüsse schließen.

4. ZUSAMMENFASSUNG

In Versuchsstollen mit 65 bzw. 34 m Überlagerung wurden E-Modul-Bestimmungen nach verschiedenen Verfahren sowie Gebirgsdruckmessungen durchgeführt. Sieht man die im Großversuch mit der Radialpresse erhaltenen Werte als die wahren E-Moduli des Gebirges an, so waren die im Labor durch Kompressionsversuche gemessenen Werte grundsätzlich zu klein. Die mit dem Pressiometer in situ gemessenen E-Moduli entsprachen in den Mergeln etwa den wahren Werten, im glazialen Seeton lagen sie aber erheblich unter diesen. Die quantitative Auswertung von Gebirgsdruckmessungen stößt auf Schwierigkeiten, da es schwer ist, die Störung, die das Bohren eines Loches auf den Spannungszustand im Gebirge bewirkt, beim Einbau der Meßzelle wieder völlig auszugleichen. Spannungsumlagerungen, die im Gebirge in der Umgebung eines Stollens bei dessen Vortrieb auftreten, werden durch die Meßzellen recht zuverlässig erfaßt.

Der Verfasser dankt der Direktion der Wasserwerke München für die Genehmigung, die Meßergebnisse zu veröffentlichen, und für die Überlassung aller einschlägigen Unterlagen.

Unterlagen

- 1.) Prüfberichte des Institutes für Grundbau und Bodenmechanik der TH München 2982 Ick. 33 und 2982 Sch 28. vom 3. 3. bzw. 16. 11. 66.
- 2.) Versuchsbericht der Interfels über Versuchsstollen 1 Icking vom 3. 2. 1966.
- 3.) Versuchsbericht der Interfels über Versuchsstollen 2 Schäftlarn vom 25. 5. 1966.
- 4.) Technischer Bericht zu den Versuchsstrecken Icking vom 7. 11. 1966 von Dr. L. Müller.
- 5.) Bericht der Techniques Louis Menard vom Dezember 1965 über die Versuche in den Fensterstollen Icking und Schäftlarn.
- 6.) The Menard Pressiometer.
Parsons, Brinkerhoff, Quade u. Douglas, Philadelphia. September 1961.
- 7.) Louis Menard: Anwendung des Pressiometerverfahrens zur Untersuchung von Gebirgen.
Felsmechanik und Ingenieurgeologie Vol. IV/2 1966 S. 160 — 171.

Spannungsverteilung in der Umgebung einer kreiszylindrischen Bohrung

von Hubert Borowicka

Zur Beurteilung des Spannungszustandes in der Umgebung eines Stollens wird häufig die elastizitätstheoretische Lösung für eine unendlich ausgedehnte, gelochte Scheibe herangezogen. In unendlicher Entfernung vom Hohlraum sind die horizontalen Scheibenränder mit der lotrechten Last p und die lotrechten Scheibenränder mit dem theoretischen Ruhedruck $p/(m-1)$ belastet gedacht, worin m die Poissonzahl des Scheibenmaterials bedeutet. Wird in Abb. 1 mit a der Halbmesser der kreisförmigen Bohrung, mit R der Radiusvektor eines Punktes und mit α der Winkel zwischen der Lotrechten und dem Radiusvektor bezeichnet, so lautet die Lösung für die Radialspannung σ_R , für die Normalspannung σ_n und die Schubspannung τ

$$\begin{aligned} \sigma_R &= \frac{p}{2} \left[\frac{m}{m-1} \left(1 - \frac{a^2}{R^2} \right) + \frac{m-2}{m-1} \left(1 - 4 \frac{a^2}{R^2} + 3 \frac{a^4}{R^4} \right) \cos 2\alpha \right] \\ \sigma_n &= \frac{p}{2} \left[\frac{m}{m-1} \left(1 + \frac{a^2}{R^2} \right) - \frac{m-2}{m-1} \left(1 + 3 \frac{a^4}{R^4} \right) \cos 2\alpha \right] \\ \tau &= \frac{p}{2} \frac{m-2}{m-1} \left(-1 - 2 \frac{a^2}{R^2} + 3 \frac{a^4}{R^4} \right) \sin 2\alpha \end{aligned} \quad (1)$$

In vielen Fällen wird jedoch weniger der ebene Spannungszustand, sondern vielmehr die Lösung für den ebenen Verformungszustand von Interesse sein, d. h. der Fall einer unendlich langen Bohrung im Vollraum.

Für raumbeständigen Stoff mit einer Poissonzahl $m = 2$ wird in 1 die Schubspannung null. Die Spannungen σ_R und σ_n sind Hauptnormalspannungen und ihre mittlere Summe beträgt:

$$\frac{\sigma_R + \sigma_n}{2} = p$$

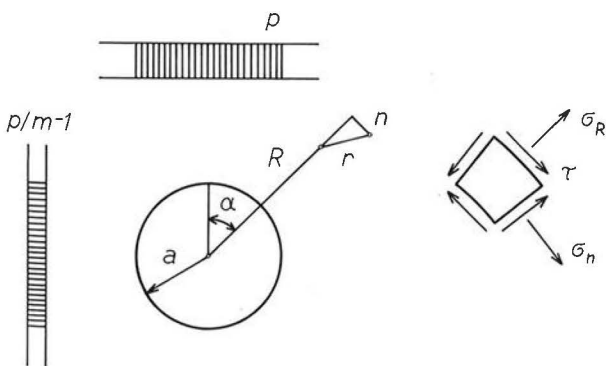


Abb. 1

Da demnach für $m = 2$ beim Bohren eines kreisförmigen Loches in der vollen Scheibe die Hauptspannungssumme unverändert bleibt, so finden keine Querverformungen normal zur Scheibenebene statt. Nach Ausführung der Bohrung haben die Begrenzungsebenen der Scheibe ihre ebene Form beibehalten und die Scheibenstärke ist nicht verändert worden. Aus diesem Grunde können beliebig viele Scheiben zwanglos aneinander gefügt werden, so daß auf diese Weise ein durchbohrter Vollraum entsteht. Im Sonderfall $m = 2$ gelten daher die Gleichungen 1 auch für den durchbohrten Vollraum, wobei die Normalspannung σ_t in jedem normal zur Achse der Bohrung geführten Schnitt null ist.

Eine ähnliche Überlegung kann man auch für den Sonderfall $m = \infty$ anstellen, weil ja in diesem Falle die Scheibenstärke durch die in der Scheibe wirksamen Spannungen nicht verändert werden kann. Auch hier lassen sich beliebig viele Scheiben zwanglos zum durchbohrten Vollraum aneinanderfügen.

Man kann nun ganz allgemein zeigen, daß die Gleichungen 1 für beliebiges m für den ebenen Verformungszustand, also für den durchbohrten Vollraum, gelten. Hierbei müssen die Gleichgewichtsbedingungen

$$\begin{aligned} \frac{\partial \sigma_R}{\partial R} + \frac{1}{R} \frac{\partial \tau}{\partial \alpha} + \frac{\sigma_R - \sigma_n}{R} &= 0 \\ \frac{1}{R} \frac{\partial \sigma_n}{\partial \alpha} + \frac{\partial \tau}{\partial R} + 2 \frac{\tau}{R} &= 0 \end{aligned} \quad (2)$$

erfüllt werden. Außerdem wird beim ebenen Verformungszustand die Spannung σ_t normal zur Scheibenebene:

$$\sigma_t = \frac{1}{m} (\sigma_R + \sigma_n)$$

Mit E als Elastizitätsmodul ergeben sich zwischen den Spannungskomponenten σ_R , σ_n , σ_t , τ und den Verschiebungskomponenten r (in Richtung von R) und n (normal zu R) folgende Beziehungen:

$$\begin{aligned} \frac{m+1}{m^2 E} \left[(m+1) \sigma_R - \sigma_n \right] &= \frac{\partial r}{\partial R} \\ \frac{m+1}{m^2 E} \left[-\sigma_R + (m+1) \sigma_n \right] &= \frac{r}{R} + \frac{1}{R} \frac{\partial n}{\partial \alpha} \\ \frac{m+1}{m^2 E} 2m\tau &= \frac{1}{R} \frac{\partial r}{\partial \alpha} + \frac{\partial n}{\partial R} - \frac{n}{R} \end{aligned} \quad (3)$$

Als Vorzeichenregel wurde festgelegt, daß für eine lotrechte, positiv angenommene Zugspannung p im

Vollraum die Verschiebungskomponenten r und n in Richtung der zunehmenden Koordinaten R und α positiv gerechnet werden. Spannungs- und Verformungszustand müssen die Gleichungssysteme 2 und 3 erfüllen. Außerdem muß den Randbedingungen entsprochen werden, u. zw. müssen in der Laibung der Bohrung alle Spannungen verschwinden und ferner im Unendlichen die Normalspannung an den horizontalen Scheibenrändern p bzw. an den vertikalen Scheibenrändern $p/m-1$ bei $\tau = 0$ betragen. Durch Einsetzen in die Gleichungen 2 und 3 kann man sich überzeugen, daß der Spannungszustand

$$\begin{aligned} \sigma_R &= \frac{p}{2} \left[\frac{m}{m-1} \left(1 - \frac{a^2}{R^2} \right) + \frac{m-2}{m-1} \left(1 - 4 \frac{a^2}{R^2} + \right. \right. \\ &\quad \left. \left. + 3 \frac{a^4}{R^4} \right) \cos 2\alpha \right] \\ \sigma_n &= \frac{p}{2} \left[\frac{m}{m-1} \left(1 + \frac{a^2}{R^2} \right) - \frac{m-2}{m-1} \left(1 + 3 \frac{a^4}{R^4} \right) \cos 2\alpha \right] \\ \sigma_t &= \frac{p}{m-1} \left[1 - 2 \frac{m-2}{m} \frac{a^2}{R^2} \cos 2\alpha \right] \\ \tau &= \frac{p}{2} \frac{m-2}{m-1} \left(-1 - 2 \frac{a^2}{R^2} + 3 \frac{a^4}{R^4} \right) \sin 2\alpha \end{aligned} \quad (4)$$

und der Verformungszustand

$$\begin{aligned} r &= \frac{p}{2E} \frac{m+1}{m-1} \left[\frac{m-2}{m} R + \frac{a^2}{R} + \frac{m-2}{m} \left(R + \right. \right. \\ &\quad \left. \left. + 4 \frac{m-1}{m} \frac{a^2}{R} - \frac{a^4}{R^3} \right) \cos 2\alpha \right] \\ n &= - \frac{p}{2E} \frac{m+1}{m} \frac{m-2}{m} \left(R + 2 \frac{m-2}{m} \frac{a^2}{R} + \frac{a^4}{R^3} \right) \sin 2\alpha \end{aligned} \quad (5)$$

alle oben angeführten Bedingungen erfüllt. Die Gleichungen 4 geben die Gesamtspannungen im durchbohrten Vollraum an und die Gliederungen 5 die gesamten Formänderungen. Wird ein Vollraum, welcher lotrecht mit p und waagrecht mit $p/m-1$ belastet ist, nachträglich durchbohrt, betragen die durch die nachträgliche Bohrung verursachten Spannungsänderungen:

$$\begin{aligned} \sigma_{R_0} &= \frac{p}{2} \left[- \frac{m}{m-1} \frac{a^2}{R^2} + \frac{m-2}{m-1} \left(-4 \frac{a^2}{R^2} + \right. \right. \\ &\quad \left. \left. + 3 \frac{a^4}{R^4} \right) \cos 2\alpha \right] \\ \sigma_{n_0} &= \frac{p}{2} \left[\frac{m}{m-1} \frac{a^2}{R^2} - 3 \frac{m-2}{m-1} \frac{a^4}{R^4} \cos 2\alpha \right] \\ \sigma_{t_0} &= - \frac{2p}{m-1} \frac{m-2}{m} \frac{a^2}{R^2} \cos 2\alpha \\ \tau_0 &= \frac{p}{2} \frac{m-2}{m-1} \left(-2 \frac{a^2}{R^2} + 3 \frac{a^4}{R^4} \right) \sin 2\alpha \end{aligned} \quad (6)$$

Die durch die nachträgliche Bohrung hervorgerufene Formänderung ist:

$$r_0 = \frac{pa}{2E} \frac{m+1}{m-1} \left[\frac{a}{R} + \frac{m-2}{m} \left(4 \frac{m+1}{m} \frac{a}{R} - \frac{a^3}{R^3} \right) \cos 2\alpha \right]$$

$$n_0 = - \frac{pa}{2E} \frac{m+1}{m} \frac{m-2}{m-1} \left(2 \frac{m-2}{m} \frac{a}{R} + \frac{a^3}{R^3} \right) \sin 2\alpha \quad (7)$$

Aus 5a ergibt sich in der Firste mit $\alpha = 0$ die Verschiebung in radialer Richtung

$$r_{00} = \frac{pa}{E} \frac{m+1}{m-1} \frac{2m^2 - m - 4}{m^2} \quad (8)$$

und in der Ulme mit $\alpha = \frac{\pi}{2}$

$$r_{0\frac{\pi}{2}} = - \frac{pa}{E} \frac{m+1}{m-1} \frac{m^2 - m - 4}{m^2} \quad (9)$$

Aus 8 und 9 ergibt sich für verschiedene Poissonzahlen:

$m = 2$	$r_{00} = 1,50 \frac{p \cdot a}{E}$	$r_{0\frac{\pi}{2}} = 1,50 \frac{p \cdot a}{E}$
3	$2,46 \frac{p \cdot a}{E}$	$= -0,44 \frac{p \cdot a}{E}$
4	$2,50 \frac{p \cdot a}{E}$	$= -0,83 \frac{p \cdot a}{E}$
6	$2,41 \frac{p \cdot a}{E}$	$= -1,01 \frac{p \cdot a}{E}$
∞	$2,00 \frac{p \cdot a}{E}$	$= -1,00 \frac{p \cdot a}{E}$

Bei einer primären Druckspannung p im Vollraum tritt in der Firste für alle Werte von m eine Senkung ein. Sie ist für $m = 3,8$ am größten und beträgt $2,50 pa/E$. In der Ulme tritt nur für m -Werte zwischen 2 und 2,56 eine Verschiebung nach innen auf, für Werte von $m > 2,56$ nach außen. Die größte Verschiebung nach außen ergibt sich für einen Wert von $m = 9,2$ mit $-1,05 pa/E$.

Die mittlere Hauptspannungssumme wird aus 4 erhalten zu:

$$\frac{\sigma_R + \sigma_n + \sigma_t}{3} = \frac{p}{3} \frac{m+1}{m-1} \left(1 - 2 \frac{m-2}{m} \frac{a^2}{R^2} \cos 2\alpha \right) \quad (10)$$

Das erste Glied des Klammerausdruckes entspricht wiederum dem primären Spannungszustand. Durch eine nachträglich ausgeführte Bohrung wird daher die mittlere Hauptspannungssumme um

$$\frac{\sigma_{R_0} + \sigma_{n_0} + \sigma_{t_0}}{3} = - \frac{2p}{3} \frac{m+1}{m} \frac{m-2}{m-1} \frac{a^2}{R^2} \cos 2\alpha \quad (11)$$

geändert. Für raumbeständigen Stoff mit $m = 2$ bleibt bei Ausführung der Bohrung die mittlere Hauptspannungssumme konstant. Für Werte $m > 2$ wird die mittlere Hauptspannungssumme durch die Bohrung geändert u. zw. umso mehr, je größer m ist. Wird der Vollraum durch zwei unter 45° verlaufende Ebenen in vier Quadranten geteilt, so tritt im oberen und unteren Quadranten im Durchschnitt eine Entlastung und in den Seitenquadranten eine zusätzliche Be-

lastung ein. Die mittlere Hauptspannungssumme beträgt im Firstpunkt mit $a = R$ und $\alpha = 0$

$$\frac{\sigma_R + \sigma_n + \sigma_t}{3} = -\frac{p}{3} \frac{m+1}{m-1} \frac{m-4}{m} \quad (12)$$

und in der Ulme mit $a = R$, $\alpha = \frac{\pi}{2}$

$$\frac{\sigma_R + \sigma_n + \sigma_t}{3} = \frac{p}{3} \frac{m+1}{m-1} \frac{3m-4}{m} \quad (13)$$

Der größte Wert der Änderung der Durchschnittsspannung tritt in der Ulme für $m = 3,4$ mit $1,11 p$ auf. In Abb. 2 ist die Änderung der mittleren Hauptspannungssumme gem. Gleichung 11 für $p = 1$ und $m = 3$ dargestellt. Wie man sieht, tritt nur in der Nähe der Ulme ein starkes Anwachsen der mittleren Hauptspannungssumme ein. Für größere Werte von m bleibt die Form der Kurven die gleiche. Die in der Abbildung beige-schriebenen Ziffernwerte sind lediglich mit einem konstanten Faktor zu multiplizieren.

Die Erhöhung der durchschnittlichen Hauptspannung durch die Ausführung der Bohrung ist für die Beurteilung der Größe von Porenwasserüberdrücken in wassergesättigten Kornanhäufungen von Bedeutung. Werden Einzelkörner und das Porenwasser als unzu-

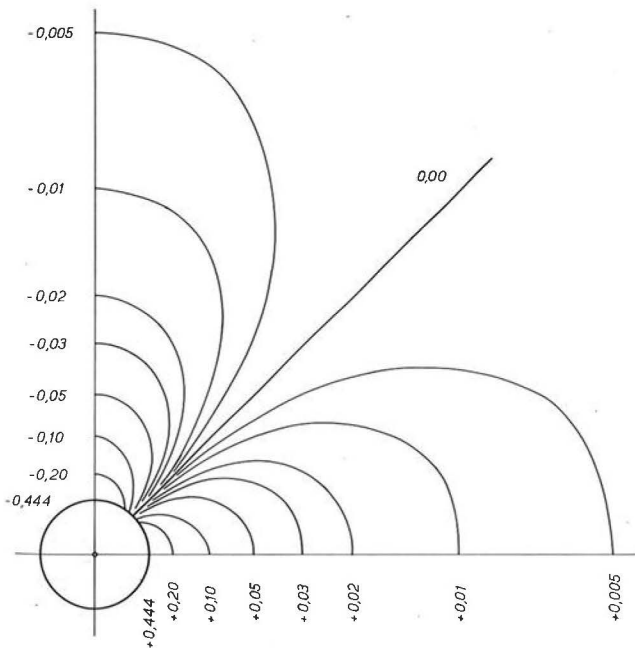


Abb. 2: Änderung der mittleren Hauptspannungssumme ($m = 3$, $p = 1$).

sammendrückbar angenommen, ist das wassergesättigte Korngemisch volumsbeständig mit einer Poissonzahl $m = 2$. Ist im Vollraum die Seitendruckziffer eins, werden durch die Ausführung der Bohrung keine Porenwasserüberdrücke zufolge von Volumsänderungen hervorgerufen. Dies schließt natürlich das Auftreten von Strömungsdrücken nicht aus.

Häufiger wird jedoch der Fall sein, daß vor Schaffung des Hohlraumes die Poissonzahl m des Materials ungleich zwei ist, daß es sich jedoch während der Herstellung des Hohlraumes wie ein raumbeständiger Stoff mit einer Poissonzahl zwei verhält. Man kann zeigen, daß der Spannungszustand auch in diesem Fall nach Ausführung der Bohrung durch die Gleichung 4 und 6 gegeben ist, wobei die Poissonzahlen sich auf den primären Zustand — also vor Ausführung der Bohrung — beziehen. Die mittlere Hauptspannungssumme ist daher durch die Gleichungen 4 und 6 gegeben. Der bei rascher Ausführung der Bohrung auftretende Porenwasserüberdruck, welcher der verhinderten Volumsänderung entspricht, ist durch die mittlere Hauptspannungssumme gemäß Gleichung 11 gegeben. In dem betrachteten Falle werden die Formänderungen:

$$r_o = \frac{3}{4} \frac{pa}{E} \left[\frac{m}{m-1} \frac{a}{R} + \frac{m-2}{m-1} \left(2 \frac{a}{R} - \frac{a^3}{R^3} \right) \cos 2\alpha \right]$$

$$n_o = -\frac{3}{4} \frac{pa}{E} \frac{m-2}{m-1} \frac{a^3}{R^3} \sin 2\alpha \quad (14)$$

In der Firste mit $a = R$ und $\alpha = 0$ wird

$$r_{oo} = \frac{3}{2} \frac{pa}{E} \quad (15)$$

und in der Ulme mit $a = R$ und $\alpha = \frac{\pi}{2}$

$$r_{o\frac{\pi}{2}} = \frac{3}{2} \frac{p}{E} \frac{a}{m-1} \quad (16)$$

Bei einer primären Druckspannung p treten nur Bewegungen zum Mittelpunkt der Bohrung hin auf. Mit Abklingen der Porenwasserüberdrücke würde eine weitere Senkung der Firste und eine Auswärtsbewegung der Ulme eintreten. Allerdings wird dieser Vorgang durch das Auftreten von Strömungsdrücken verändert, welche in diesen Überlegungen nicht berücksichtigt sind.

Für die Beurteilung der Beanspruchung des den Raum erfüllenden Materials ist jedoch nicht die Höhe der mittleren Hauptspannungssumme maßgebend. Die Festigkeitseigenschaften des Materials sollen durch den Winkel der inneren Reibung φ und den Binnendruck p_k bestimmt sein und als Bruchbedingung das Coulombsche Reibungsgesetz gelten. Verlängert man im Scherdiagramm der Abb. 3 die Bruchgerade bis zum Schnitt mit der Abszissenachse und legt durch den Schnittpunkt eine Tangente an den Mohrschen Spannungskreis, welcher dem Spannungszustand in einem bestimmten Punkt entspricht, so kann durch die Angabe eines einzigen Wertes — nämlich des Neigungswinkels β dieser Tangente — die Beanspruchung bzw. Anstrengung des Materials im betrachteten Punkt charakterisiert werden. Bezeichnet σ_1 die größere und σ_3 die kleinere Hauptspannung, so ist

$$\beta = \arcsin \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2p_k + \sigma_1 + \sigma_3} \quad (17)$$

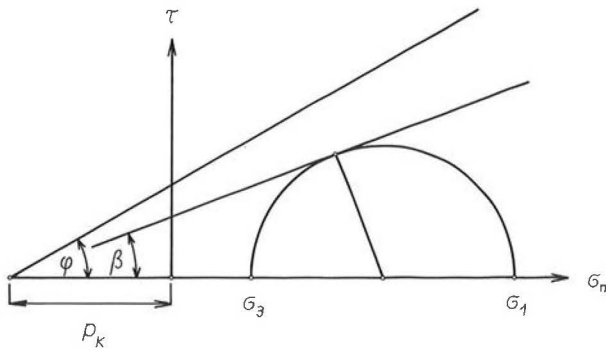


Abb. 3

Einen entscheidenden Einfluß auf die Größe der Scherspannung im durchbohrten Vollraum hat die Größe des Seitendruckes vor Ausführung der Bohrung, worauf schon in (1,2) hingewiesen wurde. Dies rührt hauptsächlich daher, daß bei kleinem Seitendruck die Scherspannungen bereits im nicht durchbohrten Vollraum groß sind. Für den Primärzustand folgt aus (17) mit $p_k = 0$

Poissonzahl m	2	3	4	6	∞
Seitendruck	1,0 p	0,5	0,333 p	0,2 p	0
β	0	19,47°	30°	41,81°	90°

In Abb. 4 sind für den durchbohrten Vollraum Linien gleicher Scherbeanspruchung für den Fall $p_k = 0$ und die Poissonzahlen $m = 2, 3, 4$ und ∞ eingezeichnet, wobei alle Punkte mit gleichem Winkel β zu einer kontinuierlichen Linie verbunden wurden. Abgesehen vom Fall $m = 2$, in welchem wegen $\beta = 0$ im Primärzustand in allen Punkten eine Erhöhung der Scherbeanspruchung eintritt, gibt es für alle Werte von $m = 2$ Bereiche, in welchen die Scherbeanspruchung gegenüber dem Primärzustand zu- oder abnimmt. Die Grenze bildet diejenige Linie, welche dem β -Wert im Primärzustand entspricht.

Für Poissonzahlen größer 2 treten insgesamt vier Entlastungsbereiche auf, welche von einer hyperbelartigen Grenzkurve eingeschlossen sind. Ausgeprägte Entlastungsbereiche mit starker Verminderung der Scherbeanspruchung liegen oberhalb der Firste und unterhalb der Sohle. Die beiden schwächer ausgeprägten Entlastungsbereiche liegen beiderseits der Ulmen. Diese rücken umso weiter von der Bohrung ab, je kleiner m ist.

Die Erhöhung der Scherspannungen erfolgt unmittelbar an der Firste und der Ulme, hauptsächlich aber in Richtung der unter 45° durch die Achse der Bohrung gelegten Ebenen. In diese Richtungen schwingen die Linien gleicher Scherbeanspruchung mit $\beta = \text{const.}$ weit aus.

Im Falle eines Winkels $\beta = 90^\circ$ ist eine Hauptspannung null. Für Poissonzahlen $m \leq 4$ nimmt der Winkel β nur in der Bohrlochwand den Wert von 90° an. Demnach tritt in diesen Fällen in keinem Punkt des Raumes eine Zugbeanspruchung auf. Nur für Pois-

sonzahlen $m > 4$ können Linien gleicher Scherbeanspruchung für $\beta = 90^\circ$ gezeichnet werden, welche diejenigen Bereiche einschließen, in welchen die kleinere Hauptspannung eine Zugspannung ist. In Abb. 5 sind diese Zugbereiche für $m = 5, 6$ und ∞ dargestellt. Im Falle $m = \infty$ erstrecken sie sich über den größeren Teil des Vollraumes bis in das Unendliche.

Wenn auch der Fall des verschwindenden Binnendruckes $p_k = 0$ nur ein theoretischer Grenzfall ist, so gewinnt man doch einen guten Überblick über die besonders beanspruchten Teile des durchbohrten Vollraumes. Die Annahme eines gleichmäßigen Binnendruckes p_k bewirkt eine starke Herabsetzung der β -Werte. Um diesen Einfluß zu zeigen, werden in Abb.

6 mit der Annahme $p_k = \frac{p}{2}$ die Linien gleicher Scherbeanspruchung für die Poissonzahlen $m = 2, 3, 4$ und ∞ dargestellt. Allerdings ist die Annahme eines gleichmäßigen Binnendruckes nur eine Fiktion, welche in den seltensten Fällen zutreffen wird.

Schließlich sind in Abb. 7 Linien gleicher Hauptspannungsdifferenzen aufgetragen, und zwar für den lotrechten Druck $p = 1$ und die Poissonzahlen $m = 2, 3, 4, \infty$. Im Falle $m = \infty$ ist der Bereich, in welcher die kleinere Hauptspannung eine Zugspannung ist, durch zwei strichpunktierte Linien abgegrenzt. Innerhalb dieses Zugbereiches wurden die Linien gleicher Hauptspannungsdifferenzen strichliert eingetragen.

Die Theorie des durchbohrten Vollraumes soll nun auf die Versuche mit der Menard-Sonde angewendet werden, wie sie im Beitrag von P. v. Soos beschrieben sind. Wird parallel zu einem künftig geplanten Stollen eine kleine Versuchsbohrung im Vollraum ausgeführt, kommt es sowohl zu einer Verformung der kreisrunden Gestalt, als auch zu einer Volumsverminderung des Bohrloches. Die Volumsverminderung ist gegeben durch den Durchschnittswert der Verschiebungskomponenten in radialer Richtung, welcher aus

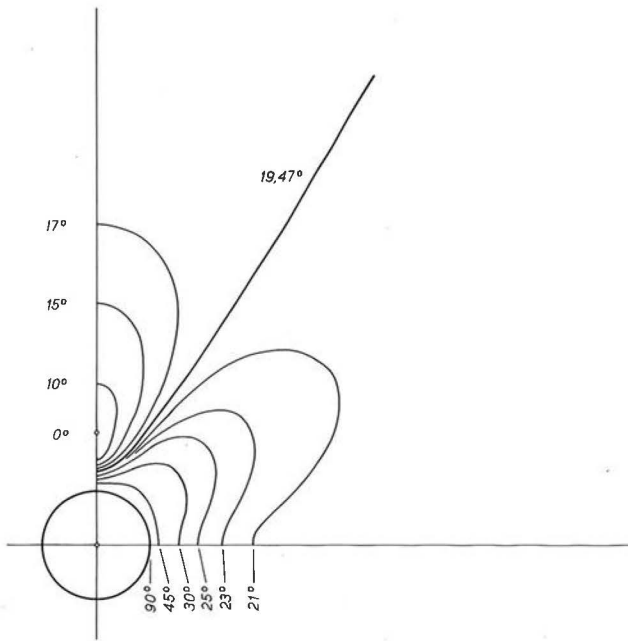
$$\text{Gleichung 7 für } \alpha = \frac{\pi}{4} \text{ und } R = a \text{ mit} \\ r_0 = \frac{pa m + 1}{2 E m - 1} \quad (19)$$

erhalten wird. Wenn nun das Bohrloch mit einer nicht zusammendrückbaren Flüssigkeit angefüllt und diese unter den Druck p_i gesetzt wird, so beträgt die Spannung in einem Punkt des Vollraumes:

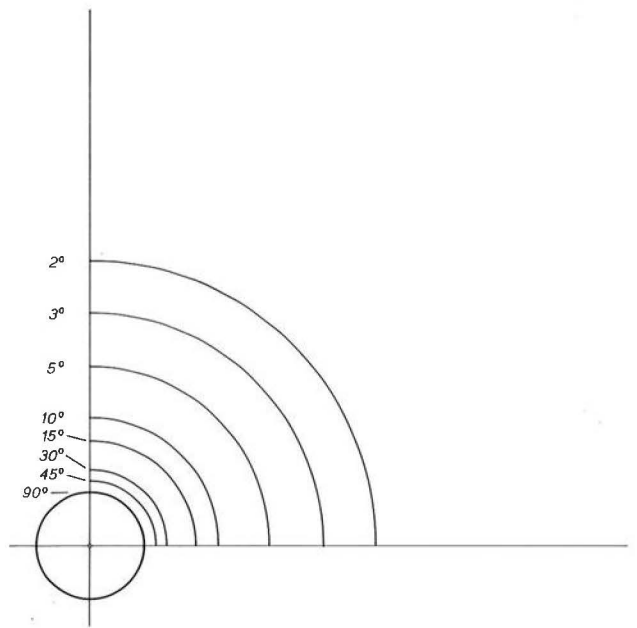
$$\sigma_r = p_i \frac{a^2}{R^2} \\ \sigma_n = - p_i \frac{a^2}{R^2} \\ \sigma_t = \tau = 0 \quad (20)$$

Die Formänderung ist:

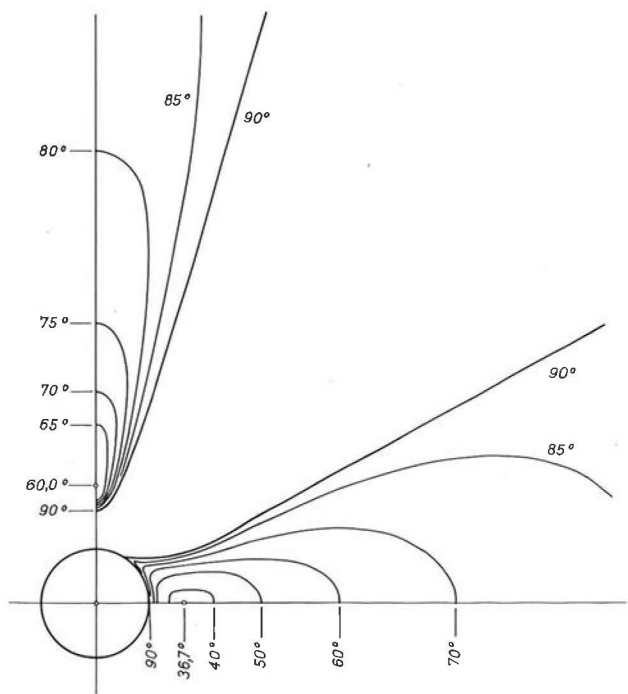
$$r = - \frac{m + 1}{m E} \frac{a^3}{R} p_i \\ n = 0 \quad (21)$$



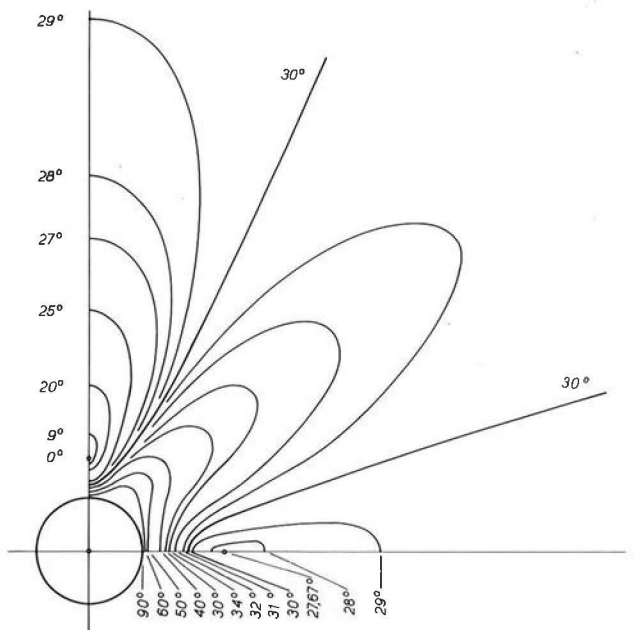
a) $m = 2$



b) $m = 3$



c) $m = 4$



d) $m = \infty$

Abb. 4: Linien gleicher Scherbeanspruchung ($p_k = 0$).

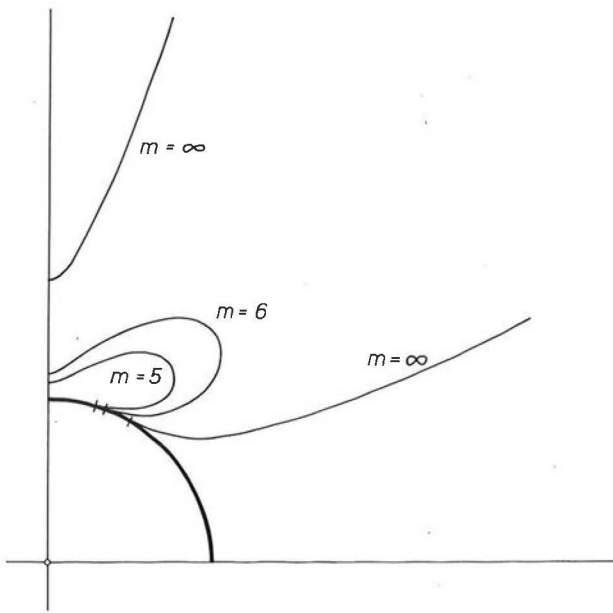


Abb. 5: Zugbereiche im durchbohrten Halbraum für die Poissonzahlen $m = 5, 6, \infty$.

Soll der Druck p_i so groß gewählt werden, daß die bei der Bohrung eingetretene Volumsänderung auf null zurückgeführt wird, folgt durch Gleichsetzen von (19) und (21) mit $R = a$

$$p_i = \frac{p}{2} \frac{m}{m-1} \quad (22)$$

Die Größe des Innendruckes p_i ist gemäß (22) gleich dem Mittelwert der beiden Hauptspannungen, welche in der normal auf die Bohrachse stehenden Ebene wirksam sind.

Wenn die bei der Testbohrung auftretende Volumsverminderung nicht voll rückgängig gemacht wird und demnach r zufolge p_i kleiner als r_0 ist, muß der Sondendruck kleiner als p_i nach (22) sein.

Wird nun parallel zur Versuchsbohrung ein großer Stollen vom Halbmesser A vorgetrieben, so sind die Spannungsänderungen σ_{R_0} und σ_{n_0} durch (6) gegeben. Wenn der Halbmesser a der Versuchsbohrung sehr klein im Vergleich zu A ist, so kann näherungsweise angenommen werden, daß in der Nähe der Versuchsbohrung ein konstanter Spannungszustand herrscht. Durch Analogie kann die Änderung von p_i als Mittelwert von σ_{R_0} und σ_{n_0} gefunden werden. Aus (6) folgt

$$\Delta p_i = \frac{\sigma_{R_0} + \sigma_{n_0}}{2} = -\frac{m-2}{m-1} \frac{A^2}{R^2} P \cos 2\alpha \quad (23)$$

Durch Summieren von 22 und 23 erhält man

$$p_i = P \left[\frac{m}{2(m-1)} - \frac{m-2}{m-1} \frac{A^2}{R^2} \cos 2\alpha \right] \quad (24)$$

Bei den Versuchen mit der Menardsonde betrug das Verhältnis $A:R = 1,33 : 2,33 = 1:1,75$. Für verschiedene Poissonzahlen folgt aus (24) mit $\cos 2\alpha = \pm 1$

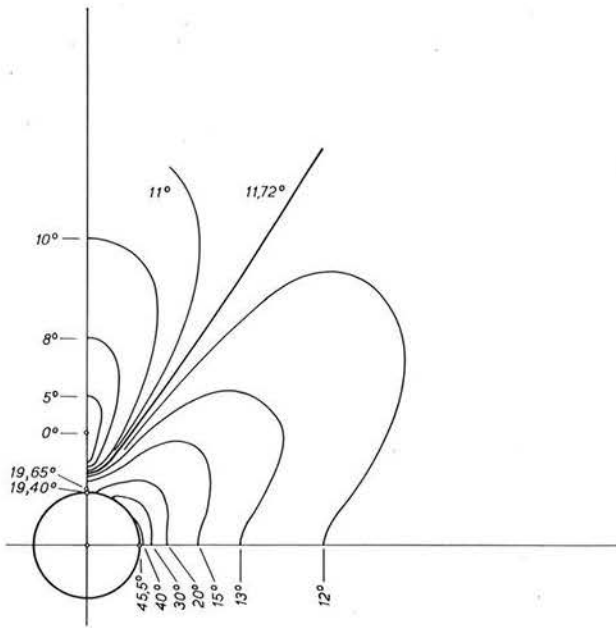
Poissonzahl m	Primärzustand $\frac{m}{2(m-1)} P$	Sekundärzustand $\pm \frac{m-2}{m-1} \frac{P}{1,75^2}$	p_i $\frac{\pi}{\alpha} = \frac{2}{\alpha}$	p_i $\alpha = 0$
2	1,000 p	± 0	1,000 p	1,000 p
2,5	0,833	$\pm 0,109$ p	0,942	0,724
3,0	0,750	$\pm 0,163$	0,913	0,587
4	0,666	$\pm 0,218$	0,884	0,448
6	0,600	$\pm 0,261$	0,861	0,339
10	0,555	$\pm 0,290$	0,845	0,265
∞	0,500	$\pm 0,327$	0,827	0,173

Wenn z. B. die Poissonzahl des Gesteins etwa zwischen 3 und 4 liegt, sollte bei Ausschaltung einer Volumsänderung des Bohrloches im Primärzustand der Innendruck in der Sonde rd 0,7 p betragen. Nach Ausführung des Stollens sollte der Innendruck im Bohrloch an der Ulme auf rd 0,9 p ansteigen, bzw. im Bohrloch an der Firste auf rd 0,5 p abfallen.

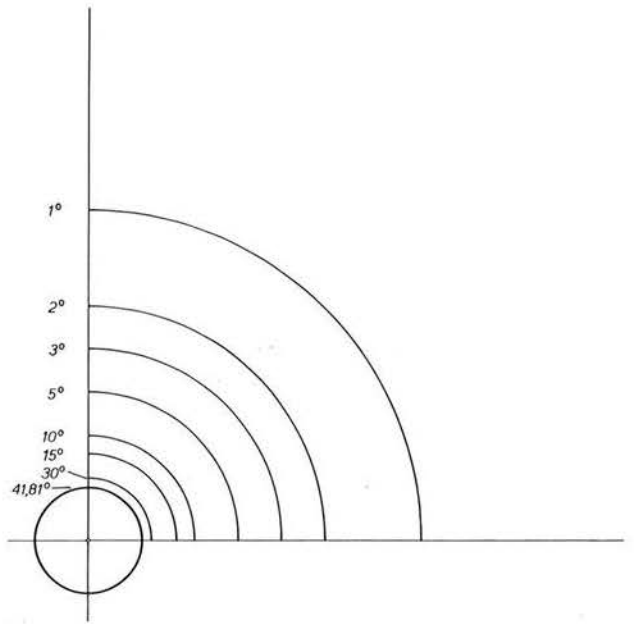
Bei der Messung wurde nach Fertigstellung der Testbohrlöcher die Sonde eingeführt und nach Erhöhung des Sondendruckes auf p der Hahn geschlossen. Es wurde dann ein starker Abfall des Sondendruckes auf rd 0,5 p in der Firste bzw. rd 0,4 p an der Ulme festgestellt. Der zweite Wert liegt noch unterhalb des theoretischen Grenzwertes von 0,50 für $m = \infty$. Abgesehen davon, daß infolge der geringen Länge der Sonde genau genommen kein ebener Verformungszustand vorliegt, ist wahrscheinlich der große Druckabfall hauptsächlich auf den Versuchsvorgang selbst zurückzuführen. Wird nämlich der Hahn der Sonde sofort nach Erhöhung des Innendruckes geschlossen, so müßte dieser fast auf null absinken. Wird hingegen der Hahn solange offengehalten, bis alle Formänderungen verlässlich abgeklungen sind, kann es auch nach Schließen des Hahnes zu keinem Druckabfall kommen. Der beobachtete Druckabfall ist daher mehr als ein zufälliger Wert anzusehen, dessen Größe durch den Versuchsvorgang bestimmt wird.

Nach Vortrieb des Stollens wurde im Versuchsbohrloch an der Firste ein weiterer Abfall des Sondendruckes um 0,23 p auf rd 0,3 p und im Versuchsbohrloch an der Ulme ein Druckanstieg um rd 0,7 p auf rd 1,05 p beobachtet.

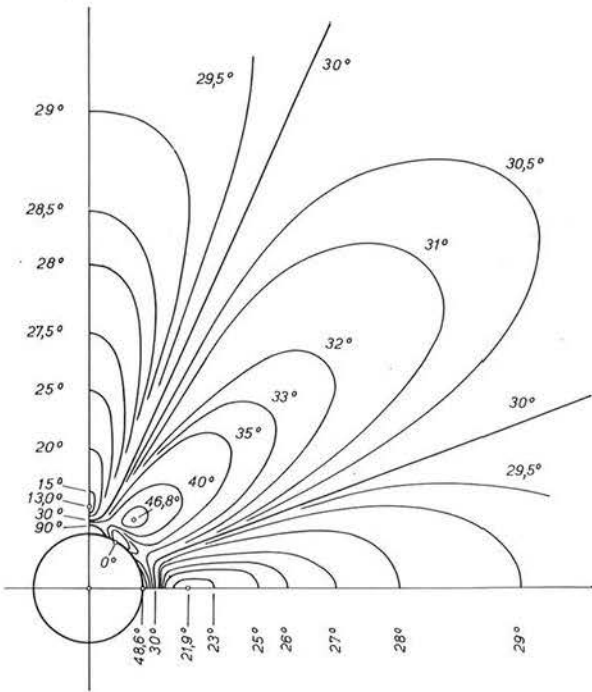
Zunächst scheinen die Messungen die theoretische Spannungsverteilung beim ebenen Verformungszustand nur qualitativ, nicht aber quantitativ zu bestätigen. Es ist jedoch zu bedenken, daß in Wirklichkeit infolge der beschränkten Länge der Sonde gar kein ebener Zustand vorliegt. Durch die Anwendung eines relativ hohen Sondendruckes wird eine Vorspan-



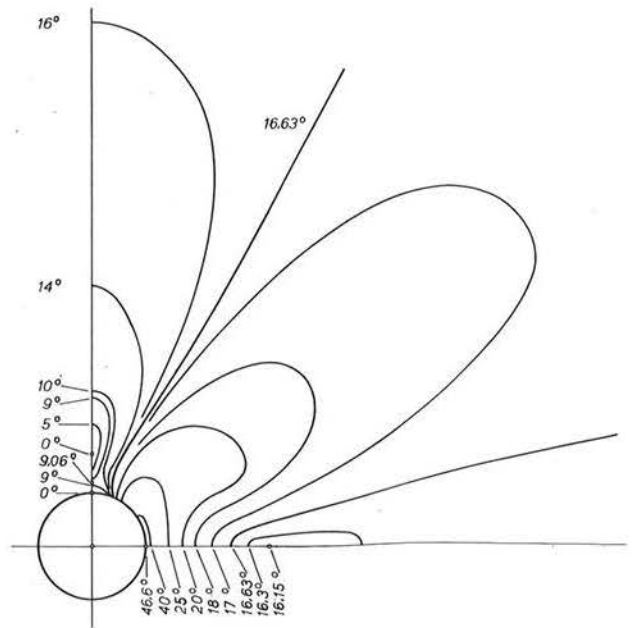
a) $m = 2$



b) $m = 3$

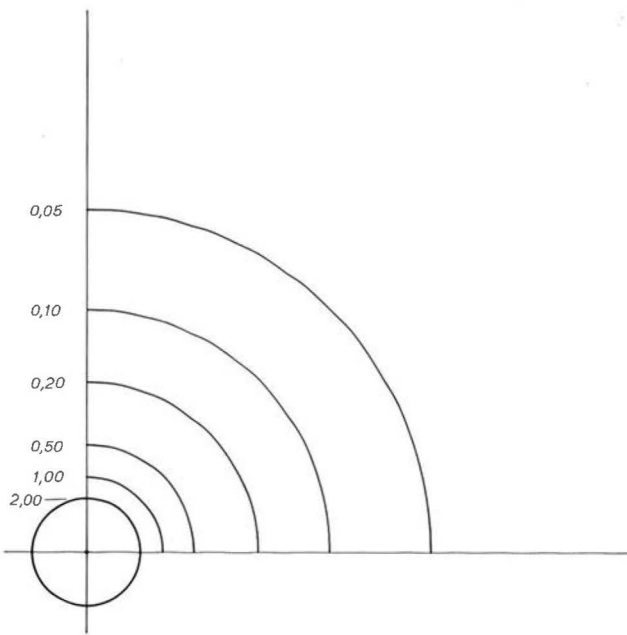


c) $m = 4$

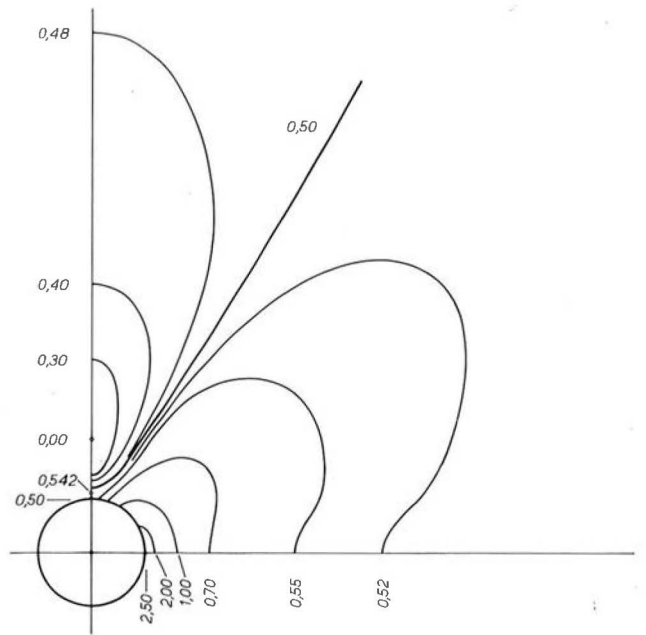


d) $m = \infty$

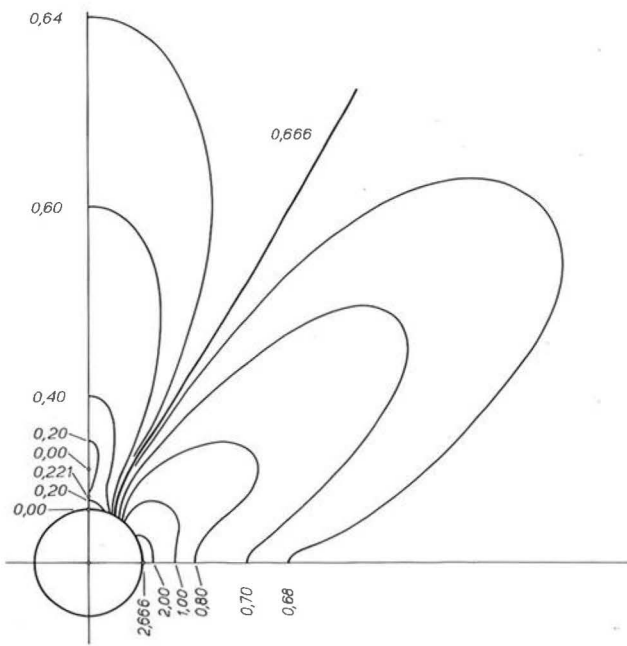
Abb. 6: Linien gleicher Scherbeanspruchung ($p_k = \frac{r}{2}$).



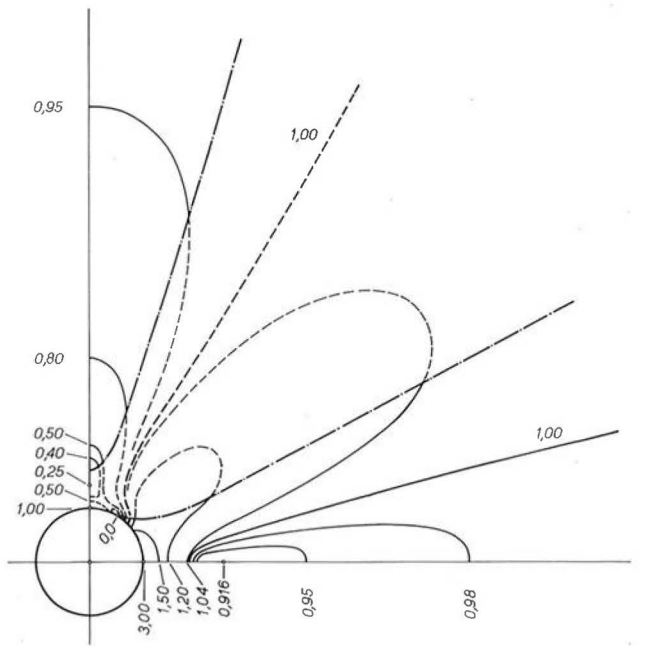
a) $m = 2$



b) $m = 3$



c) $m = 4$



d) $m = \infty$

Abb. 7: Linien gleicher Hauptspannungsdifferenzen $\sigma_1 - \sigma_3$ für $p = 1$.

nung geschaffen, welche eine starke Abweichung vom ebenen Verformungszustand bedingt. Beim Stollenvortrieb tritt nun an der Firste eine Annäherung an den ebenen Verformungszustand, an der Ulme jedoch infolge der Unzusammendrückbarkeit der Sondenflüssigkeit eine verstärkte Abweichung auf. Daher wird an der Ulme ein viel zu hoher Druckanstieg gemessen, während der Druckabfall an der Firste einigermaßen den wirklichen Verhältnissen entsprechen könnte. Theoretisch ergibt sich der gemessene Druckabfall im Testbohrloch an der Firste für eine Poissonzahl von $\mu = 4$, was einer Seitendruckziffer von 0,333 entspricht.

Zusammenfassend kann nochmals festgestellt werden, daß durch die Versuche mit der Menardsonde der sich theoretisch ergebende Spannungszustand im durchbohrten Vollraum qualitativ bestätigt wird, daß quantitativ aber zum Teil große Unterschiede vorhanden sind. Diese dürften in der Art der Versuchsdurchführung bzw. in den Abweichungen vom ebenen Verformungszustand ihre Ursache haben. Bei einer Wiederholung eines solchen Versuches wäre es wahrscheinlich besser, den Sondendruck am Beginn des Versuches — also vor dem Vortrieb des Stollens — so gering als möglich zu machen, wobei nur ein Ablösen der Sonde von der Bohrlochwand zu verhindern ist.

Schrifttum

- (1) H. Kastner: „Statik des Tunnel- und Stollenbaues auf der Grundlage geomechanischer Erkenntnisse.“ Springer-Verlag; Berlin / Göttingen / Heidelberg 1962.
- (2) H. Kastner: „Der Seitendruck im Lockerboden und im Fels der Erdkruste.“ Mitteilungen des Institutes für Grundbau und Bodenmechanik, Heft 5, Wien 1963.