

Mitteilung des Instituts
für Grundbau und Bodenmechanik
Technische Universität Braunschweig

Heft Nr.13

Zusammengestellt von H.Meseck

**Sonderheft
zum 10jährigen Bestehen
des Instituts**

Braunschweig 1984



Vorwort

Das vorliegende Mitteilungsheft wird als Sonderheft zum 10jährigen Bestehen des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Universität Braunschweig von ehemaligen und derzeitigen Mitarbeitern herausgegeben.

Die wissenschaftlichen Beiträge, für die ich mich bei den Verfassern herzlich bedanke, geben einen Einblick in die Forschungsarbeiten, die in diesen zehn Jahren geleistet wurden.

Mit der Herausgabe dieses Sonderheftes danken alle Mitarbeiter Herrn Professor Dr.-Ing. Hanns Simons für ihre Aus- und Weiterbildung an dem von ihm aufgebauten Institut. Sie danken nicht nur für die übermittelten Fachkenntnisse und die Möglichkeit zur wissenschaftlichen Arbeit, sondern insbesondere auch für die Gelegenheit zur Weiterentwicklung ihrer Persönlichkeit.

Alle Mitarbeiter wünschen Herrn Professor Simons auch für die nächsten Jahre viel Erfolg. Sein persönlicher Einsatz und sein Ideenreichtum sind Vorbild für alle Mitarbeiter geworden.

Dieses Sonderheft widmen die Mitarbeiter des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik ihrem Lehrer, Herrn Professor Dr.-Ing. Hanns Simons.

Braunschweig, im Mai 1984



(H. Meseck)



Geleitwort

Es ist ein gutes Zeichen für die Atmosphäre eines Instituts, wenn seine Mitarbeiter ohne direktorale Weisung daran gehen, über die erste Dekade der Aktivitäten mit dem Stolz auf die gemeinsame Leistung der Öffentlichkeit zu berichten. Denn das beweist, daß sie sich mit der von ihnen mit Leben erfüllten Einrichtung identifizieren und es für sie mehr als gerade nur ein wissenschaftlicher Arbeitsplatz geworden ist. Der Stolz ist berechtigt: die nachstehend zusammengestellten Berichte zeigen, wie sich aus einer ursprünglich harten Beschränkung in der Grundausstattung des neuen Instituts durch bewegliche und vielseitige Kreativität innerhalb und außerhalb der Universität, durch motivierten und motivierenden Fleiß und durch eine zuverlässige Partnerschaft gegenüber den Auftraggebern eine eindrucksvolle Forschungs- und Lehrstätte von weitreichender Wirkung entwickeln ließ.

Meine Hochachtung gilt hier vor allem Herrn Kollegen Simons, der es dank seines mit Hingabe und der ganzen Person geleisteten eigenen Einsatzes geschafft hat, die Begeisterung für den Grundbau und seine nicht immer leicht durchschaubaren Fragestellungen auf so viele jüngere Mitarbeiter zu übertragen.

Ich freue mich, hier nicht nur einen kollegialen Gruß auf den weiteren und zweifellos erfolgreichen Weg des Instituts mitgeben, sondern auch den Dank der Deutschen Gesellschaft für Erd- und Grundbau an das Institut anschließen zu dürfen für die mannigfachen Hilfen, die sein Leiter (und seine liebe Frau!) und seine Mitarbeiter uns immer angedeihen ließen, wenn wir darum baten. Ich wünsche Ihnen für die Zukunft die Erfüllung Ihrer Pläne zum Wohle und im Vertrauen derer, denen sie dienen.

Dr.-Ing. Ulrich Smoltczyk

Ordinarius für Geotechnik in Stuttgart
und Vorsitzender der Deutschen Gesellschaft für Erd- und Grundbau e.V.



Inhaltsverzeichnis

10 Jahre Institut für Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Universität Braunschweig W. Schnell.	1
Bestimmung dynamischer Bodenkennwerte in situ H.-G. Balthaus.	25
Einbau von Sand für bodenmechanische Modellver - suche nach der Methode des verfahrbaren Sand - vorhanges W. Bätcke	53
Vorschlag für eine Standardisierung der Tunnel - durchmesser bei mechanischen Vortrieben in Fest - gestein U. Beckmann	69
Baulos Schalke-Nord in Gelsenkirchen - Ein berg - männisch aufgefahrener Tunnel mit bergschadensun - empfindlichem Ausbau - H. Frank.	85
Ein einfaches Verfahren zur Berechnung der Setzun - gen hinter tiefen Baugrubenwänden H. Früchtenicht	107

Untersuchung der Dauerhaftigkeit mineralischer Dichtungen für die Sanierung von Altlasten M. Geil	127
Ein Beitrag zur überirdischen Deponierung von Salzabfällen nach umweltschützenden Bedingungen W. Hänsel	145
Verpreßanker im Kreideton J. Knüpfer	169
Verdrillung von Mittelbohrträgern T. Krause	187
Anwendung eines Wellengleichungsprogramms zur Er - mittlung der Tragfähigkeit von Ramppfählen H. Meseck	209
Bestimmung des Durchlässigkeitswertes von Tonböden R. Mörecke	237
Mikrogefüge und bodenmechanische Eigenschaften überkonsolidierter Tone E.-W. Raabe	259
Gekuppelte Stahlbetonpfähle E. Scheffler	283
Wasser - Wichtigste Schadensursache im Grundbau W. Schnell	299

Parameterstudien an Korngrößenverteilungen von Elbe - sedimenten und eiszeitlichen Ablagerungen	
I. Schönwald	311
Erddruckermittlungen für beidseitig begrenzte Be - lastungen auf einer ebenen Geländeoberfläche	
W. Sondermann.	339
Auftrieb einer Abwasserleitung - Schadensanalyse -	
H.-W. Wichert.	355
Schlitzwände als Wärmeaustauschflächen	
F. Wolff	375



ANSCHRIFTEN DER AUTOREN

Dipl.-Ing. H.G. Balthaus
Institut für Grundbau und
Bodenmechanik, TU Braunschweig
Gaußstraße 2

3300 Braunschweig

Dr.-Ing. W. Bätcke
c/o Baubehörde der Freien
und Hansestadt Hamburg
Rödingsmarkt 43

2000 Hamburg 11

Dr.-Ing. U. Beckmann
c/o Simons + Partner GmbH
Pockelsstr. 9

3300 Braunschweig

Dr.-Ing. H. Frank
Institut für Grundbau und
Bodenmechanik
Gesamthochschule Kassel
Mönchebergstr. 7

3500 Kassel

Dipl.-Ing. H. Fruchtenicht
c/o HOCHTIEF AG
Rellinghauser Straße

4300 Essen

Dipl.-Ing. M. Geil
Institut für Grundbau und
Bodenmechanik, TU Braunschweig
Gaußstraße 2

3300 Braunschweig

Dipl.-Ing. Waldemar Hänsel
Comeniusstr. 2

3300 Braunschweig

Dipl.-Ing. J. Knüpfer
Institut für Grundbau und
Bodenmechanik, TU Braunschweig
Gaußstraße 2

3300 Braunschweig

Dipl.-Ing. T. Krause
Institut für Grundbau und
Bodenmechanik, TU Braunschweig
Gaußstraße 2

3300 Braunschweig

Dipl.-Ing. H. Meseck
Institut für Grundbau und
Bodenmechanik, TU Braunschweig
Gaußstraße 2

3300 Braunschweig

Dipl.-Ing. R. Möreke
Institut für Grundbau und
Bodenmechanik, TU Braunschweig
Gaußstraße 2

3300 Braunschweig

Dr.-Ing. E.-W. Raabe
c/o GKN Keller GmbH
Mausegatt 45-47

4630 Bochum 6

Dr.-Ing. E. Scheffler
Institut für Bautechnik
Reichpietschufer 72-76

1000 Berlin 30

Professor
Dr.-Ing. W. Schnell
Fachhochschule Holzminden
Haarmannplatz 3

3450 Holzminden

Dipl.-Geol. I. Schönwald
Wiesenstraße 6

3300 Braunschweig

Dr.-Ing. W. Sondermann
c/o Simons + Partner GmbH
Pockelsstr. 9

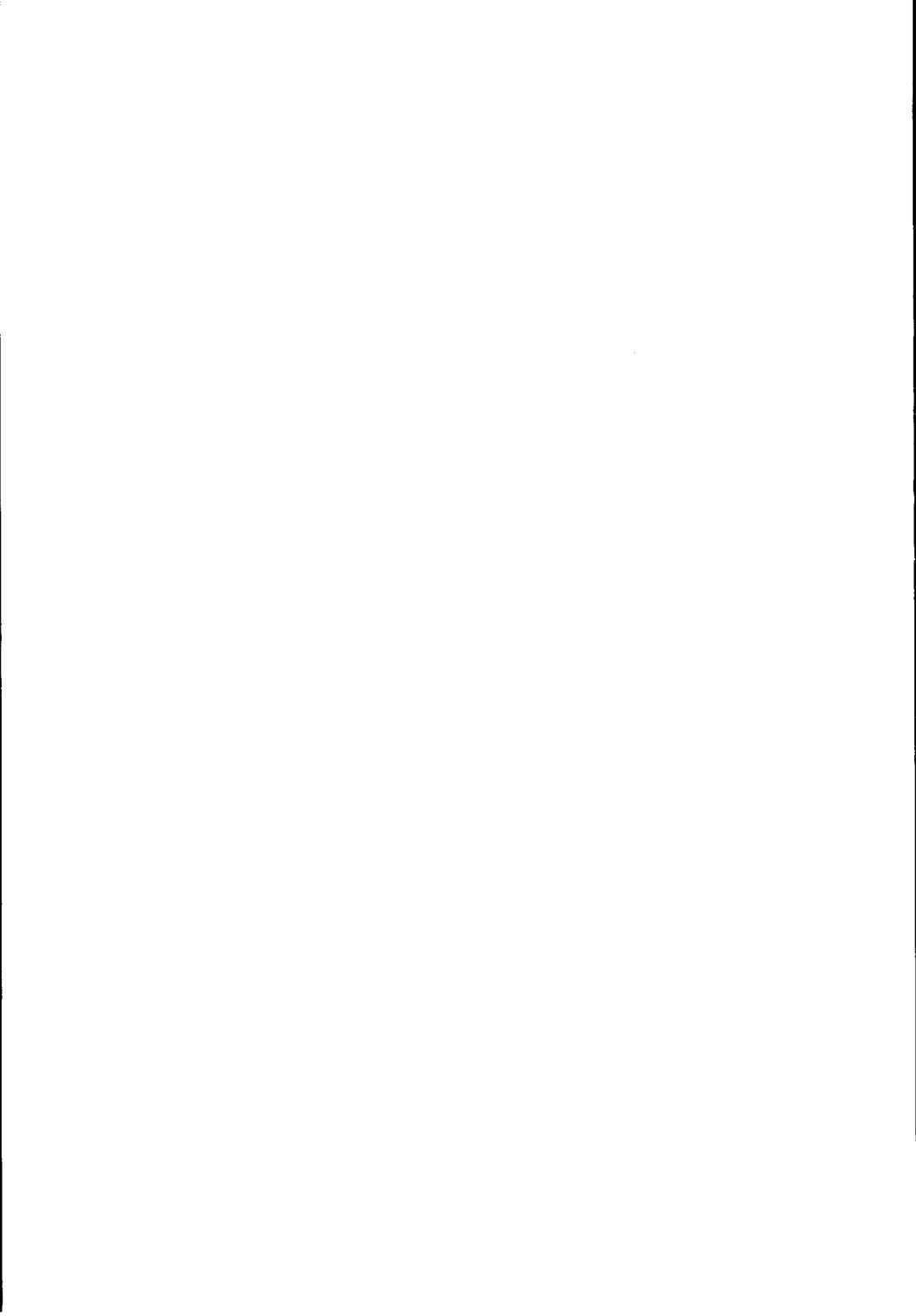
3300 Braunschweig

Dipl.-Ing. W. Wichert
Institut für Grundbau und
Bodenmechanik, TU Braunschweig
Gaußstraße 2

3300 Braunschweig

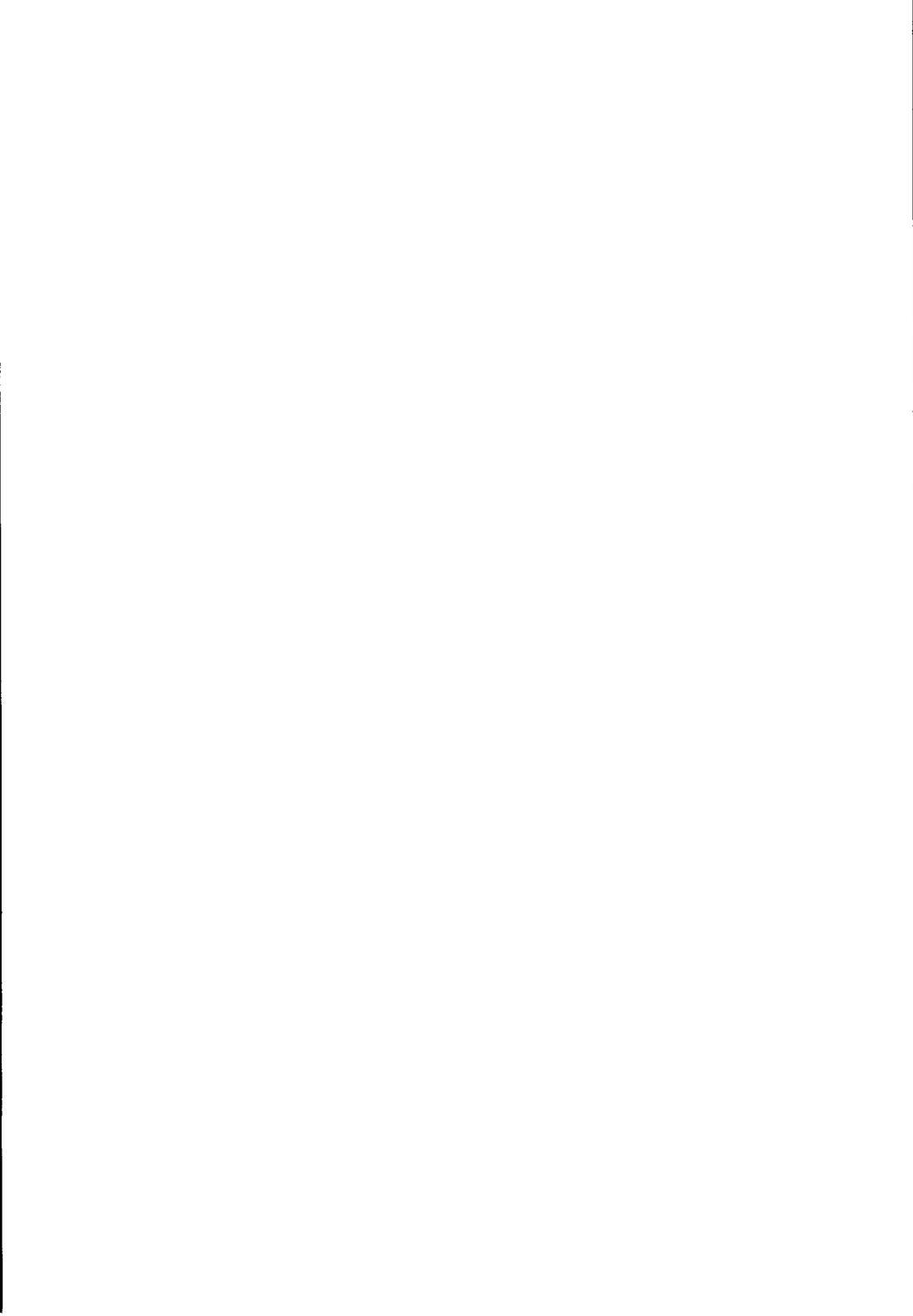
Dr.-Ing. F. Wolff
c/o Dyckerhoff + Widmann AG
Erdinger Landstraße 7

8000 München 81



Dank an unsere Inserenten

Dieses Sonderheft wäre ohne die großzügige finanzielle Unterstützung durch die deutsche Industrie nicht möglich gewesen. Allen Firmen, die in diesem Heft mit einer Anzeige vertreten sind, möchten wir hiermit danken.



10 Jahre

Institut für Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Universität Braunschweig

von Wolfgang Schnell

1. Allgemeines

Am 8. April 1974 wurde Dr.-Ing. Hanns Simons zum ordentlichen Professor und Inhaber des neugegründeten Lehrstuhls für Grundbau und Bodenmechanik ernannt. Damit begann die Geschichte eines Lehrstuhls, dessen Aufgabengebiet bis dahin vom Lehrstuhl für Straßenbau, Erd- und Grundbau (Prof. Mecke) und vom Lehrstuhl für Eisenbahnwesen (Prof. Pierick) mitverwaltet wurde.

Der Aufbau des jüngsten Bauingenieur-Lehrstuhles an der TU Braunschweig brachte erhebliche personelle, finanzielle und räumliche Probleme mit sich, die dank des unermüdlichen Einsatzes von Prof. Simons und seiner Mitarbeiter nach einigen Jahren weitgehend gemeistert waren.

Es gelang in kurzer Zeit, ein großes Institut aufzubauen, das sich durch Forschungsaufgaben und angewandte Wissenschaft weitgehend selbst finanziert.

Die Entwicklung vom "kleinen niedersächsischen Lehrstuhl" - wie Prof. Simons bei seiner Amtsübernahme sagte - bis hin zu einem der bedeutendsten Grundbauinstitute Deutschlands sei im folgenden geschildert.

2. Personal

Am Personalbestand läßt sich am ehesten der starke Aufschwung und Ausbau von Lehrstuhl und Labor in den Jahren 1974 - 1978 aufzeigen.

Als der Lehrstuhl am 1.5.1974 seine eigentliche Tätigkeit aufnahm, verfügte er neben dem Lehrstuhlinhaber über eine Sekretärin und zwei wissenschaftliche Mitarbeiter. Recht bald - im Herbst 1974 - wurde eine weitere Planstelle für einen wissenschaftlichen Mitarbeiter eingerichtet. Damit lag der Personalbestand weit unter dem, was Prof. Simons bei seiner Berufung zugesagt war und was zum Aufbau und zur Aufrechterhaltung eines Lehrbetriebes einschließlich des Vertieferstudiums erforderlich war. Das schnelle Anwachsen der Vertieferzahlen führte bereits 1975 zu der Bewilligung einer weiteren Planstelle, und 1976 standen dann 5 Assistentenstellen zur Verfügung. Trotz einer weiteren Zunahme der Lehrbelastung durch große Entwürfe und Diplomarbeiten hat sich an dieser Zahl von Planstellen bis heute nichts mehr geändert. Auch heute verfügt das Institut über keinerlei Stellen des akademischen Mittelbaus.

Während die Zahl der planmäßigen Assistenten seit 1976 konstant ist, ist die Zahl der wissenschaftlichen Mitarbeiter, die aus Drittmitteln finanziert werden, in den Jahren von 1976 bis 1979 beträchtlich angestiegen. Das hängt vor allem mit der in diesen Jahren intensiv begonnenen Forschungstätigkeit zusammen.

Bild 1 zeigt die Entwicklung der Zahl der wissenschaftlichen Mitarbeiter von 1974 - 1984.

Ähnlich stürmisch verlief der Anstieg der Zahl der technischen Angestellten in den Jahren 1974 - 1977. Triebfeder hierfür war neben der verstärkten Forschungstätigkeit der Ausbau des Labors von 1977 - 1979 und die damit verbundene Möglichkeit, umfangreiche bodenmechanische Untersuchungen im Feld und im Labor durchzuführen. Bild 2 zeigt die Entwicklung der Zahl der technischen Angestellten.

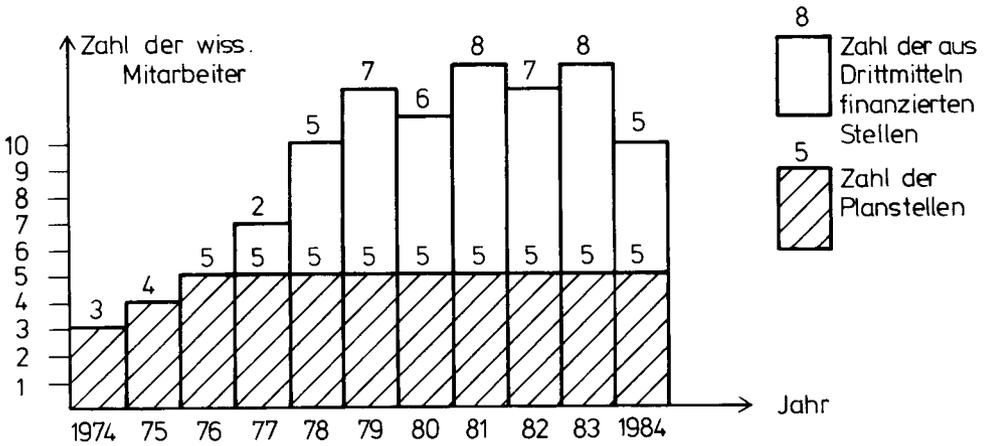


Bild 1 : Zahl der wissenschaftlichen Mitarbeiter

Leider ist es bis heute nicht gelungen, die Stelle eines technischen Laborleiters als Planstelle zu erhalten, obwohl deren Notwendigkeit unbestritten ist, was u.a. daraus hervorgeht, daß diese Stelle seit vielen Jahren auf dem ersten Platz der Prioritätenliste der TU Braunschweig liegt.

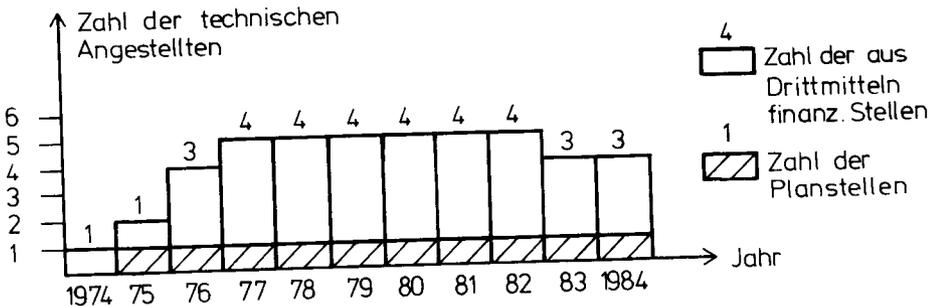


Bild 2 : Zahl der technischen Angestellten

3. Lehre

Da der Lehrstuhl für Grundbau und Bodenmechanik im Jahre 1974 neu entstand, mußten sämtliche Vorlesungen und Übungen erarbeitet werden.

Im Sommersemester 1974, dem Beginn der eigentlichen Lehrtätigkeit, waren gleichzeitig 2 Semester (4. und 6.) zu betreuen; im Wintersemester 1974/75 wurde bereits das Vertiefferstudium angeboten, so daß gleichzeitig in 3 Semestern (3., 5. und 7.) Vorlesungen und Übungen gehalten werden mußten. Als Begleittext für die Vorlesungen wurde ein Umdruck von Prof. Smoltczyk (Stuttgart) verwendet, über den man froh war, da den Studenten zum Verfolgen und Nacharbeiten etwas Gedrucktes in die Hand gegeben werden konnte.

Der Lehrplan, der sich nach und nach stabilisierte, zeigte in den einzelnen Semestern folgende Schwerpunkte (Bild 3-5):

3. Semester : Grundlagen der Bodenmechanik, Erkundung des Baugrundes, Spannungen im Boden, Setzungsberechnung
4. Semester : Erddruckberechnung, Standsicherheitsnachweise, Standsicherheit von Böschungen
5. Semester : Baugruben, Pfähle, Wasserhaltung
6. Semester : Tunnelbau
- 7 Semester : Vertiefung von Grundbauthemen
8. Semester : Vertiefung von Teilgebieten des Tunnelbaus

Freitags 8.15. - 9.45. Saal 111

Vorlesungs- und Übungsplan, 3. Semester

Datum	Nr.	Vorl. Übung	Umdruck Kapitel	Titel
	301	V	A	Einführung u. Überblick Normen, Begriffe
	302	V	C, D	Bodenarten, -Eigenschaften
	303	V	D	Kennwerte, Bestimmung im Labor
	304	0	1. Übung	Klassifizierung und physikalische Kennwerte der Böden
	305	V	E	Erkundung des Baugrundes
	306	0	2. Übung	Erkundung des Baugrundes
	307	V	F. 1	Zusammendrückbarkeit
	308	0	3. Übung	Ermittlung des Steifemoduls Zeitsetzung
	309	V	F. 2	Spannungsverteilung
	310	0	4. Übung	Berechnung von Spannungen im Boden
	311	V	F. 3	Sitzungsberechnung Filter-Setzung
	312	0	5. Übung	Setzungsberechnung
	313	V	G	Scherfestigkeit der Böden
	314	0	6. Übung	Scherfestigkeit der Böden
	315	V	H	Film: Grundbruch, Standsicherheitsnachweise bei Flachgründungen
	316	V	H	Grundbruch, Standsicherheitsnachweise bei Flachgründungen

Grundbau und Bodenmechanik I

Freitags 8.15. - 9.45. Saal 111

Vorlesungs- und Übungsplan, 4. Semester

Grundbau und Bodenmechanik II

Datum	Nr.	Vorl. Übung	Umdruck Kapitel	Titel
	401	0	1. Übung	Standsicherheitsnachweise
	402	V	I	Böschung- und Geländebruch
	403	0	2. Übung	Standsicherheitsberechnung von Böschungen
	404	0	2. Übung	Standsicherheitsberechnung
	405	V	K	Erddruck
	406	V	K	Erdrückstand
	407	0	3. Übung	Erdrückberechnung
	408	0	3. Übung	Erdrückberechnung
	409	V	L, M	Stützmauern, Spundwände
	410	V	N	Berechnung von Spundwänden
	411	0	4. Übung	Spundwandberechnung
	412	0	4. Übung	Spundwandberechnung

Bild 3 Lehrplan 3. und 4. Semester

Montags 14.15 - 15.45, Saal 111

Vorlesungs- und Übungsplan, 5. Semester

Grundbau und Bodenmechanik III

Datum	Nr.	Vorl. Übung	Umdruck Kapitel	Titel
	501	V	0	Mech. Wirkung des Wassers im Boden
	502	0	1. Übung	Mech. Wirkung des Wassers im Boden
	503	V	P	Wasserhaltung
	504	0	2. Übung	Wasserhaltung
	505	V	Q	Konstruktion und Berechnung von Pfählen
	506	V	Q	Konstruktion und Berechnung von Pfählen Berechnung von Pfahlrost
	507	0	3. Übung	Tragfähigkeit von Pfählen
	508	0	4. Übung	Pfahlrostberechnung
	509	V	S	Tiefgründungen
	510	V	T	Konstruktion und Berechnung von Baugruben
	511	V	T U	Konstruktion und Berechnung von Baugruben Schützwände
	512	V	V	Erdanker
	513	0	5. Übung	Berechnung und Konstruktion von Baugruben
	514	0	6. Übung	Einfach- und Mehrfachverankerung
	515	0	6. Übung	Einfach- und Mehrfachverankerung

Montags 14.15 - 15.45, Saal 111

Vorlesungs- und Übungsplan, 6. Semester

Tunnelbau

Datum	Nr.	Vorl. Übung	Umdruck Kapitel	Titel
	601	V	0/1 bis 2/13	Planung und Entwurf, Untersuchung und Einteilung des Gebirges
	602	V	3.0	Tunnel in offener Bauweise Schlitz- und Bohrpfehlwände
	603	0	1. Übung	Schlitz- und Bohrpfehlwandberechnung
	604	0	1. Übung 2. Übung	Schlitz- und Bohrpfehlwandberechnung Tunnel in offener Bauweise
	605	0	2. Übung	Tunnel in offener Bauweise
	606	V	5.1	Geschlossener Tunnel im Lockergestein, Bergmännische Vortriebe
	607	V	5.2	Schildvortriebe
	608	0	3. Übung	Konstruktion und Berechnung einer Spritzbetonschale
	609	0	4. Übung	Berechnung schildvortriebener Tunnel
	610	0	4. Übung 5. Übung	Berechnung schildvortriebener Tunnel Berechnung von Tunnelstützen mit Hilfe von Rechenprogrammen
	611	V	9	Tunnelembau und Abdichtung

Bild 4 Lehrplan 5. und 6. Semester

Freitags 12.00 - 13.30, Saal (Vorlesung)
14.30 - 16.00, Saal (Übung)

Vorlesungs- und Übungsplan, 7. Semester
Vertiefung: Spez. Probleme des Grund- u. Tunnelbaus

Datum	Nr.	Vorlesung	Übung
	701	Überblick, Einführung	1. Übung Baugrunderkundung
	702	Festigkeit u. Verformung bindiger Böden	2. Übung Spannungspuumethode und Anwendung
	703	Total- und Effektivspan- nungsanalyse, Anisotropie Normal-u. Überkonsolidation	2. Übung wie vor
	704	Stoffgesetze für numerische Verfahren	Stoffgesetze für numerische Verfahren
	705	Zeitsetzung und Konso- lidierung	3. Übung Zeitsetzung, Konsolidierung
	706	Bettungs- und Steife- modulverfahren	4. Übung Flächengründungen
	707	Bettungs- und Steife- modulverfahren	4. Übung Flächengründungen
	708	Maugrunderverbesserung, dyn. Intensivverdichtung, Vererlung	8. Übung Tragfähigkeit von Pfählen Dyn. Pfahltest
	709	Bodenverfestigung durch Injektionen	9. Übung Eingesparnte Pfehle
	710	Seeschiffskajen	10. Übung Seitendruck auf Pfehle
	711	Seeschiffskajen	11. Übung Pfehlrost
	712	Bentonite im Bauwesen	Herstellung und Prüfung von Suspensionen
	713	Umweltschutz durch mine- ralische Dichtungen	3. Übung räumlicher Erddruck
	714	Besondere Erddruckprobleme	Berechnung von Erddruck in Sonderfällen
	715	Probleme tiefer Baugruben	6. Übung Baugruben
	716	Probleme tiefer Baugruben	6. Übung Baugruben

Freitag, Saal

Vorlesungs- und Übungsplan, 8. Semester
Vertiefung: Spez. Probleme des Grund- u. Tunnelbaus

Datum	Nr.	Umdruck Kap.	Vorlesung	Übung
	801		Wasserdruck auf Böschungen Staudämme	15. Übung Wasserdruck auf Böschungen Staudämme
	802		Staudämme	16. Übung Staudämme
	803		Pangedämme Bewehrte Erde	12. Übung Pangedämme
	804	4.3	Unterfahrungen, Unter- fangungen	13. Übung Bewehrte Erde
	805	4.0	Unterfahrungen, Unter- fangungen	7. Übung Unterfahrungen, Unter- fangungen
	806	5.3	Tunnel in Lockergestein, besondere Verfahren	17. Übung Tunnel in Lockergestein schildvergett. Tunnel
	807	6	Tunnelbauten in offenen Gewässern	18. Übung Unterwassertunnel
	808	7.1 4.10	Felsmechanik für Tunnel im Fels	14. Übung Senkkästen
	809	7.2	Spannvortrieb für Tunnel im Fels	19. Übung Felsmechanische Unter- suchungen in Feld und Labor
	810	7.3	Maschinenvortrieb für Tunnel im Fels	20. Übung Tunnel im Fels
	811		Anwendung der FE-Methode im Grund- und Tunnelbau	Anwendung der FE-Methode im Grund- und Tunnelbau
	812		Schrifttum und Normen im Grund- und Tunnelbau	Schrifttum und Normen

Außer diesen Pflichtveranstaltungen werden die folgenden Wahlveranstaltungen angeboten:

Bodenmechanisches Praktikum	seit SS 1975
Seminar für Grund- und Tunnelbau	seit WS 1975/76
Grundbaudynamik (Prof. Dr.-Ing. G. Klein)	seit WS 1976/77
Ingenieurgeologie (Dipl.-Geol. H.v. Esbeck-Platen)	seit WS 1978/79
Messen im Grund- und Tunnelbau (Prof. Dr.-Ing. W. Schnell)	seit SS 1981

Die Notwendigkeit und die Beliebtheit der Vertieferrichtung Grundbau wird aus der Entwicklung der Vertieferzahlen von 1974 - 1984 ersichtlich (Bild 6).

Jahr	WS 74/75	WS 75/76	WS 76/77	WS 77/78	WS 78/79	WS 79/80	WS 80/81	WS 81/82	WS 82/83	WS 83/84
Vertiefer- studenten	45	85	102	67	59	62	49	56	54	32
△ % des Semesters	48 %	65 %	78 %	66 %	60 %	61 %	54 %	63 %	57 %	59 %

Bild 6 Entwicklung der Vertieferzahlen von 1974 - 1984

Um den Erfolg der Lehrveranstaltungen zu überprüfen, wurde ab dem SS 1975 eine Vorlesungskritik eingeführt, die von den Studenten begeistert aufgenommen wurde und manche wertvolle Anregung für die Gestaltung von Vorlesungen, Übungen und Praktikas gab. So entstanden z. B. auf Anregungen von Studenten die Vorlesungs- und Übungsumdrucke für alle Semester.

Am meisten besucht von allen Wahlveranstaltungen war das BodenmechanischePraktikum, an dem ca. 95 % der Vertieferstudenten teilnahmen.

Die Hauptbelastung aus den hohen Vertieferzahlen entstand durch die Betreuung der Großen Entwürfe und Diplomarbeiten. Bild 7 zeigt die Entwicklung dieser Arbeiten von 1974 - 1983.

Jahr	1974	1975	1976	1977	1978	1979	1980	1981	1982	1983
Große Entwürfe	5	46	79	78	54	61	53	71	47	62
Diplomarbeiten	-	2	13	24	24	31	24	26	22	23

Bild 7 Große Entwürfe und Diplomarbeiten

Zusammenfassend ist festzustellen, daß es gelungen ist, in wenigen Jahren Grundbau und Bodenmechanik zum attraktivsten Vertieferfach zu machen, wobei für die Vorlesungen und Übungen ausgezeichnete Studienhilfsmittel in Form von Umdrucken zur Verfügung stehen, die für Studenten und in der Praxis tätige Ingenieure gleichermaßen interessant sind.

3. Forschung

Der Beginn der Forschung an dem jungen Lehrstuhl steckte voller Probleme aber auch voller Möglichkeiten. Während sich an etablierten Lehrstühlen über Generationen hinweg Forschungsschwerpunkte herausgestellt haben, und ein Forschungsantrag aus dem vorherigen erwächst, mußte 1974 bei Null angefangen werden. Es gab weder Personal, das sich um die Antragstellung kümmern konnte, noch waren die räumlichen oder gerätemäßigen Voraussetzungen vorhanden, um Forschungsvorhaben experimenteller Art durchzuführen.

So war es verständlich, daß sich die ersten Forschungsarbeiten des Lehrstuhls mit theoretischen Themen befaßten. Die erste Dissertation des Lehrstuhls beschäftigte sich mit der Anwendung der Finit-Element-Methode bei ausgesteiften Baugrubenwänden. Das hierbei entwickelte Berechnungsprogramm konnte - in weiterentwickelter und verbesserter Form - auch für andere praktische Probleme des Grundbaus eingesetzt werden, so z. B. für die Berechnung von Bewehrte-Erde-Bauwerken und Fangedämmen.

Daß der Schwerpunkt des Lehrstuhles in der Durchführung praxisbezogener Vorhaben liegt, ist bedingt durch den beruflichen Werdegang des Lehrstuhlinhabers und seine Interessen. Diese Praxisverbundenheit zeigte sich bereits in einem der ersten Vorhaben, das vom Bundesministerium für Forschung und Technologie beauftragt wurde, und das die Entwicklung eines optimalen Rammsystems für Fertigpfähle zum Ziel hatte.

Ebenfalls große baupraktische Bedeutung hatte eines der umfangreichsten Forschungsvorhaben des Lehrstuhls, das sich über ca. 6 Jahre erstreckte und in dem das Verhalten von "Bewehrte-Erde-Bauwerken" theoretisch mit der Finit-Element-Methode, modelltechnisch in verschiedenen Maßstäben und durch Bauwerksmessungen untersucht wurde.

Über einen ähnlich langen Zeitraum wurde das bodenmechanische Verhalten der Gründung der Nordseeplattform durch Messungen vor Ort verfolgt.

Zwei neue Forschungsschwerpunkte wurden Ende der 70iger Jahre in Angriff genommen und sind auch heute noch die Hauptarbeitsgebiete des Institutes

1. Pfahldynamik
2. Abdichtung von Deponien

Ziel der Messung von Pfahlbeschleunigungen und -dehnungen ist die Ermittlung der Tragfähigkeit von Pfählen während des Rammvorganges. Um zur Lösung dieses Problem es beizutragen, werden am Institut für Grundbau und Bodenmechanik theoretische Ansätze erarbeitet, Modellversuche ausgeführt und umfangreiche Feldmessungen ausgewertet.

Angeregt durch die Problematik des Neubaus und der Sanierung von Hausmüll- und Sondermülldeponien werden seit 1977 am Institut Langzeituntersuchungen über die Dauerbeständigkeit mineralischer Abdichtungen durchgeführt, wobei mit einer Vielzahl von Prüf Flüssigkeiten gearbeitet wird.

Diese kurze Zusammenstellung der Forschungstätigkeit in den ersten 10 Jahren des Institutes kann nur einen Einblick geben. In Bild 8 sind alle bisher am Institut für Grundbau und Bodenmechanik bearbeiteten Forschungsvorhaben aufgeführt, Bild 9 gibt einen Überblick über die bisher abgeschlossenen Dissertationen von Institutsmitarbeitern.

Nr.	Titel	Laufzeit	Finanziert von
1	Baugrundeigenschaften des Lauenburger Föns aus der Sicht ingenieurgeologischer und sedimentpetrographischer Untersuchungen	1974 - 1975	Niedersächsisches Zahlenlotto
2	Optimales Rammsystem in Bezug auf Humanisierung am Arbeitsplatz, Umweltschutz und Arbeitsleistung	1976 - 1977	BMFT
3	Berechnung der Spannungen und Verformungen bei Be- wehrter Erde mit Hilfe der Finite-Element-Methode	1976 - 1977	Niedersächsisches Zahlenlotto
4	Vereisungsbaulos Düsseldorf	1976 - 1978	BMFT
5	Verhalten flachgegründeter Off-shore-Konstruktionen im Seegang	1977 - 1979	BMFT

Bild 8.1 : Durchgeführte Forschungsvorhaben

Nr.	Titel	Laufzeit	Finanziert von
6	Weiterentwicklung der Stütz- konstruktionen aus Bewehrter Erde	1977 - 1980	BMFT
7	Fundamente in Böschungen	1978 - 1981	DFG
8	Berechnung von Spannungen und Verformungen nach einem FE-Simulierungsmodell für dynamische Beanspruchung	1979 - 1981	DFG
9	Tiefe Behälter im Kreideton	1979 - 1980	DFG
10	Verlegung von Weichdichtungen in Schiffahrtskanälen	1979 - 1983	BMFT
11	Staubfreie Mischverfahren von Bentonitsuspensionen	1979 - 1981	BMFT
12	HLV - Elemente	1980 - 1982	BMFT

Bild 8.2 : Durchgeführte Forschungsvorhaben

Nr.	Titel	Laufzeit	Finanziert von
13	Mechanisierter Tunnelvortrieb	1980	BMFT
14	Entwicklung geeigneter Verfahren zum Messen der physikalischen Eigenschaften von Bentonitsuspensionen auf Baustellen	1980	Institut für Bautechnik
15	Stahlfaserbeton als Tunnelausbau	1981	BMFT
16	Ortbetonramppfähle aus K3-Beton	1981	BMFT
17	Überkonsolidierte Tone	1981 - 1983	DFG
18	Tiefe Baugruben	1982 - 1983	DFG
19	Deponieabdichtungen	1982 - 1984	Umweltbundesamt
20	Theorie der Pfahldynamik	1982 - 1985	BMFT

Bild 8.3 : Durchgeführte Forschungsvorhaben

Nr.	Titel	Laufzeit	Finanziert von
21	Experimentelle Untersuchung zur Verdichtung Norddeutscher Sande mit Tiefenrüttler	1982 - 1984	Niedersächsisches Zahlenlotto
22	Eindringverhalten von Pfählen	1982 - 1984	DFG
23	Untersuchungen zum Tragverhalten von Holzpfahlgründungen	1982 - 1984	Niedersächsisches Zahlenlotto
24	Dauerhaftigkeit mineralischer Abdichtungen	1983 - 1985	DFG
25	Bemessung von Tunneln aus Primärspannungen	1983 - 1984	DFG
26	Dynamische Pfahlprüfung	1983 - 1984	BMFT
27	Verdichtung mit Tiefenrüttler	1983	GKN Keller

Bild 8.4 : Durchgeführte Forschungsvorhaben

Nr.	Titel	Laufzeit	Finanziert von
28	Dynamische Pfahltests an Großbohrpfählen	1983 - 1984	BMFT
29	Ermittlung der Tragfähigkeit von Rammpfählen durch dynamische Pfahltests	1983 - 1985	Niedersächsisches Zahlenlotto
30	Deponiedichtung aus Zement-stabilisierten Bentonit-suspensionen	1983 - 1985	Niedersächsisches Zahlenlotto

Bild 8.5 : Durchgeführte Forschungsvorhaben

- Scheffler, E. : Die abgesteifte Baugrube berechnet mit nichtlinearen Stoffgesetzen für Wand und Boden, 1976
- Frank, H. : Formänderungsverhalten von Bewehrter Erde - untersucht mit Finiten Elementen, 1978
- Schnell, W. : Spannungen und Verformungen bei Fangedämmen, 1979
- Ruppert, F.-R. : Bodenmechanische Eigenschaften der Lauenburger Serie - Ein Beispiel für Statistik in der Bodenmechanik, 1980
- Wolff, F. : Spannungen und Verformungen bei Asphaltstraßen mit ungebundenen Tragschichten, 1981
- Bätcke, W. : Tragfähigkeit gedrungener Körper im geneigten Halbraum, 1982
- Beckmann, U. : Einflußgrößen für den Einsatz von Tunnelbohrmaschinen, 1982
- Papakyriakopoulos, P. : Verhalten von Erd- und Steinschüttdämmen unter Erdbeben, 1983
- Sondermann, W. : Spannungen und Verformungen bei Bewehrter Erde, 1983

Bild 9 : Dissertationen von Institutsmitarbeitern
(Stand 01.03.1984)

4. Labor- und Feldarbeiten

Bei der Gründung des Institutes im Jahre 1974 waren weder Räume, noch Personal, noch Laborgeräte vorhanden. Im Laufe des Jahres 1974 wurde dem Institut eine alte Wasserbauversuchshalle zur Nutzung bereitgestellt, wobei man beim Besichtigen dieser Halle nicht hätte vermuten mögen, daß hier einmal ein Grundbaulabor würde arbeiten können. Alles, was nicht niet- und nagelfest war, hatten die Vorgänger mitgenommen.

Der eigentliche Aufbau des Labors begann im Frühjahr 1975. Mit gebrauchten Möbeln aus dem Fundus der TU wurde der erste Arbeitsraum notdürftig eingerichtet. Wenig später wurden die ersten Laborgeräte installiert. Im Spätsommer 1975 konnte die druckluftgesteuerte Schergeräte- und Ödometer-Anlage in Betrieb genommen werden.

Relativ früh, nämlich ebenfalls 1975, wurden die ersten Feldgeräte (Schlitz- und Rammsonden) erworben. Das Institut erhielt 1975 die ersten Aufträge zur Überwachung von Eignungsprüfungen für Daueranker am Mittellandkanal.

Als im WS 1975/76 das Bodenmechanische Praktikum in eigenen Räumen abgehalten wurde, war aus einer verstaubten Halle bereits ein kleines bescheidenes Labor geworden.

Die Zunahme der Aufträge für Feldversuche machte den Erwerb eines Dienstfahrzeuges unbedingt erforderlich. 1976 wurde ein VW-Bus gekauft, dem in den nächsten Jahren weitere Fahrzeuge folgten. Heute verfügt das Institut über 3 Kleinbusse und einen Unimog mit eingebauter elektrischer Spitzendrucksonde sowie über 2 Kleinbohrgeräte .

Im Frühjahr 1976 begann der erste Bauabschnitt des Hallenausbaus. Neben räumlichen Veränderungen bedeutete dies vor allem die Ausstattung mit Standardgeräten zur Klassifikation von Böden.

Schon früh wurde versucht, die Elektronische Datenverarbeitung in den Laboralltag einzubeziehen. Relativ rasch wurden die Standardversuche mit Tischrechnern ausgewertet und die Ergebnisse über Drucker und Plotter ausgegeben.

Mit dem Ausbau des Labors mußte auch das Personal verstärkt werden. In den folgenden Jahren arbeiteten jeweils 5 - 10 wissenschaftliche Mitarbeiter und 4 Laboranten im Labor.

Im Jahr 1977 nahmen die Feldarbeiten um ein Vielfaches zu, so daß am Jahresende aus den Mitteln des eigenen Erwerbs ein bescheidener Gewinn übrig blieb, von dem neue Geräte angeschafft werden konnten. Die nächste Ausbaustufe wurde im Frühjahr und Sommer des Jahres 1977 in Angriff genommen, wobei gleichzeitig auch die Automatisierung der Langzeitversuche erreicht wurde. In einer prozeßgesteuerten isotropen und anisotropen Triaxialanlage können 6 Proben gleichzeitig vollautomatisch bis zum Bruch belastet werden. Die Aufzeichnung der Versuchsergebnisse nimmt ein Plotter vor.

Im Jahr 1978 erweiterte sich das Aufgabengebiet des Lehrstuhls um die Entwicklung und Prüfung mineralischer Abdichtungen und die Prüfungen von Bentonitsuspensionen. Über mehrere Forschungsvorhaben und Aufträge aus der Praxis war die Finanzierung eines eigenen "Bentonitlabors" möglich, dem später ein Baustellenlabor folgte. Dieser Arbeitszweig wurde in den folgenden Jahren - insbesondere wegen der Problematik der Abdichtung von Mülldeponien - weiter ausgebaut. Das Institut verfügt heute über z.B. 64 Zellen zur Prüfung der Dauerbeständigkeit von mineralischen Abdichtungen gegenüber den verschiedensten Sickerwässern und Chemikalien.

Ein weiteres neues Arbeitsgebiet, das sich in den folgenden Jahren weiter entwickelte, ist das dynamische Messen der Tragfähigkeit von Pfählen. Die hierzu gehörende Versuchs-

einrichtung, die nach und nach erworben wurde, hat sich inzwischen bei vielen Einsätzen im In- und Ausland bewährt.

Überhaupt wurde ab Ende der 70-iger Jahre, als der Ausbau des Labors weitestgehend abgeschlossen war, das Messen im Feld gerätemäßig und personell verstärkt. Neben den üblichen Standardsondiergeräten, wie Schlitz- und Rammsonden, wurde eine elektrische Spitzendrucksonde erworben, die in einem Unimog fest eingebaut ist und damit auf Baustellen besonders gut eingesetzt werden kann.

Die Meßgeräte für das Feld wurden ergänzt durch ein Pressiometer von Ménard, eine Radio-Sonde nach Dr. Idel und ein Inclinometer. Damit ist das Institut imstande, eine Vielzahl häufig vorkommender Meßaufgaben selbst durchzuführen.

Seit 1982 wird das Institut im Verzeichnis der Institute für Erd- und Grundbau für die Mitwirkung bei der Prüfung von Bauvorlagen geführt.

Zusammenfassend sind noch einmal die Forschungs- und Arbeitsgebiete zusammengestellt :

- Boden- und Felsmechanik
- Grundbau
- Tunnelbau
- Grundbaudynamik
- Pfahldynamik
- Grundwasserschutz
- Messen im Grund- und Tunnelbau

5. Zusammenfassung und Ausblick

Aus kleinsten Anfängen ist in nur 10 Jahren ein Institut entstanden, das heute auf seinem Fachgebiet zu den führenden in Deutschland zählt. Es gelang, ein für alle Baugrundfragen kompetentes Team von Mitarbeitern heranzubilden, das sich bei Studenten und Auftraggebern aus Wissenschaft und Praxis einen Namen gemacht hat.

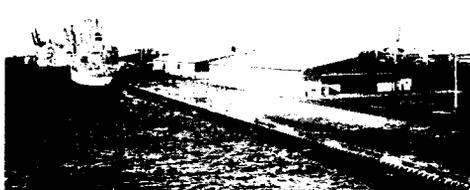
Schon früh wurden die Möglichkeiten der Elektronik und der Datenverarbeitung genutzt. Viele Versuche im Labor werden mit Tischrechnern prozeßgesteuert und die Ergebnisse über Drucker, Plotter oder Bildschirm ausgegeben. Die Weiterverarbeitung der Meßdaten z.B. für statistische Untersuchungen ist damit rasch und fehlerfrei möglich. Auch auf Baustellen werden die Messungen rechnergesteuert, um die Ergebnisse sofort als Entscheidungshilfe zu verwenden.

Die Mitarbeiter des Instituts werden sich mit ihren theoretischen und praktischen Erfahrungen und der modernen Geräteausstattung weiterhin bemühen, Auftraggeber im In- und Ausland verlässlich, sachkundig und möglichst schnell zu unterstützen.

Der Stellenabbau an den Hochschulen und die gegenwärtig schwache Baukonjunktur werden die Arbeit des Instituts, das zu über 2/3 (Personal) und zu 95 % (Sachmittel und Investitionen) von Mitteln Dritter lebt, in den nächsten Jahren nicht einfacher machen.

Planen + Bauen in aller Welt

Die Philipp Holzmann AG gehört zu den führenden europäischen Bauunternehmen. Bedeutende Projekte in aller Welt dokumentieren die Leistungsfähigkeit auf allen Gebieten des Bauens.



Verwaltungsgebäude Deutsche Bank AG
in Frankfurt
Staudamm Saïda in Algerien

Brücke über den NUN-River in Nigeria
Europäische Investitionsbank in Luxemburg
Hafen Damman in Saudi Arabien

Naturzugkulturm für das Kraftwerk Ibbenbüren
Verwaltungsgebäude Union Carbide
in Danbury/USA

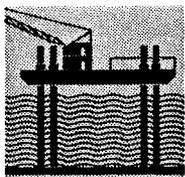
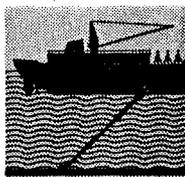


PHILIPP HOLZMANN
Aktiengesellschaft

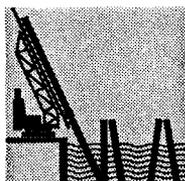
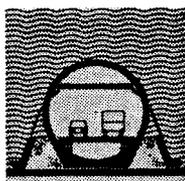
Zentrale D-6000 Frankfurt am Main · Taunusanlage 1 · Tel. (0611) 262-1

HOCHTIEF

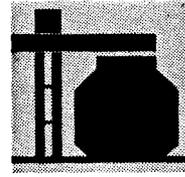
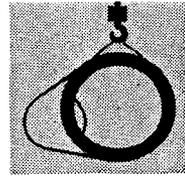
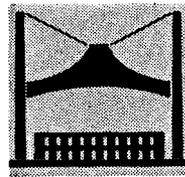
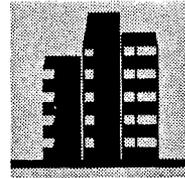
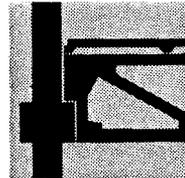
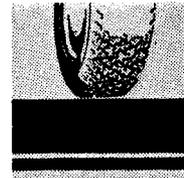
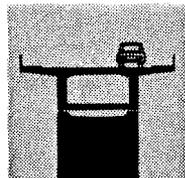
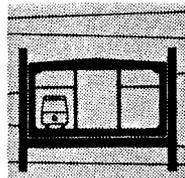
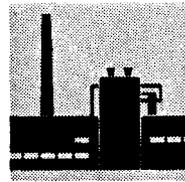
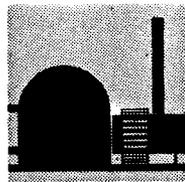
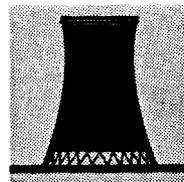
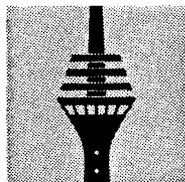
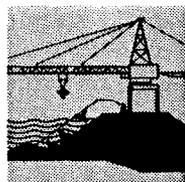
Aktiengesellschaft · vorm. Gebr. Helfmann



HOCHTIEF heißt schlüsselfertiger Bau des Großflughafens Jeddah, Mossul-Staudamm, Bosphorusbrücke, Versetzen der Tempel von Abu Simbel, Kernkraftwerke, Unterwassertunnels... Technologie, Forschung und Entwicklung, Erfahrung, Know-how, Innovation...



HOCHTIEF löst anspruchsvolle Bauaufgaben seit mehr als 100 Jahren erfolgreich. Alle. Weltweit. Mit konstruktivem, organisatorischem und handwerklichem Können. Leistungsfähig. Mit modernem Gerät. Zuverlässig. Nach wirtschaftlichen Methoden und Verfahren.

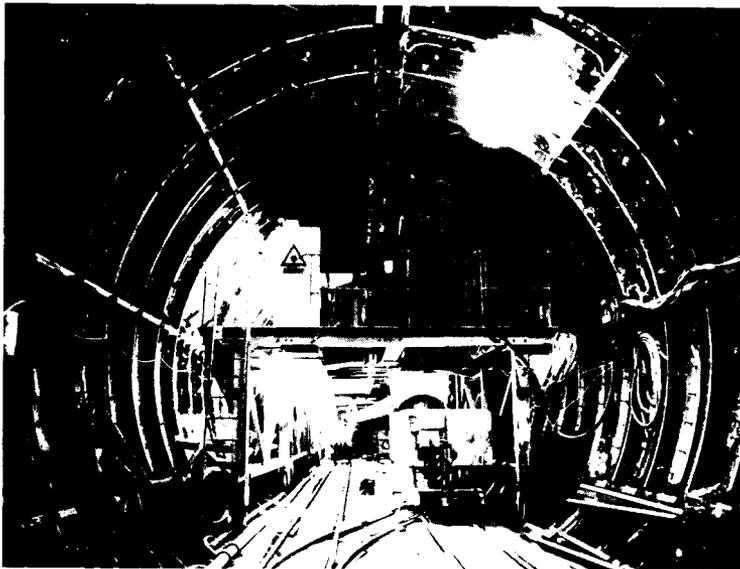


Reilinghauser Straße 53 - 57 · 4300 Essen 1
Niederlassungen im gesamten Bundesgebiet

Schon für manches Problem haben wir eine Lösung gefunden



Tunnelvortrieb in nichtstandfesten Böden
(Hydroschild, Hydrojet-Schild)



Bergschadensichere Auskleidung von Verkehrstunneln
(Stadtbahn Gelsenkirchen)

Postf. 112042, 6000 Frankfurt a. M. 11
Tel. (069) 7929-0

WAYSS & FREYTAG
AKTIENGESELLSCHAFT

Bestimmung dynamischer Bodenkennwerte in situ

von Hans-Georg Balthaus

1. Einleitung

Kennwerte für das Verhalten von Böden unter dynamischen Belastungen wurden in den letzten Jahrzehnten in zunehmendem Maße benötigt, um das Tragverhalten durch Maschinenschwingungen beanspruchter Gründungskörper oder das Zusammenwirken von Bauwerk und Boden bei zeitabhängiger Belastung durch Erdbeben, Wellengang, Wind oder außergewöhnliche impulsartige Belastungen rechnerisch nachvollziehen zu können.

Besonders die Entwicklungen in den Bereichen der Offshore-Technologie und des kerntechnischen Anlagenbaus haben neue und erhöhte Anforderungen an die Ermittlung dynamischer Bodenkennwerte gestellt.

Obwohl inzwischen ausgereifte und auch für repräsentative Großproben geeignete dynamische Labormeßverfahren bei einigen Institutionen durchgeführt werden können, sind Methoden zur Bestimmung dynamischer Bodenkennwerte in situ keineswegs in den Hintergrund getreten.

Die beim Herstellen der Proben unvermeidliche Störung, die bei dynamischen Laborverfahren noch stärker als bei statischen Versuchen ins Gewicht fällt, und die nicht naturgetreue Wiedergabe der Randbedingungen gibt den Feldmeßverfahren gerade heute bei gestiegenen Anforderungen an die Genauigkeit der Meßergebnisse eine besondere Bedeutung.

In diesem Beitrag soll ein Überblick über die gebräuchlichen in situ-Meßverfahren zur Bestimmung dynamischer Bodenkennwerte gegeben werden.

Besonders berücksichtigt werden sollen dabei die in Bohrlöchern durchzuführenden Crosshole- und Downhole-Messungen, für die im Sommer 1983 eine Meßeinrichtung am Institut für Grundbau und Bodenmechanik entwickelt worden ist.

Neben der Beschreibung der Meßgeräte, des Meßverfahrens und bisher erzielter Ergebnisse wird auf besondere Probleme bei bodendynamischen Feldmethoden eingegangen und in einem Ausblick auf mögliche Entwicklungen in diesem Bereich hingewiesen.

2. Dynamische Bodenkennwerte

Für die Beschreibung des Verhaltens von Gründungskörpern und unterirdischen Bauwerken im Boden sind die folgenden dynamischen Bodenkennwerte von Bedeutung:

- Dynamische Moduli: Schubmodul G
Elastizitätsmodul E
Kompressionsmodul K
- Dynamische Querdehnungszahl μ
- Dämpfungsgrad D
- Verflüssigungseigenschaften
- Dynamische Scherfestigkeiten

Mit Feldmeßverfahren lassen sich die Moduli, Querdehnungszahl und bei bestimmten Versuchen auch die Dämpfung bestimmen.

Moduli und Querdehnungszahl hängen wie in Bild 1 gezeigt mit der Bodendichte ρ und den Ausbreitungsgeschwindigkeiten V_p und V_s der Druck- und der Scherwelle zusammen.

Nach der Bestimmung der Wellengeschwindigkeiten und Bodendichte lassen sich aus diesen grundlegenden kontinuumsdynamischen Beziehungen Querdehnungszahl und Moduli errechnen.

CROSSHOLE- oder DOWNHOLE- MESSUNG	v_p	$\frac{v_s}{v_p}$	$\mu = \frac{1-2(v_s/v_p)^2}{2-2(v_s/v_p)^2}$	$E = 2G(1+\mu)$	$K = G \frac{2(1+\mu)}{3(1-2\mu)}$
	v_s				
DICHTE- BESTIMMUNG	ρ	$G = \rho v_s^2$			

Bild 1: Formelmäßiger Zusammenhang verschiedener dynamischer Bodenkennwerte

3. Feldmeßverfahren für dynamische Bodenkennwerte

3.1 Überblick

Die gegenseitige Zuordnung von typischen dynamischen Belastungssituationen und verschiedenen Labor- und Feldmeßverfahren über den Bereich auftretender Verzerrungsamplituden ergibt sich aus Bild 2.

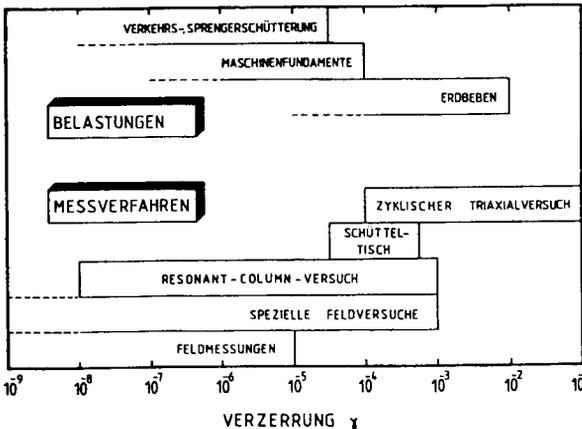


Bild 2: Verzerrungsamplituden bei dynamischen Belastungssituationen und Meßverfahren (LORENZ/KLEIN 1980, SILVER 1981)

Es wird deutlich, daß die meisten dynamischen Feldmeßverfahren den Bereich sehr niedriger bis niedriger Verzerrungsamplituden ($10^{-9} \leq \gamma \leq 10^{-5}$) erfassen. Anders als Laborverfahren eignen Feldversuche sich daher nur zur Bestimmung des Größtwertes dynamischer Moduli. Diese Größtwerte werden nach SEED/IDRISS (1970) bei einer Verzerrung $\gamma \leq 10^{-6}$ erreicht.

Eine Übersicht der gebräuchlichen Feldmeßverfahren gibt Bild 3.

Meßart	Verfahren		Wellenarten	bestimmbare dynamische Kennwerte	Verzerrungsbereich
Oberflächenverfahren	Oberflächen-seismik	Reflektion Refraktion	v_s, v_p	$\mu, G, E, K, (D)$	$10^{-9} + 10^{-5}$
	Oberflächenwellen-dispersion		v_{Rayleigh} v_{Love}	$\mu, G, E, K, (D)$	$10^{-9} + 10^{-5}$
	dyn. Probefundamente		-	Bodenfeder und Dämpfer	$10^{-6} + 10^{-4}$
Bohrlochverfahren	Crosshole - Messung		v_s, v_p	$\mu, G, E, K, (D)$	$10^{-9} + 10^{-5} (10^{-3})$
	Downhole - Messung		v_s, v_p	$\mu, G, E, K, (D)$	$10^{-9} + 10^{-5}$
	Upole - Messung		v_s, v_p	μ, G, E, K	$10^{-9} + 10^{-5}$

Bild 3: Übersicht der gebräuchlichen Meßverfahren zur Bestimmung dynamischer Bodenkennwerte in situ

Verfahren, die von der Geländeoberkante aus durchgeführt werden, sind in der Literatur (HAUPT 1978 und WOODS 1978) hinreichend beschrieben. Sie eignen sich in der Regel nur zur Bestimmung von Durchschnittswerten dynamischer Bodenkennwerte einzelner Bodenschichten. Oberflächenseismik kann nur dann eine

Trennung der Eigenschaften verschiedener Schichten leisten, wenn die Wellengeschwindigkeit mit der Tiefe zunimmt. Auf die Oberflächenverfahren soll im Rahmen dieses Beitrages nicht näher eingegangen werden.

Statt dessen werden jedoch die Bohrlochverfahren vorgestellt, mit denen bei sorgfältiger Durchführung, und Berücksichtigung möglicher Randeinflüsse, eine gute Auflösung mit der Tiefe erzielt werden kann.

3.2 Bohrlochmeßverfahren

Crosshole-, Downhole- und Uphole-Messungen werden in Bohr-
löchern durchgeführt. Grundsätzlich wird bei jedem der Ver-
fahren die Ausbreitungsgeschwindigkeit von Druck- oder
Scherwellen im Boden bestimmt.

Dies geschieht dadurch, daß die Laufzeit eines mechanischen
Signals über eine bekannte Wegstrecke im Boden mit empfind-
lichen Geschwindigkeits- oder Beschleunigungsaufnehmern be-
stimmt wird und anschließend über den Quotienten aus zurück-
gelegtem Weg und Laufzeit die Ausbreitungsgeschwindigkeit
errechnet wird.

Die grundsätzlichen Meßprinzipien der Crosshole- und Down-
hole-Messung werden in Bild 4 veranschaulicht. Die Uphole-
Messung kann man sich vereinfacht als umgekehrte Downhole-
Messung vorstellen.

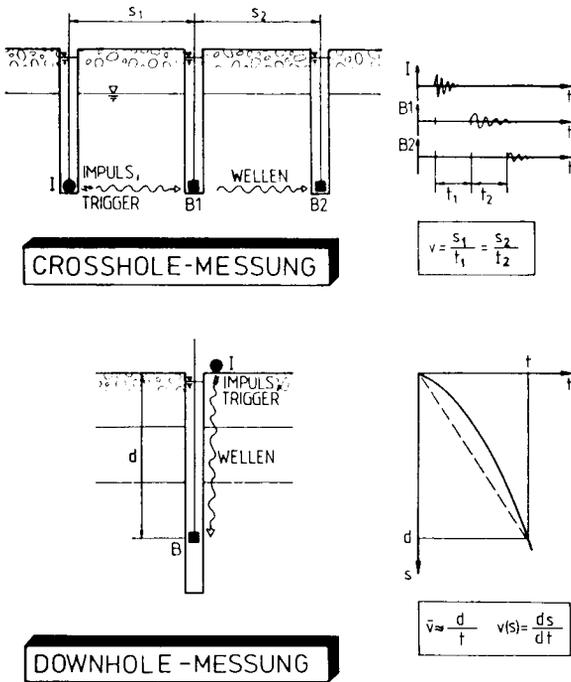


Bild 4: Grundprinzip von Crosshole- und Downhole-Messung

In der Vergangenheit ist eine Vielzahl von verschiedenen Crosshole- und Downhole-Meßverfahren entwickelt und beschrieben worden.

Sie unterscheiden sich in der Art der Impulserzeugung, der Auslösung des Meßvorganges (Triggerung), der Signalaufnahme und der Befestigung der Meßsonde im Bohrloch. Natürlich sind auch die eingesetzten Bohrverfahren, Abstände zwischen den Bohrlöchern und die erreichten Verzerrungsamplituden sehr verschieden.

Der Stand der Technik wurde ausführlich von WOODS (1978) und WILSON et al. (1978) beschrieben und wird daher hier nicht erneut dargestellt.

Im folgenden Abschnitt wird eine am Institut für Grundbau und Bodenmechanik auf der Grundlage der in der Literatur dokumentierten Erfahrungen entwickelte Meßeinrichtung vorgestellt.

3.3 Eigene Meßeinrichtung

Die im Sommer 1983 am Institut für Grundbau und Bodenmechanik entwickelte Crosshole-Meßeinrichtung arbeitet mit zwei, in der Regel durch Bentonitsuspension gestützten Spül-Bohrungen bis 60 m Tiefe.

Für das Bohrloch, in dem die Meßsonde eingesetzt werden soll, wird in 20 m-Tiefenstufen mit einem Kronendurchmesser von 100 mm gebohrt. In dem bis auf ein Standrohr unverrohrten Bohrloch kann die Crosshole-Meßsonde auf die gewünschte Tiefenlage abgelassen und dort durch Aufblasen einer Gummimembran angeklemt werden (Bilder 5 und 6). Die Gummimembran ist nur einseitig angeordnet, damit auf der gegenüberliegenden Seite der Meßsonde eine feste Ankopplung an den Boden gegeben ist. Die Meßsonde ist mit drei in zueinander rechtwinkligen Raumrichtungen angeordneten, hochempfindlichen Beschleunigungsaufnehmern (100 mV/g) ausgestattet.

In einem Abstand von 5 m bis 15 m wird das Bohrloch ($\varnothing = 180$ mm) für den Impulsgeber mit einem zweiten Bohrgerät bis zur jeweils nächsten Meßtiefe niedergebracht.

Anschließend wird das Bohrgestänge um etwa 1,5 m angehoben und der Impulsgeber durch das Gestänge (Innen- \varnothing : 125 mm) abgelassen und an der Bohrlochsohle mit einigen Schlägen eingerammt. Dazu besitzt der mechanische Impulsgeber ein etwa 20 kg schweres Fallgewicht, das zur Einleitung des Impulses in den Boden an einem Drahtseil angehoben und fallengelassen wird.

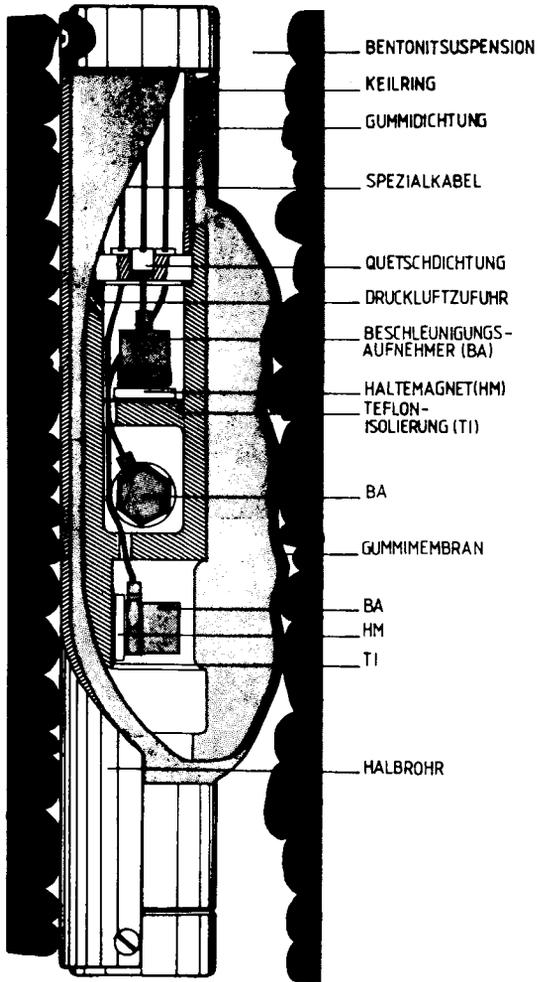


Bild 5: Aufbau der Crosshole-Meßsonde des Institutes

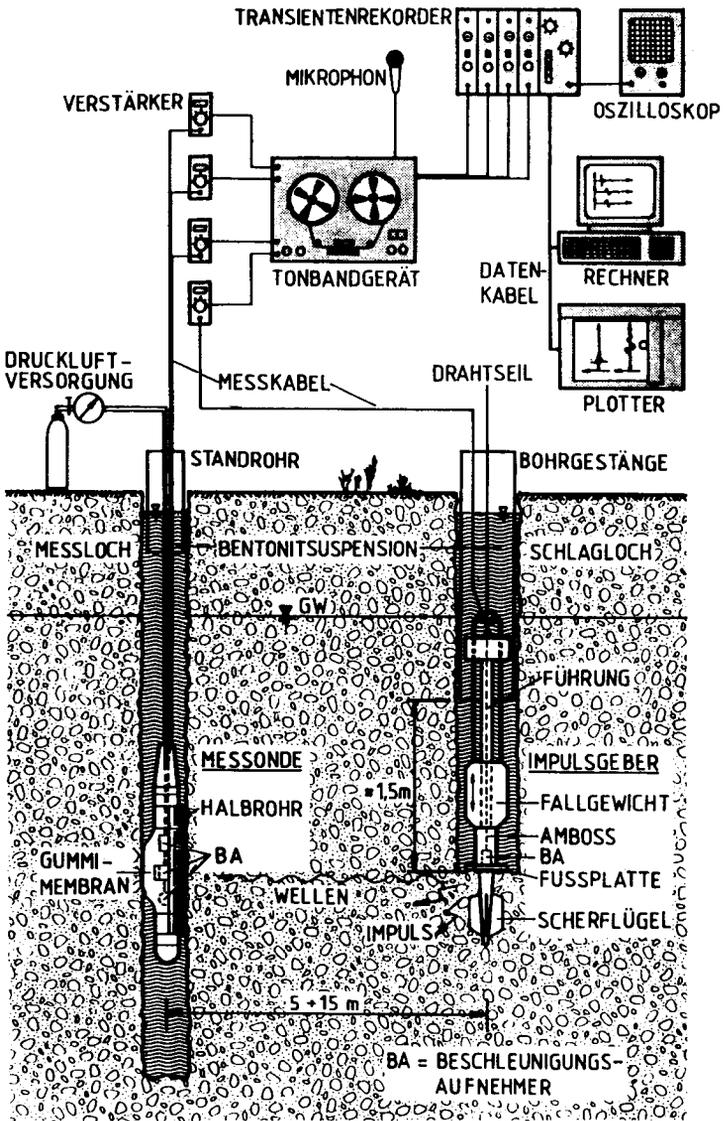


Bild 6: Meßeinrichtung für Crosshole-Untersuchungen

Das Fallgewicht trifft auf einen Amboß, in dem innen ein gegen Wasserdruck abgedichteter Beschleunigungsaufnehmer (Meßbereich: bis 10.000 g) angebracht ist. Dieser Aufnehmer spricht an, sobald der mechanische Impuls in den Boden eingeleitet wird und dient somit als Auslöser (Trigger) für den Meßvorgang (Bild 6). An seinem Fuß ist der Impulsgeber so gestaltet, daß zugleich Druck- und lotrecht polarisierte Scherwellen in den Boden eingebracht werden. Dazu ist unterhalb des Ambosses zunächst ein Teller und darunter als Spitze ein Dorn mit vier seitlichen Scherflügeln angebracht. Der auf der Bohrlochsohle aufliegende Teller leitet Druckwellen in den Boden ein, während die Reibung zwischen Boden und Scherflügeln eine Scherwelle erzeugt.

Die vier Meßsignale der Beschleunigungsaufnehmer im Impulsgeber und in der Meßsonde werden verstärkt und zeitparallel frequenzmoduliert mit einem 4-Kanal-Magnetbandgerät aufgezeichnet.

Zur Auswertung werden die Magnetbandaufzeichnungen kanalparallel mit einem Transientenrekorder digitalisiert, zu einem Tischrechner übertragen und dort rechnerisch verarbeitet und dargestellt. Neben der digitalen Datenverarbeitung ist auch die analoge Auswertung mit einem Oszilloskop möglich.

Aus den zeitlichen Abständen zwischen dem ersten Ansprechen des Beschleunigungsaufnehmers am Impulsgeber und den ersten Einsätzen der Druckwelle und der Scherwelle an den Aufnehmern der Meßsonde ergeben sich die Laufzeiten der Druck- und Scherwelle. Bild 6 zeigt die gesamte Meßanordnung.

Durch eine Neigungsmessung in vier zueinander rechtwinkligen Richtungen in beiden Bohrungen wird der Abstand der beiden Bohrlöcher in den einzelnen Meßtiefen bestimmt. Zum Einsetzen der Plastik-Führungsröhre für das Neigungsmeßgerät wird das Meßbohrloch auf einen Innen- \emptyset von 180 mm aufgebohrt.

Aus dem Abstand und den Laufzeiten der Wellen lassen sich dann die Ausbreitungsgeschwindigkeiten der Druck- und Scherwelle in den einzelnen Tiefenstufen errechnen.

Die beschriebene Meßsonde eignet sich auch für Downhole-Messungen. Bei dieser Messung wird der mechanische Impuls neben dem unverrohrten Bohrloch an der Geländeoberkante erzeugt und von der im Bohrloch abgelassenen Meßsonde aufgenommen.

Soll die Scherwellengeschwindigkeit bestimmt werden, so hat sich folgende Vorrichtung für die Impulserzeugung als vorteilhaft erwiesen.

An der Geländeoberkante wird in unmittelbarer Nähe des Bohrloches ein etwa 3 - 4 m langes Kantholz mit einem in Achsrichtung des Holzes angebrachten Beschleunigungsaufnehmer (Meßbereich bis etwa 5.000 g) angeordnet. Dabei muß sich der mittig angeschraubte Beschleunigungsaufnehmer möglichst nahe am Bohrloch befinden. Das Kantholz wird mit der Achslast eines Baustellenfahrzeuges beschwert und damit so fixiert, daß mit einem Vorschlaghammer an beiden Kopfseiten des Holzes Schläge ausgeführt werden können, die durch die erzeugte Schubspannung zwischen Kantholz und Geländeoberkante eine Scherwelle in den Boden einleiten. Der angeschraubte Beschleunigungsaufnehmer dient als Trigger.

Als besonders nützlich für die Erkennung der Scherwelleneinsätze an der Meßsonde zeigt sich die Umkehrbarkeit des Impulses durch Schlagen an beiden Seiten des Kantholzes. Die ersten Scherwelleneinsätze sind dann deutlich entgegengerichtet und eindeutig identifizierbar.

Wenn in den an den Aufnehmern gemessenen Signalen noch keine deutlich sichtbaren Druckwellenanteile enthalten sind, läßt sich durch lotrechtes Schlagen auf die Geländeoberkante die gewünschte Wellenart erzeugen und mit der gleichen Anordnung vom Trigger und Meßsonde wie zuvor die Ausbreitungsgeschwindigkeit der Druckwelle ermitteln.

Bei störungsfreiem Verlauf kann eine Crosshole-Messung bis 60 m Tiefe in 5 m-Tiefenstufen in zwei Tagen vollständig durchgeführt werden.

Neben dem Meßpersonal sind dazu zwei Bohrgeräte und Bohrmannschaften erforderlich.

Besonders vorteilhaft ist bei der beschriebenen Meßeinrichtung die Einsetzbarkeit in unverrohrten, nur durch Bentonit-suspension gestützten Bohrungen bis 60 m Tiefe. Selbst bei rauen Bohrbedingungen in eiszeitlich abgelagerten Böden Norddeutschlands lieferte das Verfahren gute Meßergebnisse, auf die im nächsten Abschnitt eingegangen wird.

3.4 Meßergebnisse

In den Bildern 7 und 8 sind Ergebnisse von Crosshole-Messungen in einem aus Sand, Schluff und Geschiebemergel bestehenden, glazialen norddeutschen Boden dargestellt.

Bild 7 zeigt Beschleunigungs-Zeit-Verläufe der Aufnehmer mit den durch P und S markierten Einsätzen der Druck- und Scherwelle.

In Bild 8 ist der Verlauf einiger dynamischer Bodenkennwerte (v_p , v_s , G , μ) mit der Tiefe aus verschiedenen Crosshole-Messungen dargestellt.

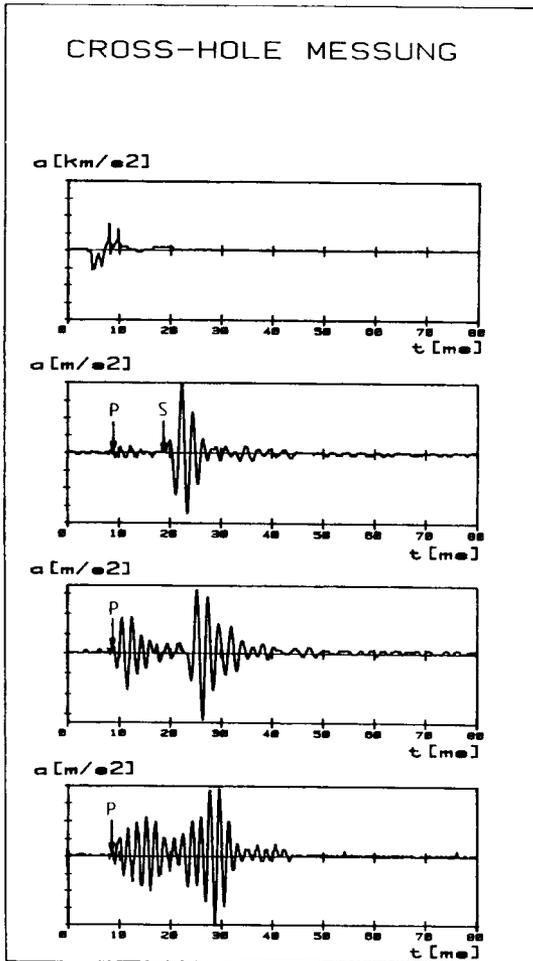


Bild 7: Beschleunigungs-Zeit-Verläufe der Aufnahme am Impulsgeber und in der Meßsonde. Die Messung stammt aus 60 m Tiefe.

a) Verlauf der Druck- und Scherwellengeschwindigkeiten mit der Tiefe für CH1

b) Gemittelter Verlauf des dynamischen Schubmoduls G mit der Tiefe

c) Gemittelter Verlauf der dynamischen Querdehnungszahl mit der Tiefe

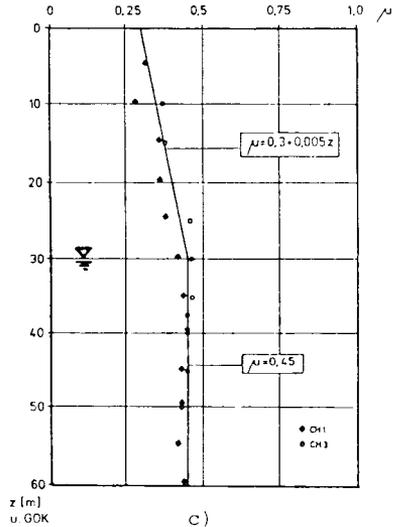
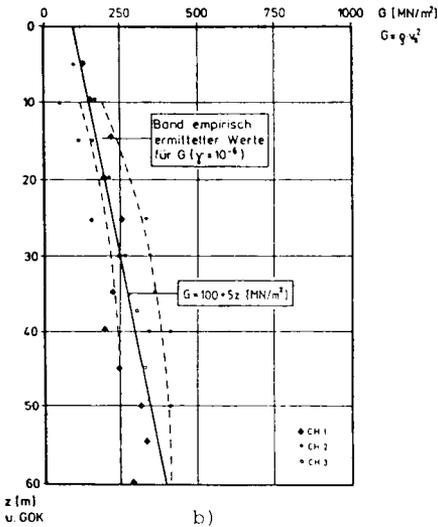
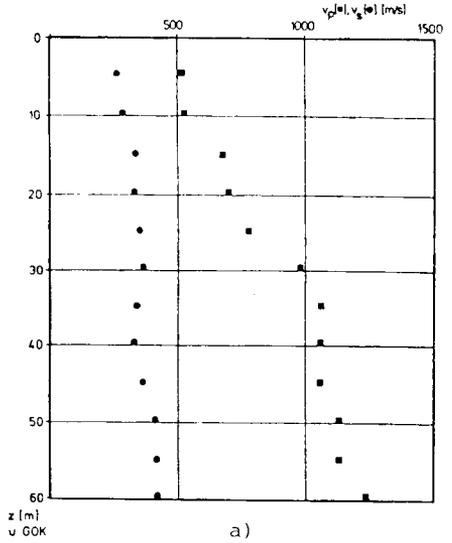


Bild 8: Tiefenabhängigkeit dynamischer Bodenkennwerte

4. Probleme bei Bohrlochmessungen

Seismische Bohrlochmeßverfahren sind mit verschiedenen meßtechnischen und in den Eigenarten des Bodenverhaltens begründeten Schwierigkeiten verbunden. Einige von ihnen werden in den folgenden Abschnitten angesprochen.

4.1 Bohrlochvermessung

Bei Crosshole-Messungen ist in den einzelnen Meßtiefen der gegenseitige Abstand der Bohrlöcher möglichst genau festzustellen. Dies geschieht durch eine Neigungsvermessung der gesamten Bohrung in zwei, zueinander rechtwinkligen, lotrechten Ebenen. Wenn nicht mit plastik-verrohrten Crosshole-Bohrungen und einem selbstzentrierenden und orientierbaren Inklinometer gearbeitet wird, sind nach den Crosshole-Messung geeignete Rohre mit Führungsnut in die offene, durch Bentonit-Suspension gestützte Bohrung einzusetzen. Diese Rohre müssen an der Bohrlochsohle aufgesetzt und am Bohrtisch eingespannt werden. Die Rohre haben im Bohrloch ein gewisses Spiel, das selbst bei einem nur um 5 cm gegenüber dem Rohrdurchmesser größeren Kronendurchmesser durch den spülungsbedingten Mehrausbruch 10 bis 15 cm betragen kann.

Setzt man eine genaue Lagevermessung voraus, so würde ein Spiel von 15 cm bei 5 m Bohrlochabstand bereits einem Meßfehler von 3 % entsprechen.

Ein größerer Bohrlochabstand verringert die aus fehlerhafter Neigungsmessung und Abweichung des Bohrloches aus der Lotrechten folgenden Meßfehler. Es gibt allerdings - wie noch gezeigt wird - Gründe für einen geringen Bohrlochabstand.

Verrohrte Crosshole-Bohrlöcher haben den Vorteil, daß sie ohne Unterbrechung durch die Messung selbst, vorzeitig hergestellt werden können und sich für Mehrfachmessungen eignen. Sie sind allerdings teurer und aufwendiger in der Herstellung und schaffen durch den zwischen Rohr und Boden aufzufüllenden Hohlraum zweifelhafte Ankopplungsbedingungen zwischen Meßsonde und Boden.

4.2 Trennung der Wellenanteile

Eines der Hauptprobleme bei Crosshole- und Downhole-Messungen ist die Unterscheidung von Druckwellen- und Scherwelleneinsätzen.

Enthält ein durch mechanischen Impuls erzeugtes Signal Druckwellenanteile, so sind diese meist deutlich als erster Einsatz auf dem Meßprotokoll auffindbar. Bei geringem Scherwellenanteil im Ausgangssignal oder starker Dämpfung der Scherwellen auf dem Weg zur Meßsonde ist der Scherwelleneinsatz nur noch schwer erkennbar.

Dieses Problem kann zweckmäßig mit Impulsgebern überwunden werden, die ein scherwellenreiches und umkehrbares Signal abgeben. Die Signalumkehr drückt sich in entgegengesetzten Einsatzamplituden der Scherwelle auf dem Meßprotokoll aus und ermöglicht so die eindeutige Identifikation des Scherwelleneinsatzes. Das beschriebene Prinzip ist erfolgreich sowohl für waagrecht als auch lotrecht polarisierte Scherwellen und wie in Abschnitt 3.3 beschrieben für Downhole-Messungen eingesetzt worden.

4.3 Dämpfungseinflüsse

Während der Ausbreitung zwischen Impulsquelle und Meßsonde werden die mechanischen Schwingungen im Boden gedämpft. Zur bodenabhängigen Materialdämpfung kommt die von ihrer Größenordnung her wesentlich bedeutsamere geometrische Dämpfung. Scherwellen werden wesentlich stärker als Druckwellen gedämpft (WARRICK 1974). Die Größe der Materialdämpfung ist frequenzabhängig. Hohe Frequenzen führen zu wesentlich rascherer Amplitudendämpfung als niedrige (WOODS 1978). Bei der Gestaltung von Impulsgebern sollte daher niedrigfrequenten Impulsen der Vorzug gegeben werden, weil hochfrequente Schwingungsanteile während der Ausbreitung im Boden herausgefiltert werden.

Noch ein zweiter Gesichtspunkt muß bei der Amplitudendämpfung berücksichtigt werden. Er wird am Beispiel einer Scherwelle mit Bild 9 erläutert.

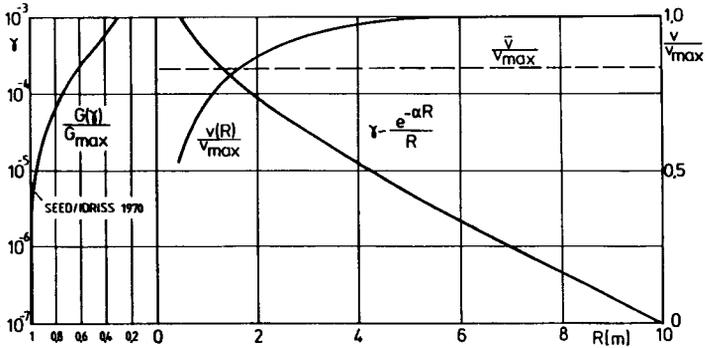


Bild 9: Zunahme der Wellengeschwindigkeit entlang der Ausbreitungsstrecke mit abnehmender Verzerrungsamplitude

Der dynamische Schubmodul G hängt von der Verzerrungsamplitude γ in der dargestellten Weise ab (SEED/IDRISS 1970). Nimmt man, wie in Bild 9 dargestellt, eine Abnahme der Verzerrungsamplitude entlang des Ausbreitungspfades proportional zu e^{-aR} und umgekehrt proportional zum Weg R an, so läßt sich über die Beziehung $v_s = \sqrt{G/\rho}$ die entsprechende Zunahme der Scherwellengeschwindigkeit auftragen. Wie skizziert kann die gemessene Geschwindigkeit dann nur als Durchschnittswert unterhalb von v_{\max} angesehen werden. Vermieden wird dieser Meßfehler, wenn bereits der eingebrachte Impuls Verzerrungsamplituden $\gamma \leq 10^{-5}$ hat.

4.4 Anisotropie

Von WILSON, et al. (1978) wurde über Unterschiede in aus Crosshole- und Downhole-Messungen ermittelten Wellengeschwindigkeiten berichtet.

Neben Meßfehlern kann auch ein anisotropes Verhalten des Bodens zu diesem Ergebnis führen. Untersuchungsergebnisse über mögliche Anisotropieeinflüsse und ihre Bedeutung liegen bisher nicht vor.

4.5 Inhomogenitäten

Inhomogenitäten im Boden, wie sie zum Beispiel bei lokalen Hohlräumen, Schluff- oder Tonlinsen, bei Schichtung des Untergrundes und bei tiefenabhängigen Bodeneigenschaften auftreten, können die Meßergebnisse von seismischen Bohrlochmessungen verfälschen.

Für Crosshole-Messungen gilt, daß der Einfluß örtlicher Inhomogenitäten geringer wird bei wachsendem Abstand der Bohrungen.

Wie jedoch von HOAR/STOKOE (1976) deutlich gemacht wurde, sind dagegen niedrige Bohrlochabstände vorteilhaft bei geschichtetem Baugrund, in dem die Wellengeschwindigkeit mit der Tiefe zunimmt. In diesem Falle kann die Welle an einer Schichtgrenze gebrochen werden und sich durch die untere Schicht höherer Wellengeschwindigkeit einen schnelleren Weg zum Meßpunkt suchen. Geringe Bohrlochabstände und kurze Abstände zwischen den Meßtiefen verhindern in diesem Falle Fehldeutungen.

Nimmt im Boden die Wellengeschwindigkeit mit der Tiefe zu, so gibt es zwischen Impulsgeber und Meßsonde einen bestimmten, gekrümmten Wellenpfad, entlang dessen die Wellenfront am schnellsten voranschreitet und den Meßpunkt am frühesten erreicht. Auf diesen Aspekt wurde von HAUPT (1973) hingewiesen.

Eigene rechnerische Betrachtungen zeigten, daß bei Annahme einer bereichsweise linearen Zunahme der Geschwindigkeit, beginnend mit einem Startwert v_0 , in der jeweiligen Meßtiefe sich Kreisabschnitte als Wellenpfade kürzester Laufzeit ergeben. Für typische Werte von v_0 und die Zunahme der Geschwindigkeit mit der Tiefe konnte nachgewiesen werden, daß auch nahe der GOK (5 m u. GOK) nur unbedeutende Laufzeitmeßfehler aus der Annahme eines geraden Ausbreitungspfades folgen. Bei einem Bohrlochabstand von 10 m z.B. liegt der Fehler unter 1% und erreicht erst bei einem Abstand von etwa 40 m 1 %.

5. Ausblick

In den vorausgegangenen Abschnitten wurde ein Überblick über gebräuchliche Feldmeßmethoden und das Crosshole-Verfahren gegeben. Auf die besonderen Probleme bei Bohrlochmeßverfahren wurde hingewiesen.

Im folgenden sollen nun zwei Bereiche angesprochen werden, in denen sich zukünftige Weiterentwicklungen der Bohrlochmeßverfahren abspielen könnten.

5.1 Dämpfungsverhalten des Bodens

Das Dämpfungsverhalten von Böden kann mit Bohrlochmeßverfahren bisher nur angenähert untersucht werden.

Mit den Bezeichnungen

- δ = logarithmisches Dekrement
- v = Wellengeschwindigkeit
- A_i = im Abstand R_i von der Impulsquelle
gemessene Amplitude
- f = Frequenz der Welle
- D = Dämpfungsgrad

läßt sich nach HOAR/STOKOE (1981) der Dämpfungsgrad aus den folgenden zwei Beziehungen ermitteln:

$$D = \frac{\delta}{\sqrt{\delta^2 + 4\pi^2}} \approx \frac{\delta}{2\pi}$$

und
$$\delta = \frac{v}{f} \cdot \frac{\ln(R_1 A_1 / R_2 A_2)}{R_2 - R_1}$$

Diese Berechnung des logarithmischen Dekrements gilt nur, wenn einige Voraussetzungen und Annahmen getroffen werden:

- Die geometrische Dämpfung ist umgekehrt proportional zum zurückgelegten Weg.
- Die Materialdämpfung wird als viskos vorausgesetzt.
- Die Materialdämpfung wird im auftretenden Verzerrungsbereich als unabhängig von der Verzerrungsamplitude betrachtet.
- Unzulängliche Ankopplung der Meßsonden an den Boden werden ausgeschlossen. Die gemessenen Amplituden werden also denen im Boden gleichgesetzt.
- Der Einfluß von Reflektionen und Refraktionen auf die Amplituden wird vernachlässigt.
- Die Frequenz der erzeugten Welle ist konstant über dem Weg zwischen Quelle und Aufnehmer.
- Die Amplituden A_1 und A_2 werden für den selben Impuls in einem Versuch gemessen.

Die nach der obigen Methode errechneten Dämpfungswerte erwiesen sich als etwa doppelt so groß wie die in Resonant-Column Versuchen bestimmten (HOAR/STOKOE 1981).

Ein weiteres Verfahren zur Bestimmung der Materialdämpfung wird von REDPATH, et al. (1982) beschrieben. Dabei wird bei Downhole-Messungen mit zwei Meßwertaufnehmern, einem in fester Bezugstiefe und dem anderen in schrittweise zunehmender Tiefe, gearbeitet.

Nach dem Auftragen der Spektren der Geschwindigkeitsamplituden $v(R, f)$ des Bezugsaufnehmers und des beweglichen Aufnehmers über der Frequenz f lassen sich Spektrale Verhältnisse $A(f)$ in logarithmischem Maßstab über der Frequenz für verschiedene Abstände R zwischen Meß- und Bezugspunkt darstellen (Bild 10).

Zeichnet man nun die Steigungen der Spektralen Verhältnisse $-\delta (\ln A) / \delta f$ als Funktion des Abstandes der zwei Meßwertaufnehmer (also der Tiefe), so läßt sich der Dämpfungsgrad aus der Steigung k der sich ergebenden Regressionskurve aus

$$k \cdot v = \delta = \frac{2\pi D}{\sqrt{1 - D^2}} \approx 2\pi D$$

errechnen.

Wie REDPATH, et al. (1982) berichten, liegen die mit dieser Methode errechneten Dämpfungen unter denen aus Laborversuchen.

Dieses Ergebnis überrascht wegen der niedrigen Verzerrungsamplituden, die bei Feldversuchen erreicht werden und verblüßt insbesondere angesichts der Vernachlässigung geometrischer Dämpfungseinflüsse in dem beschriebenen Verfahren.

Zusammenfassend läßt sich also feststellen, daß noch erhebliche Diskrepanz zwischen den im Feld in situ und den an Proben im Labor festgestellten Dämpfungsgraden besteht. Außerdem liefern verschiedene Feldmethoden erheblich unterschiedliche Dämpfungswerte.

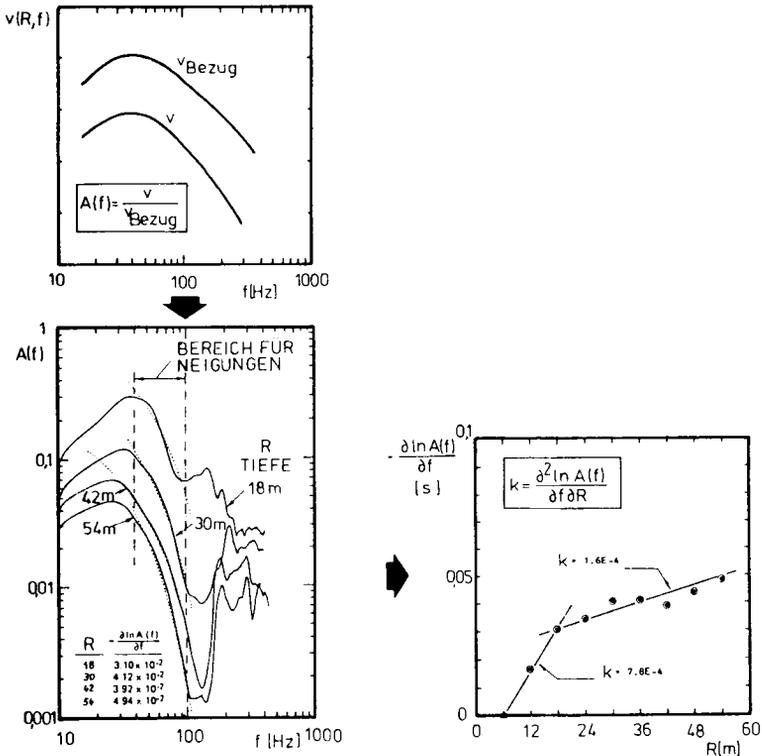


Bild 10: Bestimmung der Bodendämpfung nach REDPATH, et al. (1982)

In diesem Bereich wären daher weitere Forschungsergebnisse wünschenswert, die zu einer Klärung der Grundlagen beitragen und zu verlässlichen Methoden der Dämpfungsbestimmung in situ hinführen.

5.2 Feldversuche mit großen Verzerrungsamplituden

Fast alle Meßverfahren zur Bestimmung von dynamischen Bodenkennwerten in situ arbeiten mit Verzerrungsamplituden $\gamma \leq 10^{-5}$ (WOODS 1978). Bei diesen niedrigen Verzerrungen lassen sich nur der Größtwert des Schubmoduls und der untere Grenzwert der Dämpfung bestimmen (SEED/IDRESS 1970).

Von WOODS (1978) wird ein Crosshole-Verfahren ("In situ-Impulstest") nach MILLER, et al. (1975) vorgestellt, mit dem bei sehr geringen Bohrlochabständen von nur 1,2 m bis 2,4 m Verzerrungsamplituden von 10^{-5} bis 10^{-3} erreicht werden können. Der Impulsgeber läßt sich durch Hydraulikzylinder spreizen und dadurch fest mit dem Boden verankern. Das Fallgewicht zum Einleiten des Impulses in den Ankerkörper wiegt 68 kg und kann bei 30 cm Fallhöhe die gewünschten Verzerrungen erzeugen.

Diese Methode bietet zwar den Vorteil vergrößerter Verzerrungen, doch sind dabei folgende Nachteile in Kauf zu nehmen:

- Bei den geringen Bohrlochabständen wirken sich Fehlereinflüsse aus der Neigungsvermessung der Bohrlöcher viel stärker als bei größeren Bohrlochabständen aus.
- Die Größe der Verzerrungsamplitude kann nur unter der Annahme der Gleichheit der mit Geophonen gemessenen und der wahren Schwinggeschwindigkeit im Boden ermittelt werden.
- Die in Bild 9 gezeigte Erscheinung der Zunahme der Ausbreitungsgeschwindigkeit entlang des Wellenweges wird nicht berücksichtigt.

Der In Situ-Impulsversuch stellt einen erheblichen Schritt voran zu größeren Verzerrungen bei Feldmessungen dar, ist jedoch noch nicht in der Lage, die Messung der Abhängigkeit des Schubmoduls von der Verzerrungsamplitude zu gewährleisten.

Wie auch WOODS (1978) in seinem State-of-the-Art-Report feststellt, sind in diesem Bereich weitere Forschungsanstrengungen wünschenswert.

6. Schlußbemerkungen

Dieser Beitrag darf nicht enden, ohne daß an dieser Stelle der große persönliche Einsatz betont wird, mit dem sich Prof. Simons um die Entwicklung der beschriebenen Meßeinrichtung gekümmert hat. Durch zahlreiche Ideen und wertvolle Vorschläge hat er den Entwurf der Meßausrüstung unterstützt und vorangetrieben.

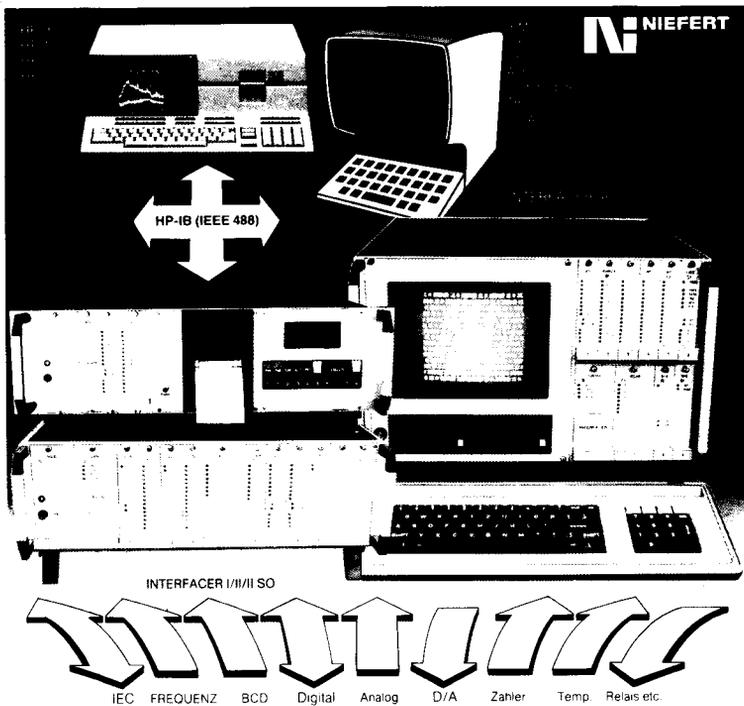
Besonderer Dank gebührt auch dem Leiter der Feinmechanik-Werkstatt des Institutes, Herrn Ehlers, der die Konstruktion der Feldgeräte übernommen und mit großer Tatkraft durchgeführt hat.

Nicht zuletzt darf ich auch Dipl.-Ing. Krause für seine stetige Unterstützung bei der Vorbereitung und Durchführung der Messungen und den an den Probemessungen unermüdlich beteiligten studentischen Hilfskräften meinen großen Dank aussprechen.

7. Literaturverzeichnis

- HAUPT, W.A. (1973) : "Discussion of In Situ Shear Wave Velocity by Cross-hole Method ", Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol.99, No. SM2, Feb., pp. 224-228.
- HAUPT, W.A. (1978) : "Ermittlung der Dynamischen Bodenkennwerte für Maschinengründungen". VDI-Bericht Nr. 320, S. 225 - 232
- HOAR, R.J.
STOKOE, K.H. (1981) : "Crosshole Measurement and Analysis of Shear Waves", Proc.10th Intern. Conf. Soil Mechanics and Foundation Engineering, Stockholm, 1981
- LORENZ, H.
KLEIN, G. (1980) : "Bodendynamik und Erdbeben", in: Grundbau-Taschenbuch, 3. Aufl., Teil 1, Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin,München,Düsseldorf
- MILLER, R.P.,
TRONCOSO, J.H.
BROWN, F.R., Jr.(1975) : "In Situ Impulse Test for Dynamic Shear Modulus of Soils", Proceedings of the Conference on Insitu Measurement of Soil Properties, Geotechnical Engineering Division (ASCE) Specialty Conference, Raleigh, North Carolina, June 1-4, Vol. 1, pp. 319 - 335.
- REDPATH, B.B.,
EDWARDS, R.B.,
HALE, R.J.,
KINTZER, F.C. (1982) : "Development of Field Techniques to Measure Damping Values for Near-Surface Rocks and Soils", National Science Foundation Grant PFR-7900192, URS/Blume Engineers, San Francisco

- SEED , H.B.
IDRISS, I.M. (1970) : "Soil Moduli and Damping Factors for Dynamic Response Analyses", Report No. EERC 70-10, Earthquake Engineering Research Center, Univ. of Calif., Berkeley
- SILVER,M.L. (1981) : "Load Deformation and Strength Behavior of Soils", Proc. Int. Conf. "Recent Advances in Geotechnical, Earthquake and Soil Dynamics", Bd. 3 St. Louis, S. 873 - 895
- STOKOE, K.H.
HOAR, R.J. (1977) : "Field Measurement of Shear Wave Velocity by Crosshole and Downhole Seismic Methods", Proc. Dynamical Methods in Soil and Rock Mechanics, Karlsruhe, Sept., Vol. 3, S.115-137
- WARRICK, R.E. (1974) : "Seismic Investigation of a San Francisco Bay Mud Site", Bulletin of the Seismological Society of America, Vol. 64, S. 375 - 385
- WILSON, S.D.,
BROWN, F.R., JR.
SCHWARZ, S.D. (1977) : "In Situ Determination of Dynamic Soil Properties ", Dynamic Soil and Rock Testing in the Field and Laboratory for Seismic Studies, ASTM STP, Denver Symposium, June.
- WILSON, S.D.,
BROWN, F.R., JR.
SCHWARZ, S.D. (1978) : "In Situ Determination of Dynamic Soil Properties ", Dynamic Geotechnical Testing ASTM STP 654, American Society for Testing and Materials, S. 295 - 317.
- WOODS, R.D. (1978) : "Measurement of Dynamic Soil Properties", State-of-the-Art-Report, Proc. Conf. on Earthquake Engineering and Soil Dynamics Pasadena, Vol.1,S.91-178



Modulares Meßwert- Erfassungs- und Prozeß-Steuerungs-System INTERFACER I. II. III.

Das System INTERFACER ist ein universelles Meßdatenerfassungs- und Prozeßsteuerungssystem.

Einschubkarten erlauben eine flexible Anpassung an Ihre Meßaufgabe. Vom Meßwertaufnehmer bis hin zum Computer-Protokoll

planen, bauen und installieren wir Ihre Anlage mit kompletter SYSTEMGARANTIE.

Als größter OEM-Partner von HEWLETT PACKARD verfügen wir in diesem Bereich über langjährige Erfahrung mit zahlreichen Referenzen.

N NIEFERT
SYSTEMGARANTIE

Niefert GmbH
Postfach 200248
6074 Rödermark 2
Telefon (06074) 99068-69
Telex 41 91 573 nico d

ROTARY	—	} BOHRUNG
SAUG	—	
LUFTHEBE	—	
HAMMER	—	

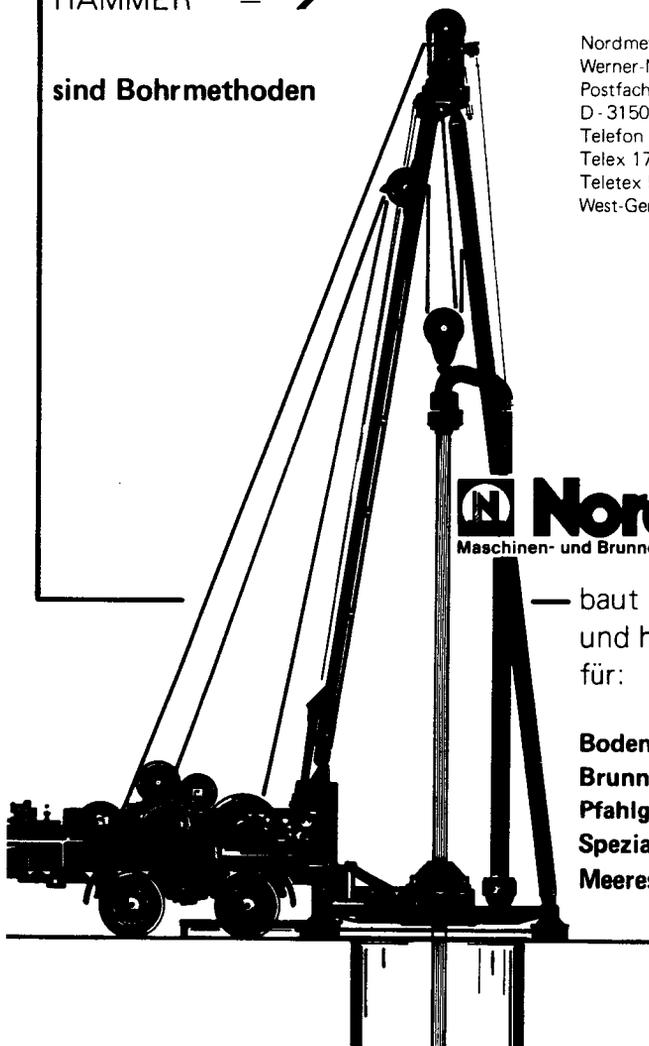
sind Bohrmethoden

Nordmeyer KG
 Werner-Nordmeyer-Straße 3
 Postfach 16 04
 D - 3150 Peine
 Telefon (05171) 5 33 53
 Telex 175 171 812 oder 9 2634
 Teletex 5171 812 = NORD
 West-Germany

 **Nordmeyer**
 Maschinen- und Brunnenbohrgerätebau

— baut Ihre Bohranlage
 und hat das Zubehör
 für:

Bodenuntersuchung
Brunnenbau
Pfahlgründung
Spezial-Tiefbau
Meerestechnik ...



Einbau von Sand für bodenmechanische Modellversuche nach der Methode des verfahrbaren Sandvorhanges

von **Wolfgang Bätcke**

1. Einleitung

Die Nachbildung des Baugrundes bei kleinmaßstäblichen bodenmechanischen Modellversuchen ist ein besonderes Problem. Werden aufgrund der Modellgesetze spezielle Materialeigenschaften von einem Modellboden gefordert, lassen sich Kunstböden, beispielsweise aus PVC-Granulaten oder Elastomeren in Anpassung an diese Eigenschaften entwickeln. Ihr Nachteil liegt darin, daß sie sich nur an einzelne Randbedingungen anpassen lassen; die Gesamtheit der Materialeigenschaften eines natürlichen Bodens können sie nur unvollkommen darstellen. Dies gilt insbesondere bei Modellversuchen, in denen Bruchvorgänge eine Rolle spielen. Lassen es die Modellgesetze zu, hat sich dagegen mittel- bis grobsandiger Quarzsand als Modellboden gut bewährt. Ein solcher Boden, ein schwach grobsandiger Mittelsand, wurde am Institut für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig für kleinmaßstäbliche Modellversuche zum Problem der Grenztragfähigkeit von Fundamenten in Böschungen gewählt. Über die Erkenntnisse, die bei der Durchführung des Sandeinbaus gesammelt wurden, wird an dieser Stelle berichtet.

2. Verfahren zur Sandeinrieselung

Je kleiner bei bodenmechanischen Modellversuchen der Modellmaßstab ist, umso größer ist der Einfluß der Inhomogenität der Versuchsschüttung auf die Versuchsergebnisse. Es ist deshalb sehr wichtig, für das Einbringen des Modellsandes ein Verfahren zu wählen, das sowohl in senkrechter wie auch in

waagerechter Richtung eine möglichst homogene und reproduzierbare Schüttung liefert.

Ein häufig angewandtes Verfahren ist der sogenannte Sandregen, bei dem der Sand mit definierter Intensität in den Versuchsbehälter eingeregnet wird. Je geringer dabei die Regenintensität ist, umso dichter wird die Versuchsschüttung. Bei der praktischen Durchführung eines Sandregens unterscheidet man die Methode des flächenhaften Regens und die Methode des verfahrbaren Sandvorhanges.

Beim flächenhaften Regen wird der Sand durch ein Lochsieb, das größer und gleich der Fläche des einzurieselnden Kastens ist, in den Versuchskasten eingebaut (KOLBUSZEWSKI 1961, LEHNERT 1983). Durch ein Schließblech, das die Löcher teilweise freigibt, läßt sich die Regenintensität regulieren.

Bei der Methode des verfahrbaren Sandvorhanges wird der Sand lagenweise eingebracht. WALKER/WHITAKER (1967) arbeiteten mit einer umlaufenden Walze am horizontal verfahrbaren Sandvorratssilo und einer veränderlichen Spaltweite für die Sandaustragung (Bild 1). Der Silo wurde mit einer Geschwindigkeit von 9,1 cm/s über den Versuchskasten geführt. Die Regenintensität ergab sich als Funktion der Schlitzbreite und der Umdrehungszahl der Walze. Die Lage und der Anstellwinkel des Ablenkungsbleches wurde an die jeweilige Umdrehungszahl der Walze angepaßt.

BUTTERFIELD/ANDRAWES (1970) benutzten einen verfahrbaren Silo mit seitlichem Schlitz (Bild 2). Die Sandaustragung wurde durch Druckluft unterstützt. Die Regenintensität war abhängig von der Höhe des Luftdrucks in der Druckluftkammer.

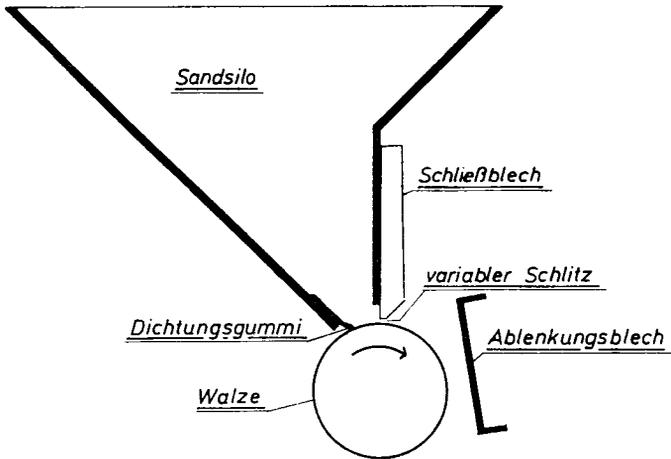


Bild 1: Sandeinstreueinrichtung nach WALKER/WHITAKER (1967)

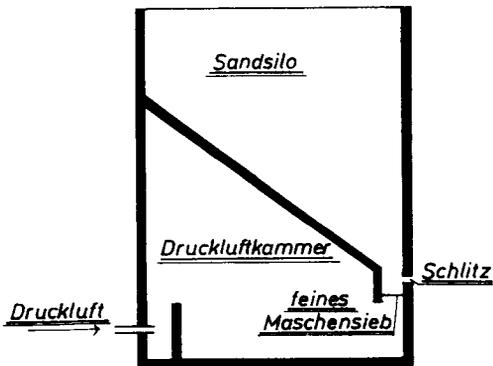


Bild 2: Sandeinstreueinrichtung nach BUTTERFIELD/ANDRAWES (1970)

Zwei Sandeinstreukästen von WALZ/SCHOBER/DIEKMANN (1975) arbeiteten ebenfalls mit seitlicher Austragung des Sandes durch einen horizontalen Schlitz, aber ohne mechanische oder pneumatische Unterstützung (Bild 3). Die Fahrgeschwindigkeit des einen Kastens betrug konstant 8 cm/s, beim anderen war sie von 0 - 15 cm/s zu variieren.

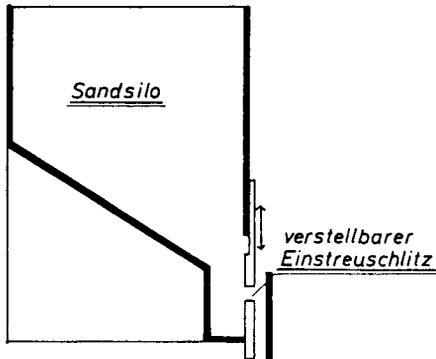


Bild 3: Sandeinstreueinrichtung nach WALZ/SCHOBER/DIEKMANN (1975)

Die für die Grundbruchversuche am Braunschweiger Institut benutzte Sandeinstreueinrichtung bestand aus einem verfahrbaren Silo mit justierbarem Bodenschlitz (BÄTCKE 1982) (Bild 4).

Der starr an einem Laufwagen befestigte Silo wurde von einem langsam laufenden Motor mit einer Geschwindigkeit von 18 cm/s über den Versuchskasten geführt.

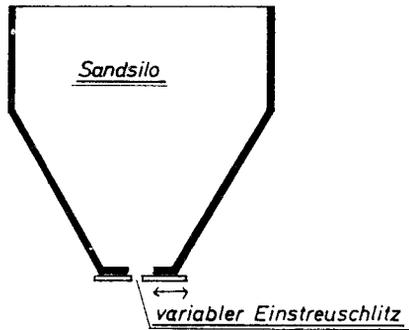


Bild 4: Sandeinstreukasten mit justierbarem Bodenschlitz

Die Wandreibung des Versuchssandes an den seitlichen Silowänden (Siloeffekt) führt in den Randbereichen der Versuchsschüttung zu einer geringeren Rieselintensität und damit zu einer höheren Lagerungsdichte als in der Mitte. Zur Kompensierung dieses Effektes wurden mehrere Zwischenwände in den Silo eingezogen.

Als besonderes Problem stellte sich während des Einrieselvorganges die Staubbelastung dar. Ein Absieben oder Auswaschen des Feinstmaterials brachte nicht den gewünschten Erfolg. Als günstigste Alternative bot sich die Verkleidung des gesamten Modellversuchsstandes mit einem Foliengehäuse an (Bild 5).

Für die Homogenität der Versuchsschüttung ist die Präzision, mit der die Breite des Einstreuschlitzes eingestellt werden kann, von größter Bedeutung. Deshalb wurde bewußt auf eine mechanische Verschlußkonstruktion des Einstreuschlitzes verzichtet. Die für die einzelnen Versuche erforderliche Schlitzbreite wurde jeweils vor dem Versuch mittels Lehren eingestellt und fixiert.



Bild 5: Modellversuchsstand mit Einrieselanlage, Vorratsbehälter, Prozeßsteuerung und Verkleidung

Der Einrieselsilo wurde von einem Vorratsbehälter aus manuell beladen. Der vordere Umkehrpunkt des Silos lag außerhalb des Versuchskastens über dem Vorratsbehälter. Je nach Ladezustand des Silos wurde dieser während der Umkehrphase aufgefüllt. Abhängig von der Schlitzbreite dauerte der Aufbau einer Versuchsschüttung ($0,4 \text{ m}^3$) im Ein-Mann-Betrieb 20 min bis 50 min.

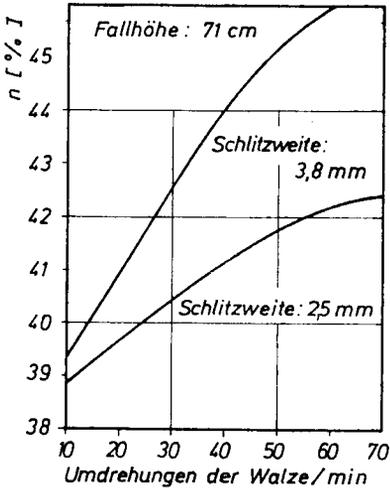
3. Modellsand

Die überwiegende Zahl der Modellversuche wurde mit einem schwach grobsandigen Mittelsand durchgeführt. Der mittlere Korndurchmesser d_{50} betrug 0,45 mm bei $U = 1,6$. Die Bestimmung der lockersten und dichtesten Lagerung nach DIN 18 126 lieferte $n_{\min} = 0,477$ und $n_{\max} = 0,363$.

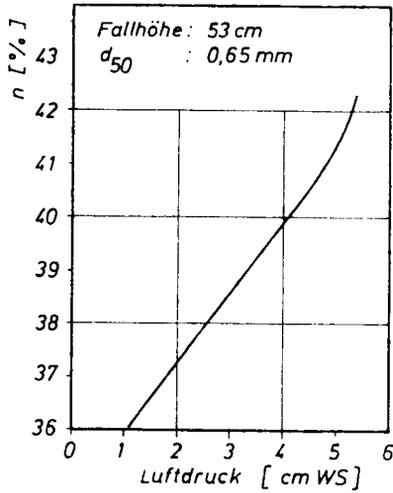
4. Einstellen der Lagerungsdichte

Hauptkriterium für die zu erzielende Lagerungsdichte ist die Regenintensität. Sie ist abhängig von der Fahrgeschwindigkeit des Silos, der Breite des Einstreuschlitzes und wie bereits unter 2. erwähnt, von konstruktiven Besonderheiten der Einstreueinrichtung. Die Regenintensität wird beim verfahrenbaren Sandvorhang definiert als Schichtdicke der einzelnen Sandschicht je Überfahrt. Weiterhin von Bedeutung für die Lagerungsdichte der Versuchsschüttung ist die Kornverteilung des Modellbodens und die Fallhöhe des Sandes. Die Einbaucharakteristiken der unter 2. beschriebenen Sandeinstreueinrichtungen sind in Bild 6 zusammengefaßt.

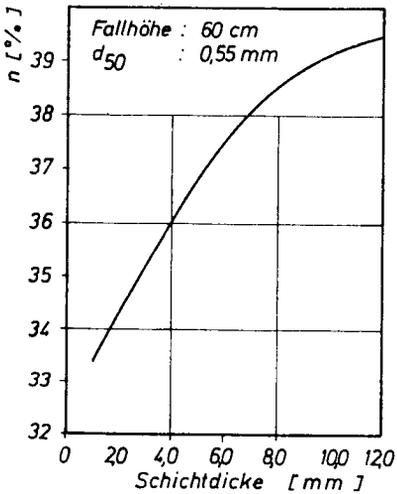
Für die benutzte Sandeinstreueanlage ergaben sich die in den Bildern 7 und 8 dargestellten Kennlinien für die Abhängigkeit der einzelnen Sandlagen je Überfahrt von der Spaltweite und für die Abhängigkeit der Lagerungsdichte von der Schichtdicke der einzelnen Sandlagen.



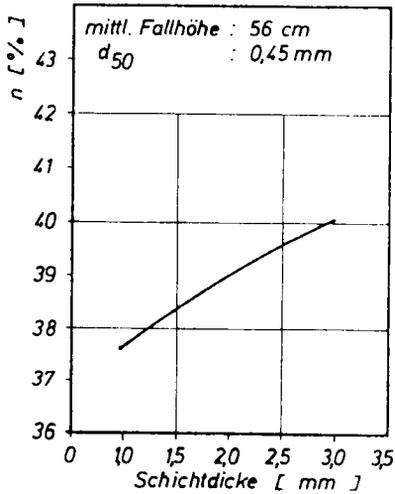
a) WALKER/WHITAKER (1967)



b) BUTTERFIELD/ANDRAWES (1970)



c) WALZ/SCHOBER/DIEKMANN (1975)



d) BÄTCKE (1982)

Bild 6: Einbaucharakteristiken verschiedener Sandeinstreueinrichtungen

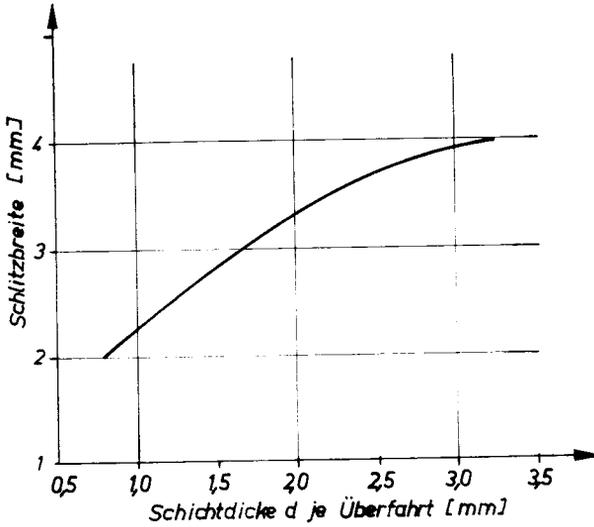


Bild 7: Abhängigkeit zwischen Spaltweite und Schichtdicke der einzelnen Sandlagen je Überfahrt.

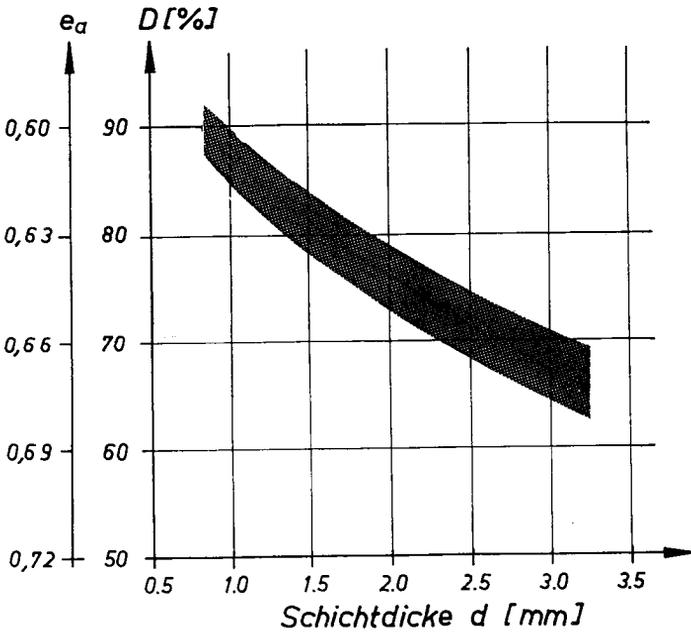


Bild 8: Abhängigkeit der Lagerungsdichte von der Schichtdicke der einzelnen Sandlagen je Überfahrt

5. Bestimmung der Lagerungsdichte

Die Lagerungsdichte im Versuchskasten wurde nach der in der Literatur bereits häufig beschriebenen Meßtopfmethode ermittelt. Hierzu wurden Meßtöpfe bekannten Volumens (im Mittel $V = 868 \text{ cm}^3$) im Versuchskasten aufgestellt. Nach vollständigem Einrieseln des Kastens wurden die Töpfe vorsichtig freigegeben, sorgfältig abgestrichen und erst dann herausgehoben, um die eingerieselte Dichte so wenig wie möglich zu stören. Anschließend wurde für jeden Topf die Lagerungsdichte bestimmt. In Vorversuchen zur Ermittlung der Homogenität der Versuchsschüttungen wurden 10 bis 16 Meßtöpfe aufgestellt, bei den späteren Grundbruchversuchen wurde die Dichte der Versuchsschüttung jeweils durch 6 Meßtöpfe, die außerhalb des Einflußbereiches des Versuches lagen, bestimmt.

6. Homogenität der Versuchsschüttung in horizontaler Richtung

Nach Auswertung von insgesamt 464 Meßtöpfen kann die Verteilung der Lagerungsdichte im Versuchskasten in waagerechter Richtung bezogen auf den vorderen linken Eckpunkt i durch das Diagramm von Bild 9 dargestellt werden.

Die im Vergleich zu den Randbedingungen um ca. 2 % bis 3 % geringere Lagerungsdichte in der Kastenmitte ist auf den trotz der Zwischenwände im Silo nicht ganz auszugleichenden Siloeffekt zurückzuführen.

Bei geringen Spaltweiten des Einstreuschlitzes der Einrieselanlage konnten homogenere Schüttungen hergestellt werden als bei weiten. Zum Vergleich wurde der erreichbare Homogenitätsgrad von Versuchsschüttungen, bestehend aus mittelsandigem Grobsand, ermittelt (Bild 10). Bezüglich des Porenanteils konnten geringfügig bessere Ergebnisse erzielt werden, die aber hauptsächlich auf die bei diesem Boden geringere Differenz $n_{\max} - n_{\min}$ zurückzuführen ist. Bezüglich der Lagerungsdichte wurden bei beiden Böden etwa gleiche Homogenitätsgrade erreicht.

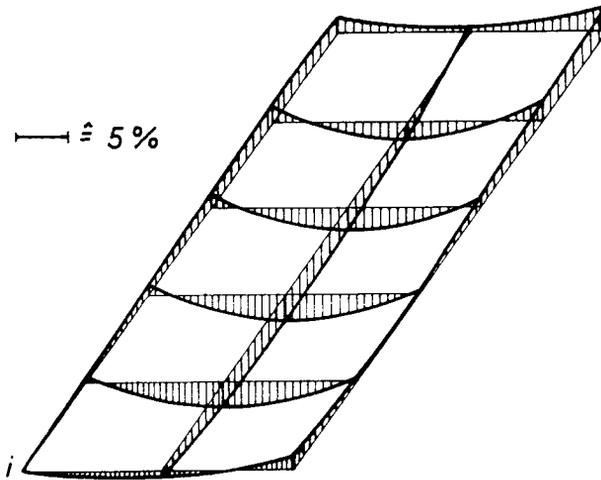


Bild 9: Verteilung der Lagerungsdichte bezogen auf Pos. i bei 2 mm Schlitzbreite des Einstreuschlitzes

Spaltweite	Mittlere Lagerungsdichte D	$s(D)$	Mittlerer Porenanteil n	$s(n)$	Mittlere Trockendichte ρ_d	$s(\rho_d)$
mm	%	%	%	%	t/m^3	t/m^3
schwach grobsandiger Mittelsand						
2	90,1	1,17	37,4	0,13	1,659	0,0034
3	79,5	1,45	38,6	0,16	1,626	0,0045
4	65,7	2,17	40,2	0,25	1,584	0,0067
mittelsandiger Grobsand						
3	85,4	1,26	35,5	0,11	1,707	0,003
4	70,7	1,78	36,8	0,16	1,673	0,004

Bild 10: Bodenkennwerte bei unterschiedlichen Regenintensitäten

Die Ergebnisse aus den Versuchsschüttungen mit beiden Sanden bestätigen die Untersuchungen von WALZ/SCHOBER/DIEKMANN (1975), nach denen die Homogenität der Schüttung mit der Lagerungsdichte wächst.

Sie erhielten aus der Meßtopfauswertung von 90 Einzelproben für dichte Lagerungen eine Standardabweichung $s(n)=+0,14$ % und für lockere Lagerungen $s(n)=+0,41$ %. Unabhängig von der Dichte wird von BUTTERFIELD/ANDRAWES (1970) bei vergleichbaren Versuchen als Standardabweichung $s(n)=+0,23$ angegeben.

7. Homogenität der Versuchsschüttung in vertikaler Richtung

Da der Sandeinstreukasten auf einer fest montierten Fahrbühne lief, änderte sich die Fallhöhe während des Einrieselvorganges um ca. 30 cm. Dies führte zu einer Änderung der Lagerungsdichte in vertikaler Richtung im Versuchskasten um 5 %. Umfangreiche Untersuchungen von WALZ/SCHOBER/DIEKMANN (1975) ergaben, daß bei kleinen (< 5 mm) und bei großen (> 20 mm) Schichtdicken ab 30 cm Einrieselhöhe kein signifikanter Einfluß der Einrieselhöhe auf den Porenanteil feststellbar ist. Zu tendenziell gleichen Ergebnissen kam LEHNERT (1983) bei Einrieselversuchen nach dem Prinzip des flächenhaften Regens.

Der große Einfluß der Fallhöhe auf die erreichte durchschnittliche Lagerungsdichte bei mittleren Schichtdicken ($t = 10$ mm bis $t = 20$ mm) ist auf den Nachverdichtungseffekt der folgenden Lagen zurückzuführen. Bei dichten Lagerungen ist dieser Effekt gering, da die einzelnen Sandkörner bereits eine bevorzugte Lage eingenommen haben, bei sehr großen Schichtdicken wird den Körnern teilweise die Möglichkeit zur Umorientierung genommen. Hier ist das Volumen des nachverdichteten Bodens im Vergleich zum gesamten Schichtvolumen gering. Die Nachverdichtung führt bei lockeren Lagerungen zu einer stärkeren Schichtung und damit auch zu größerer Inhomogenität der Schüttung in vertikaler Richtung als dies bei dichten Lagerungen der Fall ist.

8. Zusammenfassung

Es wird eine mechanisch einfache Einrieselanlage für bodenmechanische Modellversuche vorgestellt, die nach dem Prinzip des verfahrbaren Sandvorhanges arbeitet. Mit der Anlage wurden dichte und sehr dichte Versuchsschüttungen hergestellt. Die Prüfung der Homogenität wurde nach der Meßtopfmethode durchgeführt. Ein Vergleich dieser Messungen mit Ergebnissen anderer in der Literatur beschriebener nach dieser Methode arbeitender Sandeinstreueinrichtungen führt zu dem Schluß, daß der verfahrbare Sandvorhang ein geeignetes Verfahren zur Herstellung dichter Versuchsschüttungen ist. Die Homogenitätsprüfungen bestätigen die Aussage von WALZ/SCHÖBER/DIEKMANN (1975), daß sich die Homogenität solcher Modellschüttungen nicht mehr wesentlich verbessern läßt. Die Lagerungsdichte der Versuchsschüttung ist in erster Linie abhängig von der Regenintensität und damit von der exakten Einstellung des Einstreuschlitzes.

9. Literaturverzeichnis

- BÄTCKE, W. : Tragfähigkeit gedrungener Körper im geneigten Halbraum. Mitteilung des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik, Heft 7, TU Braunschweig 1982
- BUTTERFIELD, R. : An air activated sand spreader for
ANDRAWES, K.Z. forming uniform sand beds. Geotechnique Bd. 20 (1970), No. 1, S. 97 - 100
- KOLBUSZEWSKI, J.J. : An experimental study of the maximum and minimum porosities of sands. Proc. 2nd. ICSMFE, Vol. 1, S. 158 - 165
- KOLBUSZEWSKI, J.J. : The preparation of sand samples for
JONES, R.H. laboratory testing. Proc. Midland SMFE Soc. (1961), Vol. 4, S. 107 - 123

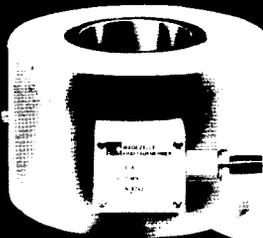
- LEHNERT, J. : Beschreibung einer neu entwickelten Sandfülleinrichtung. Geotechnik (1983), Heft 2, S. 31 - 34
- WALKER, B.P. : An apparatus for forming uniform beds
WHITAKER, T. of sand for model foundation tests. Geotechnique 17 (1967), No. 2, S. 161 - 167
- WALZ, B. : Untersuchungen zum lagenweisen Einbau von Sandvolumina für bodenmechanische Modellversuche. In: Theorie und Praxis des Grundbaus und der Bodenmechanik. Festschrift z. 70. Geburtstag von Prof. Dr.-Ing. H.Lorenz. TU Berlin 1975
- SCHOBER, H.D.
- DIEKMANN, N.



Elektrisches Messen mechanischer Größen



Im rauen Baustelleneinsatz

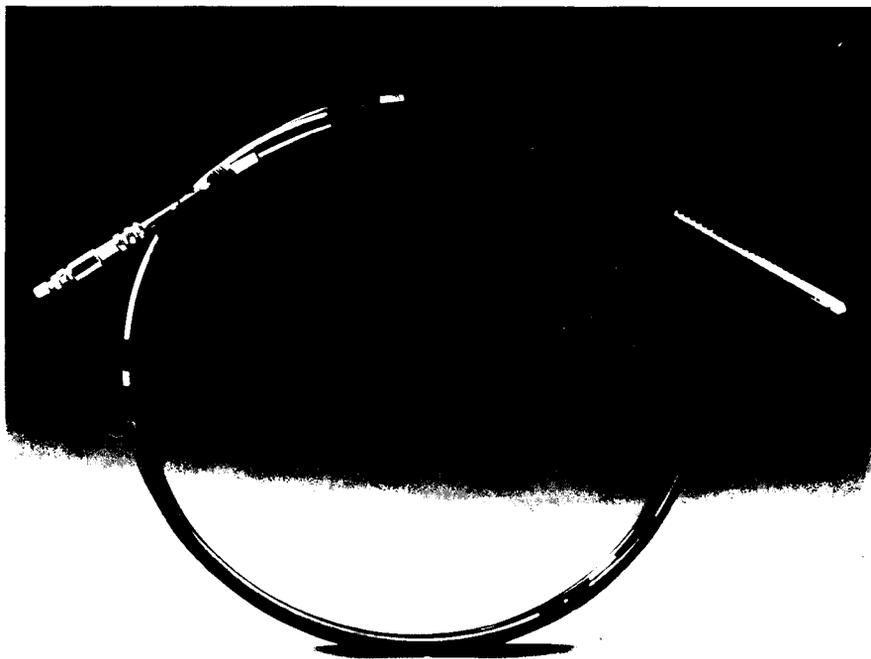


beim Bau des Tunnels der Stadtbahn Rhein-Ruhr in Duisburg messen Geräte von HBM Ankerkräfte, Bodendrücke in Deckel und Sohlbalken, Horizontalverformungen und Neigungen der Schlitzwand sowie Betondehnungen. Als Beispiel für ein dort eingesetztes HBM-Gerät ist nebenstehend ein Aufnehmer zum Messen von Kräften an Zugankern abgebildet.

HBM liefert Wägezellen, Aufnehmer für Kräfte, Drücke, Drehmomente, Dehnungen, Wege, Schwingungen und alle für das ELEKTRISCHE MESSEN MECHANISCHER GRÖSSEN erforderlichen Geräte wie Meßverstärker, Umschalt-

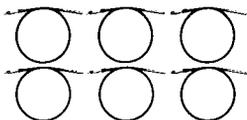
anlagen, Anzeige- und Registriergeräte und komplette Meßwerterfassungsanlagen.

HOTTINGER BALDWIN MESSTECHNIK GMBH
Postfach 42 35 · D-6100 Darmstadt 1 · Telefon (06151) 803-1



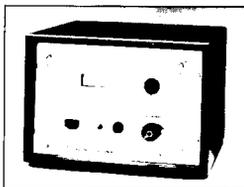
Lieferung

Komplett vormontiert mit
Meßkopf und Ankerteil



Installation

Im Bohrloch werden die
Meßköpfe mit Hilfe einer
Montageplatte fixiert



Messung

Mit Meßuhr oder elektrischem
Wegaufnehmer mit digitaler
Anzeige



Technische Daten

- Meßbereich +/- 60 mm
- Genauigkeit +/- 0.01 mm
- Hysterese +/- 0.04 mm
- Korrosionsbeständig
(Glasfaserplastikstange)
- Geringer Temperatur-
ausdehnungskoeffizient
- Spezifisches Gewicht 2,6
- Gewicht 300 g/m



Vorschlag für eine Standardisierung der Tunneldurchmesser bei mechanischen Vortrieben in Festgestein

von Uwe Beckmann

1. Investitions-Risiko Tunnelvortriebs-System

Die Anschaffung eines vollmechanischen Tunnelvortriebs-Systems (Tunnelbohrmaschine mit Nachläufer) erfordert Unternehmer-Investitionen in einer Höhe, die bei dem heutigen Stand (1984) etwa dem Doppelten des Tunnel-Durchmessers (m) in Millionen DM entsprechen. Zum Abschätzen des Abschreibungssatzes für ein beauftragtes Projekt gehört - unter anderem, aber in ganz wesentlichem Umfang - auch das Abschätzen der Einsatzmöglichkeiten für weitere Projekte. Beides bildet die wesentliche Grundlage für die Kaufentscheidung. Allein diese unternehmerische Beurteilung und Entscheidung beinhaltet bereits ein hohes Risiko, zu dem noch das ebenfalls nicht unerhebliche Risiko aus der Entscheidung für einen bestimmten Maschinen-Typ bzw. -Hersteller hinzukommt.

Die Einsatzmöglichkeit und die Vortriebsleistung eines gesamten Tunnelvortriebs-Systems, d.h. nicht nur der Tunnelbohrmaschine allein, wird außer vom System, der Baubetriebs-Organisation und dem Gebirge, sondern auch von den Projektparametern eines Tunnels (Bild 1) entscheidend mitgeprägt (BECKMANN, 1982). An dieser Stelle soll nur auf die Einflüsse aus dem Tunnel-Durchmesser eingegangen werden.

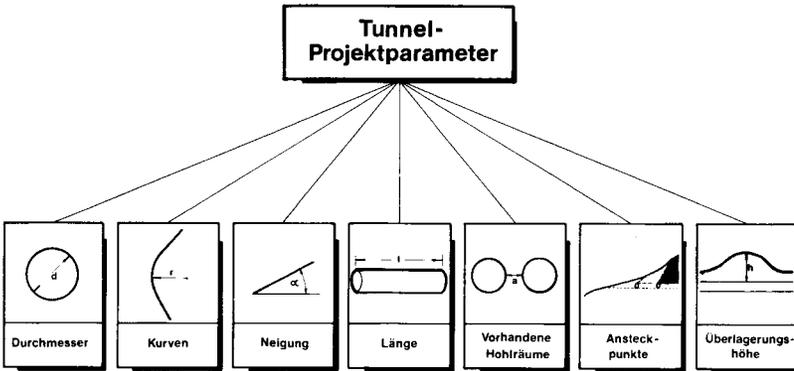


Bild 1: Übersicht über die Projektparameter eines Tunnels

2. Einflüsse aus dem Bohr-Durchmesser

Mit Tunnelbohrmaschinen (TBM) können ausschließlich kreisrunde Profile aufgeföhren werden. Der notwendige Durchmesser ergibt sich aus den zu erfüllenden Nutzungsanforderungen. Er darf i.a. nur innerhalb eines begrenzten Bereichs schwanken, weil der Stollen bzw. Tunnel sonst seine Aufgaben nicht richtig oder nicht wirtschaftlich erfüllen kann. Nur bei wenigen Ausnahmen wurden weltweit bis Anfang der siebziger Jahre Tunnel mit großem Durchmesser von Tunnelbohrmaschinen aufgeföhren. Dies waren die Wasserstollen am

- Oake Damm (USA, 1952 - 60, \varnothing 8,04 m bis 9,0 m, Ges.-Länge ca. 10 km)
- South Saskatchewan River Dam (Kanada, 1961, \varnothing 7,82 m, Länge ca. 6 km)
- Mangla Damm (Pakistan, 1963, \varnothing 11,17 m, Länge ca. 4,3 km) und die Eisenbahn- bzw. Straßentunnel

- Metro Paris, Etoile-Neuilly (Frankreich, 1964 - 67, \emptyset 10,3 m, Länge ca. 2,5 km)
- Heitersbergtunnel (Schweiz, 1970 - 72, \emptyset 10,65 m, Länge 2,6 km)
- Autobahn-Tunnel Liverpool (England, 1968 - 72, \emptyset 10,35 m, Länge 2 x 2,2 km).

Alle anderen der etwa 100 TBM-Vortriebe bis zu diesem Zeitpunkt waren auf kleine Durchmesser zwischen 2 und 4 m konzentriert. Erst danach ist eine stärkere, allgemeine Tendenz zu größeren Querschnitten erkennbar (Bild 2). Der bisher größte Durchmesser (11,45 m) wurde im Gubrist-Tunnel (Schweiz, 1979 - 82, 2 x ca. 3 km) aufgeföhren. 12 Meter-Maschinen sind ebenfalls von den Herstellern bereits entworfen.

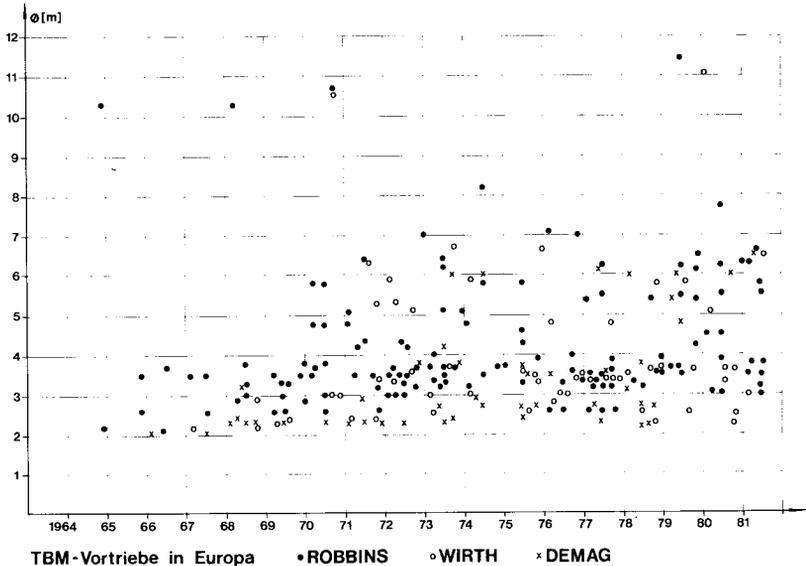


Bild 2: Durchmesser der TBM-Vortriebe in Europa

Eine TBM bietet mit zunehmender Größe bessere Möglichkeiten, Geräte für die Gebirgssicherung - wie z.B. eine Bogenversatzeinrichtung und Ankerbohrgeräte - und für den Antransport der Sicherungsmittel auf der TBM unterzubringen. Gleichzeitig wird sie unempfindlicher gegen zufließendes Bergwasser, weil mehr freie Höhe unter der Maschine vorhanden ist. Bei einer Verschlammung kann dieser Bereich wegen seiner besseren Zugänglichkeit leichter gesäubert werden; die Antriebsaggregate liegen so hoch, daß auch starke Wassereinbrüche sie nicht gefährden können.

Bei der Entwicklung großer TBM gibt es sowohl eine geologische als auch eine technische Grenze. Die geologische Grenze ergibt sich aus der Standzeit eines Gebirges, die auch eine Funktion des Bohrdurchmessers ist. Sie nimmt ab, wenn er zunimmt, und die Gefahr von Nachbrüchen wird dadurch größer.

Die technische Grenze ergibt sich aus der zulässigen Rollgeschwindigkeit der Meißel. Bei gleichbleibender Drehgeschwindigkeit des Bohrkopfes steigt diese - gleiche Meißeldurchmesser vorausgesetzt - mit zunehmendem Bohrdurchmesser linear an, weil ihre Rollstrecke mit zunehmendem Radius ebenfalls zunimmt. Da die Rollgeschwindigkeit aus physikalischen Gründen jedoch eine bestimmte zulässige Grenze (sie liegt bei modernen 15 1/2-Zoll-Meißeln in mittelhartem Gestein bei etwa 120 m/min) nicht überschreiten darf, muß die Drehgeschwindigkeit mit zunehmendem Durchmesser verringert werden. Die Drehgeschwindigkeit eines Bohrkopfes verhält sich also umgekehrt proportional zu seinem Durchmesser (ROBBINS, 1972).

Es wurden die Drehzahlen der Bohrköpfe von insgesamt 158 TBM untersucht und in Abhängigkeit vom Bohrdurchmesser aufgetragen.

Daraus ergab sich, daß fast alle zwischen den beiden folgenden Geraden liegen (Bild 3)

$$d = - 0,9 \cdot n_U + 13$$

$$d = - 1,8 \cdot n_U + 13$$

Hierbei bedeuten:

d = Bohrdurchmesser (m),

n_U = Drehzahl des Bohrkopfes pro Minute (U/min).

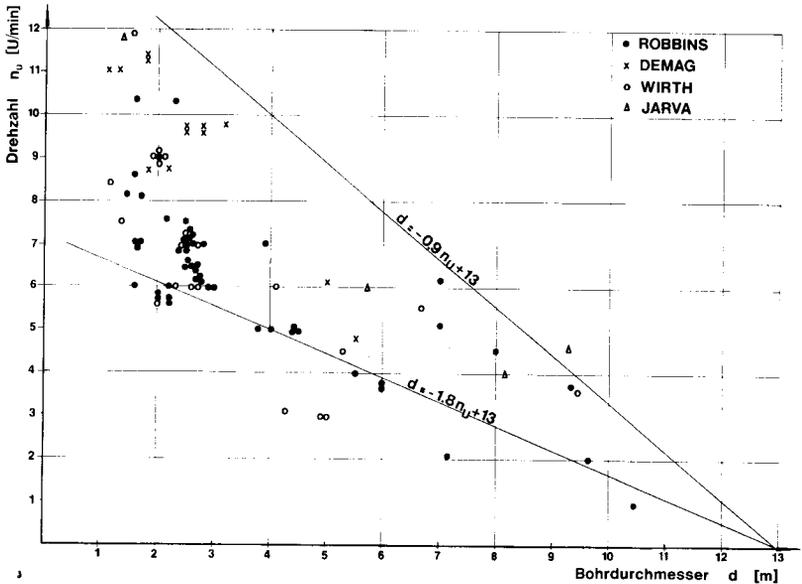


Bild 3: Abhängigkeit der Bohrkopfdrehzahl vom Bohrdurchmesser

Die Unterschiede ergeben sich je nach TBM-Hersteller, TBM-Baujahr und Meißeldurchmesser. Die älteren Maschinen mit kleineren Rollenmeißeln liegen i.d.R. an der unteren Geraden oder darunter, während die neueren TBM i.a. mehr an der oberen Geraden liegen. Bei einem vorgegebenen Durchmesser errechnen sich mögliche Drehzahlen wie folgt:

Beispiel: $d = 6,0$ m

$$\min n_U = \frac{13 - d}{1,8} = \frac{13 - 6}{1,8} = 3,9 \text{ U/min}$$

$$\max n_U = 2 \cdot \min n_U = 3,9 \cdot 2 = 7,8 \text{ U/min}$$

Die Drehzahlen liegen also etwa zwischen 4 und 8 U/min. Über diese Zahlen lassen sich die Bohrgeschwindigkeiten ermitteln, wenn die mittlere, mögliche Eindringtiefe je Umdrehung bekannt ist bzw. abgeschätzt werden kann.

Während der wirtschaftlich noch sinnvolle obere Durchmesser einer TBM von den physikalischen Grenzeigenschaften der Rollenmeißel bestimmt wird, beeinflußt die notwendige Zugänglichkeit zur Maschine den unteren Durchmesser. Die TBM mit dem bisher kleinsten Durchmesser (1,98 m) wurde 1980 im Kalkstein Chicago's eingesetzt (J-80, Jarva Project Data Sheets).

Maschinentechnisch ist es kein Problem, derartige Maschinen zu bauen. Allerdings ist es äußerst schwierig, die einzelnen Maschinenteile so in dem Querschnitt unterzubringen, daß sie für Wartungs- und Reparaturzwecke leicht zugänglich bleiben. Ein erschwerter Zugang bedeutet jedoch einen größeren Zeitaufwand für diese Arbeiten.

Wegen ihres kleineren Durchmessers müssen diese Maschinen konstruktiv in die Länge gezogen werden. Dies hat zur Folge, daß ein zumutbarer Arbeitsplatz für Sicherungsarbeiten erst hinter dieser langgezogenen TBM zur Verfügung steht, was bis zu 15 m hinter der Ortsbrust sein kann. In nicht standfestem Gebirge führt eine derart späte Sicherung zu erheblichen Schwierigkeiten und Verzögerungen des Vortriebs. Nur in Ausnahmefällen und für kurze Zeit ist ein Arbeiten im TBM-Bereich möglich.

In dem Prototyp-Vortrieb Floitenbach stellte man fest, daß der Durchmesser von 2,14 m "unbedingt an der unteren Grenze" läge, der "nach unten vertretbare Durchmesser müßte bei 2,40 m" liegen (HILDEBRAND, 1969). Diesem Wert stimmt der Verfasser nicht zu. Auch hat sich Hildebrands Prognose, der Bedarf an TBM für diesen Durchmesserbereich würde verstärkt auftreten, nicht erfüllt.

Der Radaustollen im Harz wurde mit 2,3 m Durchmesser gebohrt. Für Sicherungsarbeiten, die in der Nähe des Bohrkopfes auszuführen waren, erwies sich dieser Durchmesser als viel zu klein. Das Arbeiten unter derartigen Bedingungen ist nur für kurze Ausnahmen zumutbar (eigene Beobachtungen).

Auch bei einem Durchmesser von 2,85 m im Abwasserstollen Heiligenhaus war bei Nachbrüchen ein Verbau im Bereich der Maschine nur schwer und zeitaufwendig einzubringen, da zwischen Maschinenkörper und Stollenwand nur wenig Platz blieb (JÄGER/REINHARDT, 1976).

Derart kleine Durchmesser bringen ein weiteres, großes Problem mit sich: Bei einer Gleisabförderung kann hinter der TBM nur jeweils ein Zug stehen. Ein leerer Zug kann erst dann zur TBM fahren, wenn er in einer Weichennische vor dem vollen Zug passiert worden ist. Durch diese diskontinuierliche Abförderung wird der kontinuierliche TBM-Betrieb u.U. ganz erheblich eingeschränkt (BECKMANN, 1982). Die Weichennischen bedeuten einen zusätzlichen Aufwand. Eine kontinuierliche Abförderung durch ein pneumatisches oder hydraulisches System kann diese Verzögerungen verhindern, bringt aber andere Schwierigkeiten mit sich.

Der Minstdurchmesser für eine zweigleisige Zugaufstellung hinter der TBM liegt nach Herstellermeinung bei etwa 3,0 m. Im Beileitungsstollen Donnersbach ist diese zweigleisige Aufstellung mit einem - bisher kleinsten - Stollendurchmesser von 3,55 m erfolgreich eingesetzt worden (WAGNER, 1979).

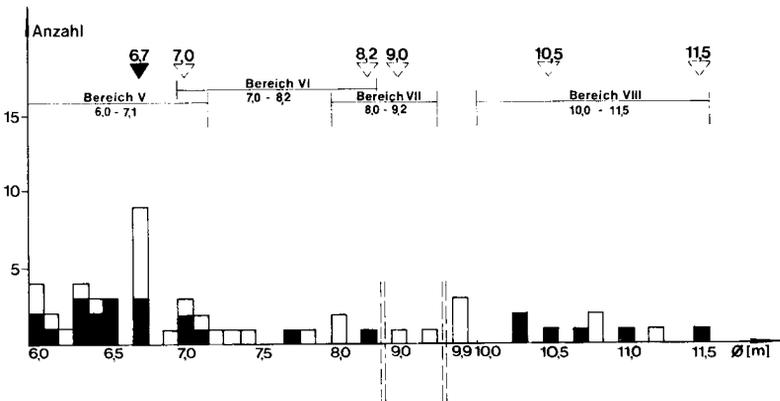
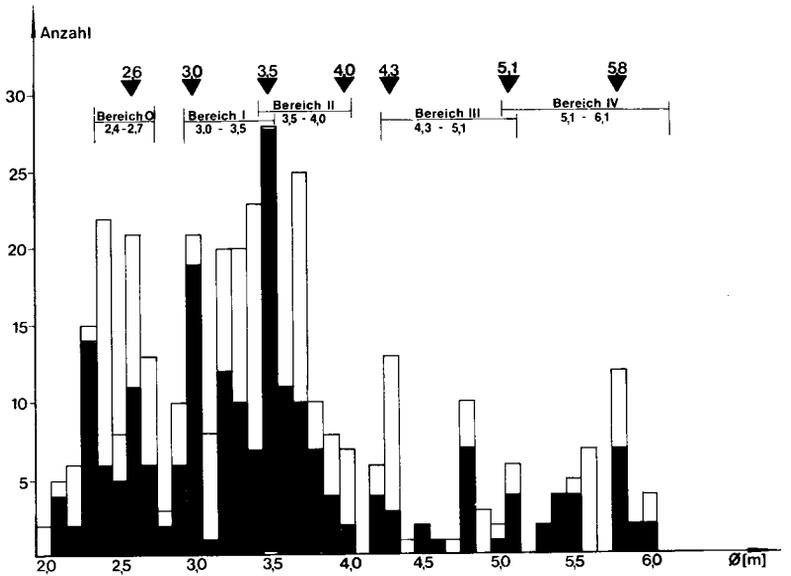
3. Empfehlungen für die Wahl des Bohrdurchmessers bei Planung und Ausschreibung

Auftraggeber sollten einen Stollendurchmesser grundsätzlich nicht ausschließlich nur nach hydraulischen Bedürfnissen festlegen. Ein Stollen mit größerem Durchmesser kann aus den genannten Gründen billiger sein als ein Ministollen. Das Kostendenken in Ausbruchkubaturen muß durch Denken in Stollenmeter abgelöst werden.

Der untere Mindestdurchmesser sollte wegen der zweigleisigen Zugaufstellmöglichkeit nicht kleiner als 3,0 m sein. Mit einem Durchmesser von 3,5 m lassen sich bereits gut zugängliche Maschinen bauen. Auftragnehmer sollten nicht genau auf bestimmte Durchmesser festgelegt werden, sondern es sollte ihnen erlaubt sein, den aus Nutzungsgründen geforderten Mindestdurchmesser in gewissen Grenzen zu vergrößern. Dies wurde z.B. bei der Ausschreibung des Osloer Abwasserkanal-Systems erlaubt (BEICHMANN, 1979). Der dortige Mindestdurchmesser von 3,0 m wurde von der Auftragnehmerseite bis auf 3,5 m vergrößert. Durch derartige Freiheiten können sich für Auftraggeber günstigere Angebote und für Unternehmer erweiterte Wiederverwendungsmöglichkeiten für ihre Maschinen ergeben, die das hohe Investitionsrisiko verringern.

Bei hohen Anforderungen an das Lichtraumprofil (z.B. Eisenbahntunnel) muß ggf. auch vom Auftragnehmer ein größerer Durchmesser gewählt werden, um eine Toleranz für Ungenauigkeiten bei der TBM-Steuerung zu haben. Im Heitersbergtunnel erwies sich ein 12,5 cm größerer Bohrradius bei 10,65 m Tunneldurchmesser als ausreichend (PRADER, 1976).

Alle bisherigen TBM-Einsätze wurden von uns nach Durchmessern geordnet. Nach diesen Zahlen wurden - unter besonderer Berücksichtigung der Tendenz der letzten 10 Jahre - Durchmesser-Schwerpunkte gesetzt (Bild 4). Die Erfahrung hat gezeigt, daß der Gebraucht-TBM-Handel weltweit durchgeführt wird, daher wurden hier alle TBM-Vortriebe Europas und der Welt analysiert. Wählt ein Auftraggeber diese Durchmesser für die Ausschreibung, so hat er die höchste Wahrscheinlichkeit, günstigste Angebote zu bekommen. Für einen Unternehmer, der diese Durchmesser beim Kauf einer TBM wählt, ergibt sich die höchste Wahrscheinlichkeit, seine TBM erneut einsetzen bzw. weiterverkaufen zu können.



□ weltweit, einschl. Europa

■ nur Europa

▼ Schwerpunkte

Bild 4: TBM-Vortriebe 1952 bis 1981

4. Vorschlag für eine Standardisierung der Bohrdurchmesser

Ausgehend von den gesetzten Schwerpunkten wurden die zu wählenden Durchmesser in folgende 10 Bereiche unterteilt:

Bereich 0 : 2,4 bis 2,7 m

Schwerpunkt : 2,6

Planende Ingenieure sollten Durchmesser unter 2,4 m bzw. zwischen 2,7 und 3,0 m unbedingt und auch Durchmesser im Bereich 2,4 bis 2,7 m nach Möglichkeit meiden. Sie sollten nur gewählt werden, wenn sie aus Nutzungsgründen unvermeidbar sind und wenn über die gesamte Stollenlänge standfestes Gebirge und kein nennenswerter Wasserzufluß vorhanden ist. In jedem Falle sollte einem Anbieter die Freiheit gegeben werden, den Querschnitt mit einer größeren Maschine aufzufahren. 105 Vortriebe wurden bis 1981 weltweit in diesem Bereich gebohrt, 56 davon in Europa. 64 davon fallen in den Bereich 2,4 bis 2,7 m, 28 darunter, 13 darüber (Bild 4).

Bereich I : 3,0 bis 3,5 m

Schwerpunkte : 3,0 und 3,5 m

Planer sollten nach Möglichkeit die beiden Schwerpunktdurchmesser wählen oder aber zumindest freistellen. 150 Vortriebe wurden weltweit in diesem Bereich aufgefahren, das entspricht etwa 38 % aller TBM-Vortriebe (Bild 4). Diese Durchmesser erlauben bereits eine doppelte Zugaufstellung zum Laden hinter der TBM. Von den Herstellern wird bisher nur der Bereich 3,0 bis 3,4 m in einer Maschine angeboten. Es ist aber technisch möglich, 3,5 m noch einzuschließen. Dadurch wird die Wiedereinsatzmöglichkeit dieser Maschinen deutlich verbessert.

Bereich II : 3,5 bis 4,0 m

Schwerpunkte : 3,5 und 4,0 m

Der Schwerpunkt 3,5 m wurde in diesen Bereich bewußt erneut mit einbezogen, um die Wiedereinsatzchancen zu erhöhen.

89 Vortriebe fallen weltweit in diesen Bereich (Bild 4).

Bereich III : 4,3 bis 5,1 m
Schwerpunkte : 4,3, 4,8 und 5,1 m

In diesem Bereich lagen 39 Vortriebe weltweit (Bild 4). Durch die gesetzten drei Schwerpunkte ergibt sich eine genügende Verwendungsbreite.

Bereich IV : 5,1 bis 6,1 m
Schwerpunkte : 5,1 und 5,8 m

42 Vortriebe wurden weltweit in diesem Bereich aufgefahren (Bild 4). Der obere Schwerpunkt ist bereits für kleinere Verkehrstunnel geeignet.

Bereich V : 6,0 bis 7,1 m
Schwerpunkte : 6,7 m (und 7,0 m)

Bisher wurden 31 Vortriebe in diesem Bereich aufgefahren (Bild 4). Es waren vorwiegend große Wasserstollen und kleinere Verkehrstunnel, wobei für letztere der Schwerpunkt 6,7 m gilt.

Bereich VI : 7,0 bis 8,2 m
Schwerpunkte : (7,0 und 8,2 m)

In diesem Bereich wurden erst 13 Vortriebe aufgefahren (Bild 4). Wegen der unterschiedlichen Wünsche der AG ist es schwierig, einen Schwerpunkt festzulegen. In diesem Bereich liegen normale, eingleisige Eisenbahntunnel und kleinere Straßentunnel.

Bereich VII : 8,0 m bis 9,2 m
(Schwerpunkt : 9,0 m)

Erst 5 Vortriebe wurden in diesem Bereich aufgefahren (Bild 4). Es ist der Bereich für eingleisige Eisenbahntunnel mit erweiterten Regellichtraumprofilen für Schnellbahnstrecken. Als Schwerpunkt wird 9,0 m empfohlen.

Bereich VIII : 10,0 bis 11,5 m

(Schwerpunkte : 10,5 und 11,5 m)

Auch in diesem Bereich ist die Zahl der TBM-Vortriebe mit 9 noch gering (Bild 4). Es ist der Bereich für normale, zweigleisige Eisenbahntunnel (empfohlener Schwerpunkt: 10,5 m) und Autobahntunnel (empfohlener Schwerpunkt: 11,5 m).

Bereich IX: über 12 m

Maschinen dieser Größe wurden bisher noch nicht gebaut. Derartig große Durchmesser werden z.B. für zweigleisige Tunnel auf Schnellbahnstrecken mit erweiterten Regellichtraumprofilen benötigt. Hohe Anforderungen an den Querschnitt führen zu max. 14 m Durchmesser.

Die Tabelle 1 gibt eine Übersicht über die vorgeschlagenen Durchmesser-Bereiche und die empfohlenen Durchmesser-Schwerpunkte. Läßt man für die Schwerpunkte eine Toleranz von ± 10 cm gelten, so erfassen sie allein 60 % aller bisherigen Durchmesser. Die gewählten und vorgeschlagenen Bereiche sind nicht als äußerste Grenze zu verstehen. Wenn es einem Hersteller gelingt, diesen Bereich ohne Zugeständnisse an Qualität oder Leistungsfähigkeit der Maschine z.B. bis auf einen weiteren Schwerpunkt auszudehnen, kann dies für ihn Wettbewerbsvorteile haben. Grundsätzlich kauft ein Unternehmer eine neue TBM allerdings so, daß sie weitgehend auf ihren ersten Einsatz zugeschnitten ist.

Auch wenn der folgende Hinweis auf die Wahl der Bohrdurchmesser keinen Einfluß haben kann, sei er hier gegeben: Der Lösewiderstand und das Verschleißverhalten des Gebirges an der Ortsbrust wird stark durch seine Verspannung beeinflusst. Diese hängt außer von der Form des Bohrkopfes auch wesentlich von der Größe des Bohrdurchmessers ab und ist bei einem kleinen Durchmesser größer als bei einem großen. Bohrgeschwindigkeiten, die in kleineren Stollen erzielt wurden, sollten auch deshalb nur mit großer Vorsicht - selbst bei gleichem Gebirge - auf größere Querschnitte übertragen werden.

Abschließend sei darauf hingewiesen, daß längere Druckschächte mit zwei oder mehr verschiedenen Durchmessern gebohrt werden müssen. Beim 1 995 m langen Druckschacht Silz war man im Hinblick auf die bei einem so langen Stollen erforderliche Teleskopierung der Panzerung durch das Auffahren mit nur einem Querschnitt ziemlich an die Grenze des Ausführbaren geraten (PIRCHER, 1980).

Bereich	Bohr- durch- messer		Bohr- querschnitt		Schwerpunkte	
	[m] min. max.		[m ²] min. max.		Bohr- durch- messer [m]	Bohr- quer- schnitt [m ²]
0	2,4 - 2,7		4,5 - 5,7		2,6	5,3
I	3,0 - 3,5		7,1 - 9,6		3,0	7,1
II	3,5 - 4,0		9,6 - 12,6		3,5	9,6
					4,0	12,6
III	4,3 - 5,1		14,5 - 20,4		4,3	14,5
IV	5,1 - 6,1		20,4 - 29,2		5,1	20,4
					5,8	26,4
V	6,0 - 7,1		28,3 - 39,6		6,7	35,3
VI	7,0 - 8,2		38,5 - 52,8		7,0	38,5
					8,2	52,8
VII	8,0 - 9,2		50,2 - 66,4		9,0	63,6
VIII	10,0 - 11,5		78,5 - 103,8		10,5	86,5
					11,5	103,8
IX	> 12,0		> 113,4		-	-

Tab. 1: Übersicht über die vorgeschlagenen Durchmesserbereiche und die empfohlenen Durchmesser-Schwerpunkte einschließlich der zugehörigen Querschnittsflächen.

5. Zusammenfassung

Für die Planung, Ausschreibung und den Einsatz von Tunnelbohrmaschinen sollten bezüglich des Bohrdurchmessers folgende Punkte beachtet werden:

Projektparameter	Planung	Ausschreibung	Einsatz
Durchmesser	<ul style="list-style-type: none"> • Stollendurchmesser nicht ausschließlich nach hydraulischen Gesichtspunkten wählen. • <u>Ø-Wahl möglichst nach Schwerpunkten und -bereichen der Tab. 1</u> • $\emptyset < 2,4$ m und $2,7$ m $< \emptyset < 3,0$ m unbedingt meiden; Bereich 0 möglichst meiden, nur bei stand festem Gebirge ohne nennenswerte Wasserzuflüsse wählen. • Der max. Ø sollte ca. 13 m möglichst nicht überschreiten. • Für längere Druckschächte zwei oder mehr Ø aus einem Bereich wählen. 	<ul style="list-style-type: none"> • Freiheit geben, einen größeren Ø zu wählen; dies gilt ganz besonders für Bereiche 0 - II. • Löseleistung nach Stollenmeter aus schreiben, nicht nach Ausbruchkubatur. 	<ul style="list-style-type: none"> • Minstdurchmesser für zweigleisige Zugaufstellung hinter der TBM: 3,0 m. • Als Minstdurchmesser möglichst 3,5 m wählen, besser noch $> 4,0$ m, um Sicherungs-, Reparatur- und Wartungsarbeiten einfacher durchführen zu können. • Drehgeschwindigkeit des Bohrkopfes und damit Bohrgeschwindigkeit nimmt linear mit dem Ø ab. Ermittlung: $\min n_U = \frac{13 - d}{1,8} \text{ (U/min)}$ $\max n_U = 2 \cdot \min n_U$ • Mit zunehmendem Ø wird die TBM zugänglicher und unempfindlicher gegen zufließendes Bergwasser. • Standzeit des Gebirges nimmt mit zunehmendem Ø ab. • Bei hohen Lichtraumprofilanforderungen Toleranz im Bohrdurchmesser vorsehen.

Literatur

BECKMANN, U. : Einflußgrößen für den Einsatz von Tunnelbohrmaschinen, Diss. TU Braunschweig (1982)

BEICHMANN, U.F.: Recent experience in sewer tunnelling in the Oslo area, Norway. 1979 RETC, Proc. Vol. 1, pp. 601-617

HILDEBRAND, W. : Die Weiterentwicklung von Tunnelbohrmaschinen und -werkzeugen. Europa-Straßen (1969) Nr. 3, S. 172-177

JÄGER, B./ REINHARDT, A. : Ingenieurgeologische Erfahrungen beim maschinellen und bergmännischen Vortrieb eines Stollens im Rheinischen Schiefergebirge. Der Bauingenieur 51 (1976) H. 1, S. 29-34

PIRCHER, W. : Erfahrungen im Fräsvortrieb bei der Kraftwerksgruppe Sellrain-Silz. Rock Mechanics, Suppl. 10 (1980) S. 127-154

PRADER, D. : Heitersbergtunnel der Schweizerischen Bundesbahn. Vortrieb mit 10,76 m ϕ , Beschreibung und grundsätzliche Überlegungen. Rock Mechanics, Suppl. 5 (1976) S. 115-132

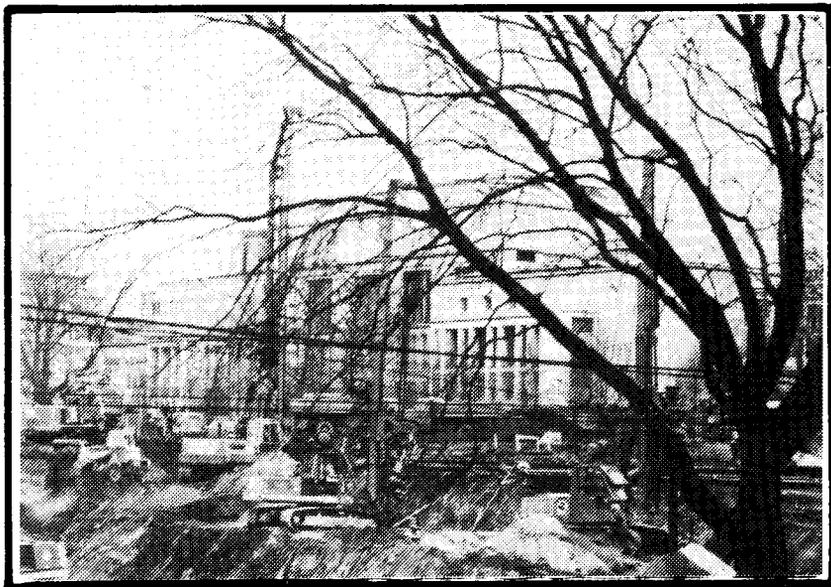
ROBBINS, R.J. : Vehicular Tunnels in Hard Rock, a Direction for development. Proceedings of the American Society of Civil Engineers, Journal of the Construction Division 98 (1972) S. 235-350

WAGNER, L. : Modern Tunnelling with a tunnel boring machine. 1979 RETC, Proc.Vol. 1, S. 584-600

BRÜCKNER GRUNDBAU GMBH

Baugrubensicherungen
Montageanker
Daueranker
Großbohrpfähle
Ortbetonrammpfähle

Wasserhaltungen
Bodenverfestigungen
Schlitzwände
Schmalwände



Beratung — Planung — Ausführung

4300 Essen 1
Zeche Ernestine 29
Tel.: (02 01) 8 10 03-0
Telex: 08 57 223

6100 Darmstadt 1
Otto-Röhm-Straße 39
Tel.: (0 61 51) 8 63 47
Telex: 04 197 118

8046 Garching b. München
Zeppelinstraße 19
Tel.: (0 89) 3 20 20 91
Telex: 05 212 682

1000 Berlin 51
Montanstraße 7
Tel.: (0 30) 4 14 10 50
Telex: 1 85 959



**Seit mehr als 90 Jahren
geben wir auf der ganzen Welt
technische Antworten auf
die kompliziertesten Baufragen.**

Mehr als 8.000 Mitarbeiter haben Heitkamp zu einem der großen deutschen Bauunternehmen gemacht. Bauwerke in aller Welt beweisen das Vertrauen, das in unsere Arbeit gesetzt wird.

Vom Industrie-, Kühler- und Kraftwerksbau, vom Brücken-, Hoch-, Straßen- und Erdbau bis zum Eisenbahnbau, vom Wasser-,

Berg- und Tunnelbau bis zum Grund- und Rohrbau – wir lösen jede Bauaufgabe. Nach dem Motto, das unsere Arbeit bestimmt: „Bauen macht Freude“.



HEITKAMP
»Bauen macht Freude«

Heitkamp Zentralabteilung Öffentlichkeitsarbeit 4690 Herne 2 Tel.: (0 23 25) 78 31 (5 70)



Bohrpfahlwand in Königswinter

Baulos Schalke-Nord in Gelsenkirchen

- Ein bergmännisch aufgefahrener Tunnel mit bergschadensunempfindlichem Ausbau -

von Herbert Frank

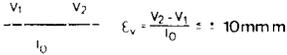
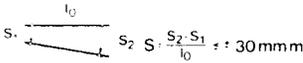
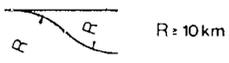
1. Vorwort

Dem Wunsch, einen Beitrag für dieses Sonderheft zum 10-jährigen Bestehen des Institutes beizusteuern, bin ich gerne nachgekommen. Die Wahl des Themas fiel mir dabei nicht schwer, da das Baulos Schalke-Nord unter Begehung neuer Wege eine ingenieurmäßig anspruchsvolle Leistung darstellt, über die zu berichten es sich lohnt. Ich hatte das Glück, im Anschluß an meine Braunschweiger Zeit mit der dort gesammelten Erfahrung im Tunnelbau, bei diesem Bauvorhaben mitwirken zu dürfen. Da der Bericht einen vorgegebenen Umfang nicht überschreiten soll, ist es nur möglich, einzelne Abschnitte und Entwicklungsphasen grob darzustellen.

2. Bergbaueinwirkungen und Konsequenzen

Die Strecke Schalke-Nord ist ein Teil der Stadtbahn Gelsenkirchen und liegt am Beginn des Einwirkungsbereiches des aktiven Bergbaus, der nach Norden hin weiter zunimmt. In Tiefen bis über 1000 m werden übereinanderliegende Kohleflöze ohne Versatz des entstehenden Hohlraumes abgebaut. Dadurch senkt sich die Geländeoberfläche und es kommt zu Beanspruchungen - im wesentlichen Zerrungen und Pressungen - von Baugrund und Bauwerken (Bild 1).

Im regelmäßigen Senkungstrog

<p>1. Horizontale Längenänderung:</p> 	<p>2. Scherung:</p> <p>Scherwege am Übergang zum Festgestein $\Delta v \leq 20 \text{ mm}$</p>
<p>3. Schiefelage:</p> 	<p>4. Krümmungen:</p> 

In Abrisszonen

<p>5. Spalten:</p> <p>Spaltweite · 20cm; Spaltabstand · 5m</p>	<p>6. Treppen:</p> <p>Spaltweite · 10cm; Spaltabstand · 50cm vertikaler Versatz: Spalte · 15cm</p>
--	--

Bild 2: Mögliche bergbauliche Einwirkungswerte

Da die Stadtbahntrasse Grundstücke, deren Eigentümer auf eine Regulierung von Bergschäden durch den Bergbaubetreiber verzichtet haben, berührt, hätte die Stadt als Träger der Stadtbahn für spätere Schäden im Bereich dieser Grundstücke aufkommen müssen. Zur Vermeidung dieses unkalkulierbaren Risikos kam es zu einer Vereinbarung, in der sich die Stadt zum Bau einer bergschadensunempfindlichen Tunnelkonstruktion verpflichtet und der Bergbau, unter Verzicht auf seine Rechte, für eintretende Bergschäden an der Tunnelanlage haftet.

Im einfachsten Falle stellt eine geschlossene Stahlröhre eine bergschadensunempfindliche Konstruktion dar. Sie ist reparaturfreundlich und kann auf bergbauliche Einwirkungen mit Verformungen reagieren. Eine solche Lösung führt aber zu Sekundärverformungen an der Geländeoberfläche, bei der Schäden an der Bebauung über der Tunneltrasse nicht aus-

zuschließen sind (Bild 3). Da für diese Schäden die Stadt haftbar zu machen wäre, wurde eine Konstruktion ohne Sekundärbewegungen verlangt. Die lichte Höhe des Tunnels muß trotz horizontaler Verformungen unverändert bleiben (Bild 4).

Vertikale Sekundärbewegungen infolge horizontaler Bergbaueinwirkungen



Forderung der Ausschreibung: Ausbau mit variabler Umfangslänge

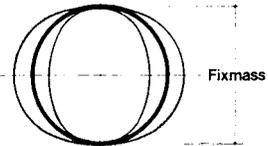
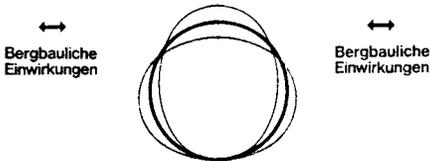


Bild 3: Verformungen von Tunnel und Geländeoberkante

Bild 4: Tunnelverformung ohne Auswirkung auf die Geländeoberkante

3. Lösungsvorschläge

Durch eine Funktionalausschreibung wurde eine Vielzahl von Lösungen angeboten, von denen ein Teil die Forderungen der Ausschreibung nicht oder nur unzureichend erfüllt. Im folgenden werden unter Betrachtung der Tunnelquerrichtung einige Lösungsvorschläge angedeutet.

Ein Teil der Vorschläge beruhte auf dem Widerstandsprinzip (Bild 5). Eine dabei u.a. vorgeschlagene 60 cm starke Stahlbetonauskleidung erfüllte die Forderungen der Ausschreibung nicht, da beispielsweise die Aufnahme der möglichen Pressungen nicht nachzuweisen war.

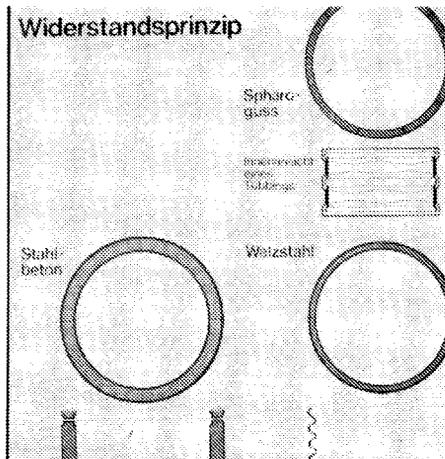


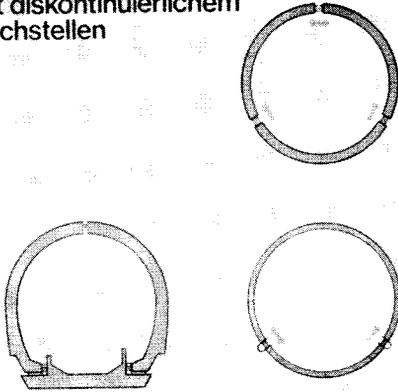
Bild 5: Lösungsvorschläge nach dem Widerstandsprinzip

Vorschläge nach dem Widerstandsprinzip mit diskontinuierlichem Nachstellen zielten darauf ab, beim Erreichen bestimmter Grenzwerte (z.B. zulässige Schiefstellungen von Gebäuden), diese durch Pressen rückgängig zu machen (Bild 6). Solche Vorschläge, bei denen vom Tunnel aus aktiv große Kräfte und Bewegungen in den Baugrund eingeleitet werden, sind problematisch, da bei diesen Vorgängen Schäden an der Bebauung und am Tunnel selbst nicht auszuschließen sind.

Andere Vorschläge sahen durch die Anordnung eines Knautsch- oder Reibungselementes in der Tunnelfirste für den Pressungsfall ein kontinuierliches Ausweichen vor (Bild 7). Im Zerrungsfall sollte beim Überschreiten von zulässigen Sekundärbewegungen mit Hilfe von Pressen diskontinuierlich nachgestellt werden.

Lösungen nach dem Ausweichprinzip sahen unterschiedliche Polsterungen des Tunnels im Ulmenbereich vor (Bild 8). Zu diesen Lösungen gehörte auch der Vorschlag, die direkte Umfangsänderung in der Tunnelfirste durch eine mechanische Feder vorzunehmen (Bild 9). Dieser Vorschlag kam im Baulos Schalke-Nord zur Ausführung.

**Wiederstandsprinzip
mit diskontinuierlichem
Nachstellen**



**Ausweichprinzip Pressungsfall -
Zerrungsfall wird diskontinuierlich
nachgestellt**

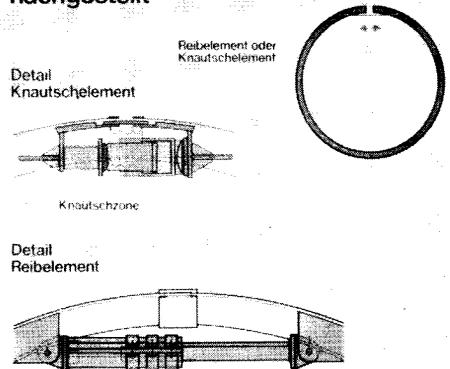
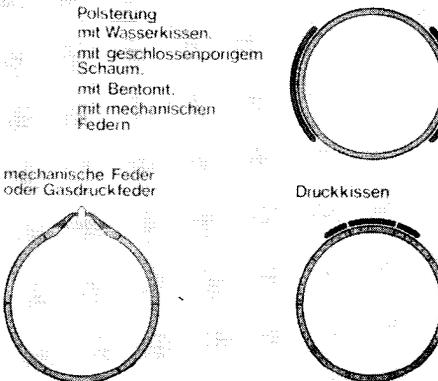


Bild 6: Lösungsvorschläge mit diskontinuierlichem Nachstellen

Bild 7: Lösungsvorschläge mit teilweise kontinuierlichem Ausweichen

Ausweichprinzip



**Lösungsweg:
Direkte Umformsveränderung**

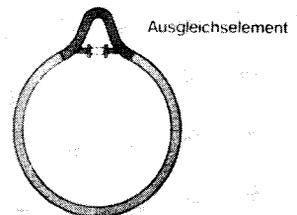


Bild 8: Lösungsvorschläge nach dem Ausweichprinzip

Bild 9: Lösungsvorschlag Schalke-Nord

4. Tunnelkonstruktion Schalke-Nord

Der Tunnelausbau besteht aus einer endlos wasserdicht verschweißten Stahlröhre, die in die zuvor bergmännisch aufgefahrenden Tunnelröhren montiert wurde. In Längsrichtung besteht die Röhre aus sinusförmigen Wellen mit Wellenlängen von 1,2 m, Wellenhöhen von 30 cm und einer Blechstärke von 18 mm. Durch die Formgebung entstand eine Art Ziehharmonika, die den bergbaulichen Einwirkungen problemlos folgen kann.

In Querrichtung wurde im Prinzip ein in der Firste geöffnetes Kreisprofil gewählt (Bild 10). Der Ringschluß wird durch eine Feder hergestellt, die im speziell geformten Firststele-

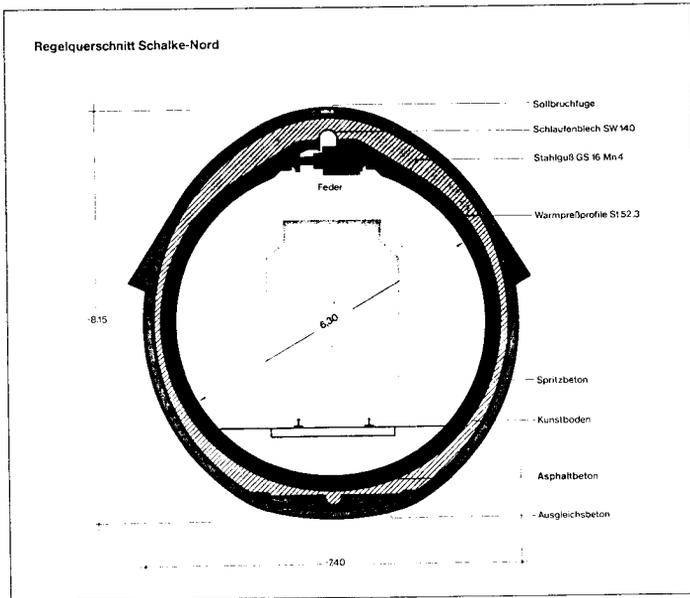


Bild 10: Tunnelkonstruktion Schalke-Nord

ment aus Stahlguß so angebracht ist, daß eine zentrische Krafteinleitung gewährleistet wird. Im bergbaulichen Pressungsfall kann durch ein Zusammendrücken der Feder der Tun-

nel kontinuierlich nachgeben. Im Zerrungsfall bewirken die Anpreßkräfte der Feder ein "Auseinandergehen" des Tunnels und damit immer ein Anliegen der Auskleidung am Gebirge. Das Federspiel ist dabei auf die wahrscheinlichen Einwirkungswerte ausgelegt, läßt sich aber durch ein Nachstellen auf die möglichen Einwirkungswerte vergrößern. Bei diesem System kommt es zu keinen Sekundärbewegungen an der Geländeoberfläche.

Die Firstöffnung wird durch ein Schlaufenblech wasserdicht abgeschlossen. Der Hohlraum zwischen der Stahlauskleidung und der Spritzbetonschale wird mit Kunstboden verfüllt.

Die gewählte Lösung hat folgende Vorteile:

- große Verformungsfähigkeit in Tunnellängsrichtung durch das Wellenprofil
- optimale Reparaturmöglichkeit durch die Verwendung des Wirkstoffes Stahl
- Aufnahme von Torsionsbewegungen aus Schief lagen durch den Einbau des Schlaufenblechs
- Einfache Überprüfung und Wartung der innenliegenden Federn
- guter Korrosionsschutz der Röhre durch den ummantelnden Kunstboden
- Wiederverwendbarkeit der Federn an anderer Stelle nach Beendigung des Kohleabbaus im Bereich Schalke-Nord.

5. Bauausführung: Versuche, Erfahrungen und Lösungen

Vor dem Ausbau wurden die nebeneinanderliegenden eingleisigen Röhren nach den Grundsätzen der NÖT unter der Bebauung hindurch in einem sich noch in Bewegung befindlichen Gebirge aufgeföhren. Der Ausbruchquerschnitt lag primär im Kreidemergel, der baupraktisch als leichter Fels (Bodenklasse 6) eingestuft werden kann. Auf Grund des durch bergbauliche Einwirkungen entstandenen Kluftkörpersystems stand einer

hohen Gesteinsfestigkeit nur eine geringe Gebirgsfestigkeit gegenüber. Die Standzeiten verringerten sich entsprechend der Klassifizierung nach LAUFER um ca. 2 bis 3 Klassen.

Dies führte nach dem Verlassen des durch Bögen gesicherten Anfahrbereiches zu einem Verbruch. Erheblicher Wasserzufluß aus dem Kluftsystem, verbunden mit nicht erwarteten Setzungen von über 2 cm und Zunahme der Setzungen ohne Korrelation mit den Sohlschlußzeiten führten schließlich zur Verwendung von geschlossenen Bögen.

Umfangreiche Messungen dokumentieren das ungewöhnliche Gebirgsverhalten. Die Verformungen bei Hkm 48,3 + 47,00 zeigen neben der sehr großen Ausdehnung der Senkungsmulde eine unerwartete Zunahme der Setzungen im Bereich der Tunnelsohle (Bild 11). Außerdem ist der starke Setzungsunterschied beid-

Verformungen des Gebirges

Meßquerschnitt bei Hkm 48.3 + 47.000

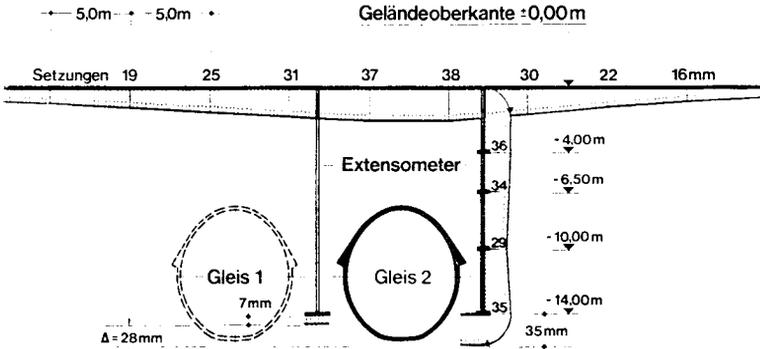


Bild 11: Oberflächen- und Extensometermessungen

seitig der Röhre im Sollbereich ungewöhnlich. Bei Hkm 48,2 + 68,60 stellte sich ebenfalls eine große Senkungsmulde ein (Bild 12). Besonders auffallend ist jedoch die vollkommen

untypische Lage der Setzungsmaxima an der Geländeoberfläche
seitlich von der Tunnelröhre.

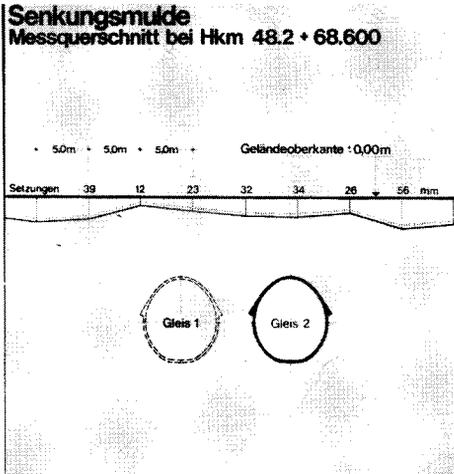


Bild 12: Oberflächenmessungen

Die gemachten Erfahrungen zeigen, daß auch in einem bergbau-
lichen Einwirkungen unterworfenen Gebirge die NÖT möglich
ist. Da sich aber die Gebirgsverhältnisse je nach Beanspru-
chungsgrad sehr schnell ändern können und das Gebirgsver-
halten, wie vorstehend angedeutet wurde, nicht vorhersehbar
ist, wird der Einsatz eines Vollausbauens mit geschlossenen
Bögen und einer Vorpfindung in der Firste (Sprieße) für
sinnvoll gehalten.

Der Zusammenbau der Stahlröhren aus Einzelteilen zu einer
kompletten Röhre (Montageinheit) von 4,80 m Länge wurde in
der zur Montagehalle ausgebauten späteren Haltestelle Leip-
ziger Straße durchgeführt (Bild 13). Auf diesen interessan-
ten Fertigungsprozeß wird hier nicht eingegangen.

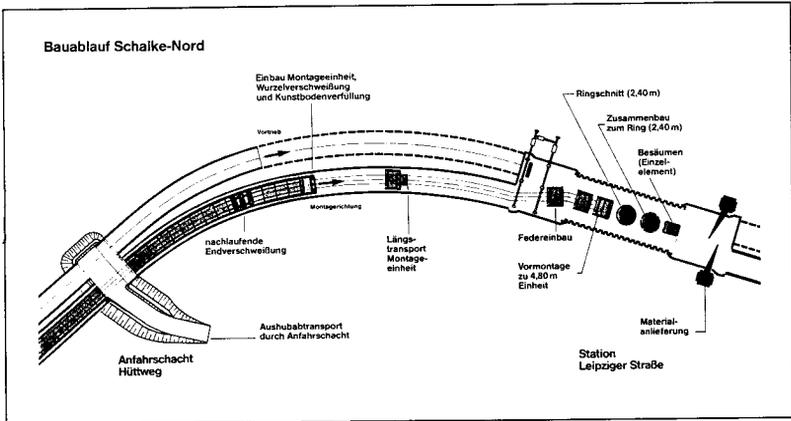


Bild 13: Baulos Schalke-Nord mit Bauablauf

Die verschweißte Stahlröhre wurde nach dem Absetzen auf einen extrem flachen Transportwagen alle 1,2 m mit Federn in den Wellentälern der Tunnelfirste bestückt (Bild 14). Zum Einsatz kamen dabei drei Federtypen mit unterschiedlichem Kraftniveau. Der jeweils eingesetzte Typ wurde nach statischen Gesichtspunkten in Abhängigkeit von der Tunnelüberdeckung (Aufbruchgefahr) festgelegt.

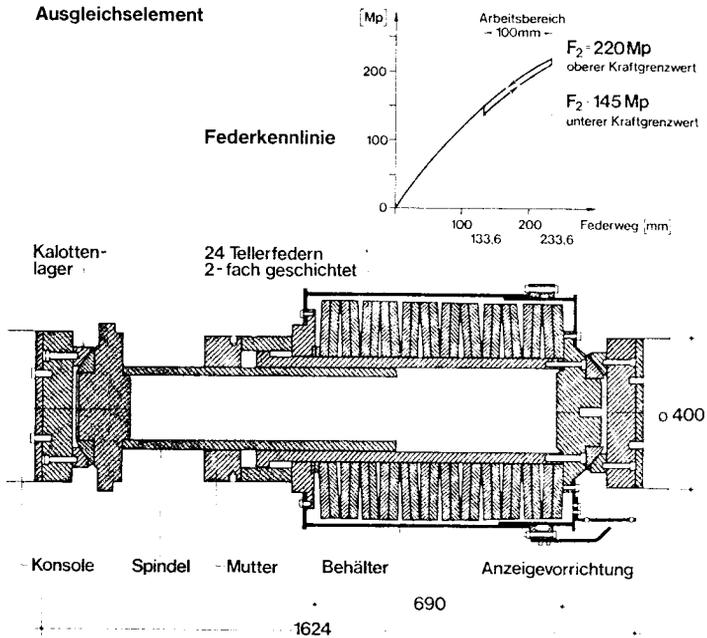


Bild 14: Schnitt durch eine Feder

Die komplette Federeinheit setzt sich aus der Spindel mit Mutter und dem in einem Behälter befindlichen eigentlichen Federpaket zusammen. Bild 15 zeigt den Zusammenbau der beiden ca. 2,5 to schweren Teile. Nach dem Drehen der Feder um 90° wurde sie auf einen verschiebbaren Wagen, der sich auf einem in die Stahlröhre gestellten Gerüst befand, abgesetzt und zur Einbauposition geschoben. Anschließend wurde sie nach dem Anheben in die Sollage durch Herausdrehen der Spindel in die vorher auf die Krafteinleitungskonsolen aufgeschraubten Lagerplatten verspannt (Bild 16). Die beidseitig

zu sehenden Montagesteifen verhindern ein Ausweichen des Tunnels. Sie werden erst nach der Endmontage vor Ort und dem kraftschlüssigen Verpressen des äußeren Hohlraumes mit Kunstboden entfernt.

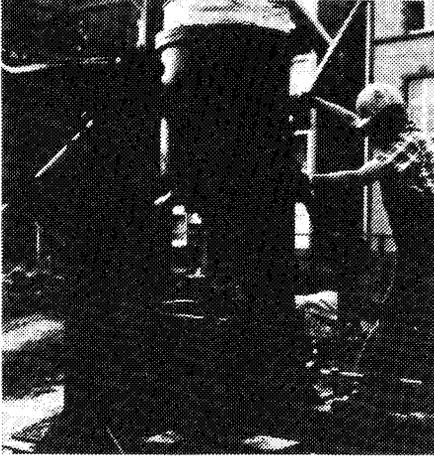


Bild 15: Zusammensetzen von Federbehälter mit Spindel und Mutter

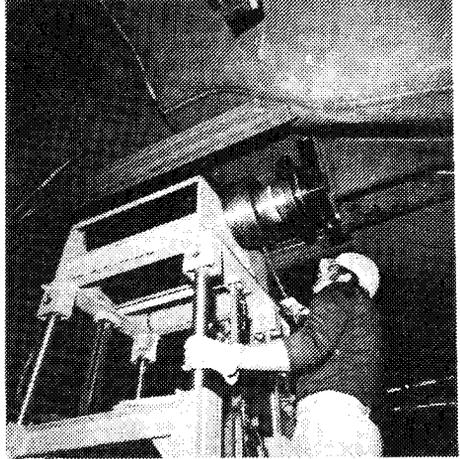


Bild 16: Verspannen der Feder in der Tunnel-
fiste

Nach dem Einbau der Federn wird die etwa 30 to schwere Montageeinheit mit dem schienengebundenen Transportwagen vor Ort gefahren und über Auflaufkeile an die bestehende Röhre gezogen (Bild 17). An der Vorderseite wird die Montageeinheit in Sollhöhe auf Pressen abgesetzt und der Transportwagen herausgezogen. Nach dem Ausrichten beginnt das Anschweißen der Montageeinheit an die schon eingebaute Tunnelröhre. Anschließend wird an der Vorderseite der Spalte zwischen Ausbau und Spritzbeton verschalt und der Hohlraum mit Kunstboden verfüllt. Dazu wird die auf Bild 17 zu sehende Spinne zur Aussteifung der Montageeinheit vorgefahren. Gleichzeitig wird über der Firste eine Auftriebssicherung zwischen Stahlröhre und Spritzbeton gesetzt.

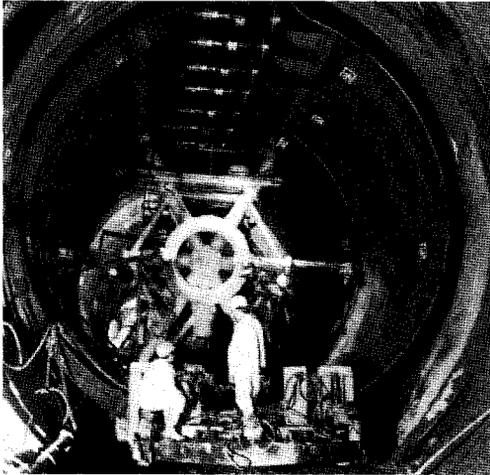


Bild 17: Vor Ort: Aussteifungsspinne, Montageeinheit und Transportwagen

Nach Fertigstellung der Röhre wurden die Wellentäler der Sohle mit Asphaltbeton verfüllt. Anschließend konnten die Transportsteifen in der Firste entfernt werden und die Federn von einem auf einem Lkw montierten Pressenjoch auf die planmäßige Stellung vorgespannt werden.

Nach der Überwindung anfänglicher Schwierigkeiten wurde in 24 Stunden eine Montageeinheit eingebaut. Dies entspricht einer Wochenleistung von 24 m. Um diesen möglichst reibungslosen Ablauf unter Baustellenbedingungen zu erreichen, war eine Reihe von Umstellungen und Versuchen erforderlich. Stellvertretend sei hier das Problem der Abschaltung des Zwischenraumes zwischen Stahlröhre und Spritzbeton genannt.

Um Erfahrungen über die zu erwartende Schalungsbelastung und auch die Pumpfähigkeit des Kunstbodens zu sammeln, wurde eigens ein gesonderter Versuch durchgeführt. In dem auf Bild 18 zu sehenden abgeschalteten Hohlraum, der nach Breite und

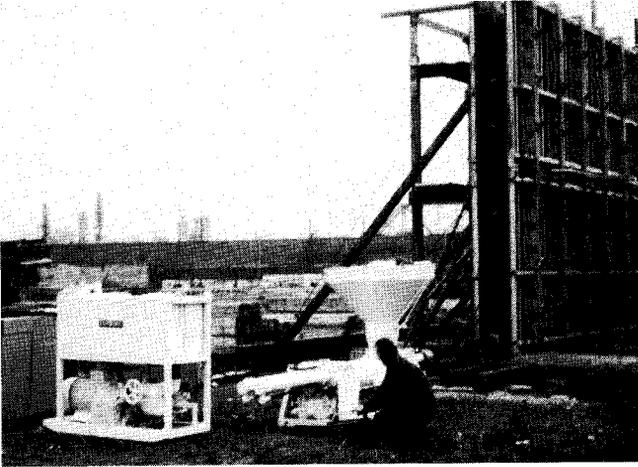


Bild 18: Versuch mit Pumpe und Schalung

Höhe etwa dem Hohlraum um den Tunnelausbau entsprach, wurde Kunstboden vom Tiefstpunkt aus eingepreßt. Im Schalungsinne-
ren waren Verengungen aus Kanthölzern zur Simulation der Wellenberge des Stahltunnels angebracht (Bild 19). Nach der erfolgreichen Versuchsdurchführung wurde für die Baustelle eine entsprechend den gemessenen Drücken dimensionierte, an der Stahlröhre verschraubte Holzschalung entworfen. Das Verschließen des durch die Unregelmäßigkeiten der Spritzbetonschale bergseitig verbliebenen "Restspaltes", wurde durch eine Art Versiegelung mit Spritzbeton gelöst. Dieses Verfahren war aber aufwendig und erforderte sehr viel Zeit, da der Spritzbeton entsprechend den Schalungsdrücken erst aushärten mußte, bevor das Verfüllen beginnen konnte. Zudem traten durch die Einleitung von Pumpbewegungen über den im Tiefstpunkt befindlichen Einpreßstützen Risse im Spritzbeton auf, die zu Undichtigkeiten führten.

Auf der Suche nach einer einfacheren und vor allen Dingen den Unregelmäßigkeiten der Spritzbetonschale folgenden variableren Schalung, setzte man daraufhin eine Segeltuchschalung ein. Der Firstbereich wurde dabei nicht verschalt,

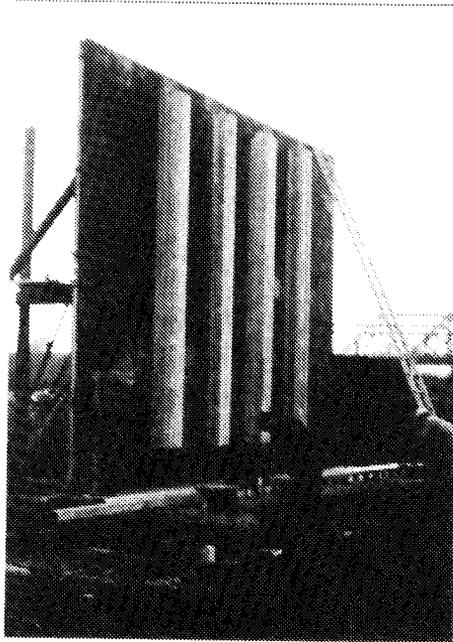


Bild 19: Blick in das Schalungsinne

so daß Kunstboden problemlos von oben ohne Hohlraumbildung eingefüllt werden konnte. Obwohl die Segeltuchschalung bergseitig an vorher am Spritzbeton angedübelten Klemmleisten befestigt wurde, hat sie sich letztendlich ebenfalls nicht bewährt. Das Befestigen der Klemmleisten war sehr zeitintensiv und stellte die erforderliche Dichtigkeit nicht her. Daraufhin ging man zu einer Schlauchschalung über.

In das erste volle Wellental wurde ein robuster, speziell der Tunnelgeometrie angepaßter Schlauch eingelegt und aufgeblasen. Damit war es möglich, auf schnelle und einfache Weise eine funktions- und anpassungsfähige Schalung herzustellen.

Der Firstbereich wurde im Nachlauf einmal wöchentlich ver-
füllt. Entsprechend mußten im Vorlauf die Sollbruchstellen
(Reißverschuß) in der Tunnelfirste, die durch den Einbau
von Styroporkörpern beim Vortrieb schon als Schwachzone aus-
gebildet worden waren, für jeweils eine Wochenleistung auf-
gestemmt und die Laschenverbindungen der Verbaubögen durch-
trennt werden (Bild 20).

Detail First- sollbruchfuge

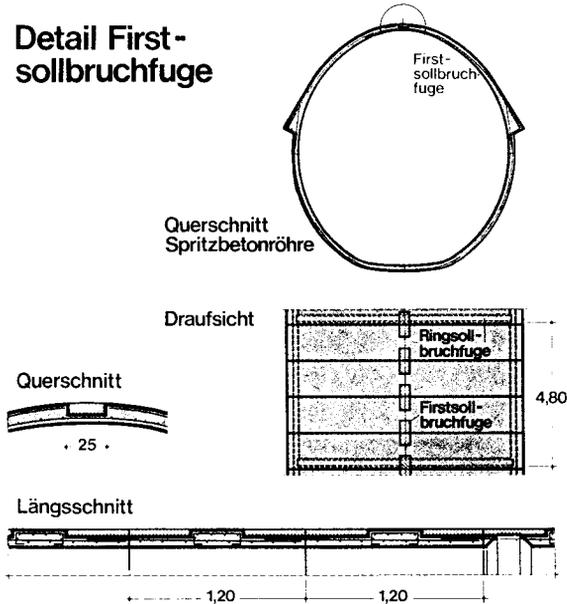


Bild 20: Firstsollbruchfuge für Bewegungen in Tunnelquer-
richtung

Dadurch wird die Sicherheit der Spritzbetonschale auf 1,0
verringert, so daß bei den geringsten Bewegungen der Bruch
eintritt. Die Bewegungen können nach dem Bruch vom Kunstbo-
den unter Bildung von Scherfugen auf die Stahlschale über-
tragen werden. Dadurch wird wie gewünscht die Feder akti-
viert und damit die Funktion des Tunnels ermöglicht. Ein
Öffnen der Firstsollbruchfuge über eine Strecke von mehr als

einer Wochenleistung wurde wegen möglicher Bergbaueinwirkungen in Verbindung mit der rechnerisch nicht mehr vorhandenen Sicherheit nicht erlaubt.

Um die Bewegungsmöglichkeit in Tunnelängsrichtung im Endzustand ebenfalls sicherzustellen, war schon beim Auffahren alle 4,80 m eine umlaufende Ringsollbruchfuge hergestellt worden (Bild 21).

Details Ring-sollbruchfuge

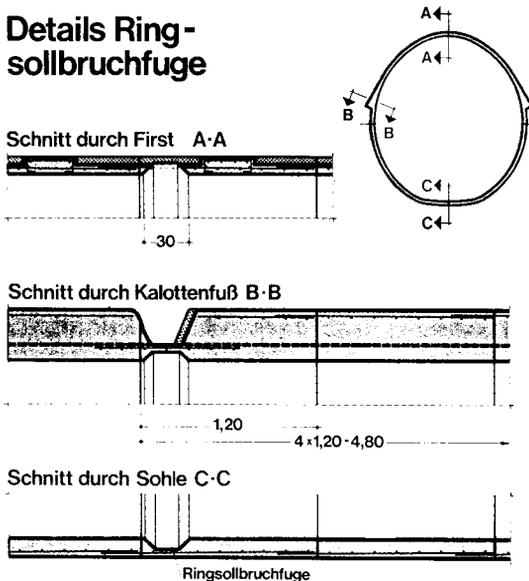


Bild 21: Umlaufende Sollbruchfuge für Bewegungen in Tunnelängsrichtung

Andere Probleme traten beim Zusammenschweißen der vor Ort gebrachten Montageeinheiten an die schon eingebaute Stahlröhre auf. Die Stahlröhre besteht praktisch aus einem Polyzug mit Längen von jeweils 2,40 m. Entsprechend der Linienführung in Grund- und Aufriß wurden die Einheiten nach den theoretischen Erfordernissen in der Montagehalle besäumt. Da die schon eingebauten Stahlröhren aus den verschiedensten Gründen nicht immer exakt in Sollage waren,

traten an den Verbindungsstellen vor dem Zusammenschweißen des öfteren Anpassungsschwierigkeiten auf. Dies führte letztendlich zu einem Nachbrennen des Randes in Handarbeit. Diese Arbeiten waren sehr zeitintensiv und behinderten so in einem erheblichen Maße den Arbeitsrhythmus. Bei einer erneuten Anwendung dieser Bauweise wird daher das Besäumen des anzuschweißenden Randes vor Ort für sinnvoller gehalten. Nach dem Ausrichten der Montageeinheit könnte dieser Rand durch einen umlaufenden Brenner, der über eine den Gegenrand abtastende Automatik gesteuert wird, besäumt werden. Somit wäre die Paßgenauigkeit vor Ort gewährleistet.

Abschließend sei bei dieser neuen Bauweise auf die Vielzahl der geforderten Versuche mit z.T. eigens dafür zu konstruierenden Versuchseinrichtungen hingewiesen. Einige von ihnen werden im folgenden kurz angedeutet.

Umfangreiche Laborversuche waren notwendig, um einen Kunstboden zu entwickeln, der u.a. baustellengerecht einbaubar war, der hinsichtlich kurzer Ausschallfristen die erforderliche Festigkeit schnell erreichte, der immer so "weich" bleibt, daß sich bei Bergbaueinwirkungen Scherfugen ausbilden und der so basisch ist, daß er durch seine Pufferkapazität einen Korrosionsschutz bildet.

Intensive Materialuntersuchungen für das Schlaufenblech waren erforderlich, um sicherzustellen, daß das eingesetzte Material 100 Lastwechsel ohne Bruch überstehen konnte. Sie führten zu dem superweichen Stahl SW 140, einem fast reinen Magnetstahl.

Es war der Nachweis zu erbringen, daß das Federelement einer Prüflast von 1000 to standhielt. Damit wird gewährleistet, daß bei einem Bedienungsfehler der Bruch mit Sicherheit aus dem Federelement in die billiger zu reparierenden Stahlbauteile verlagert wird.

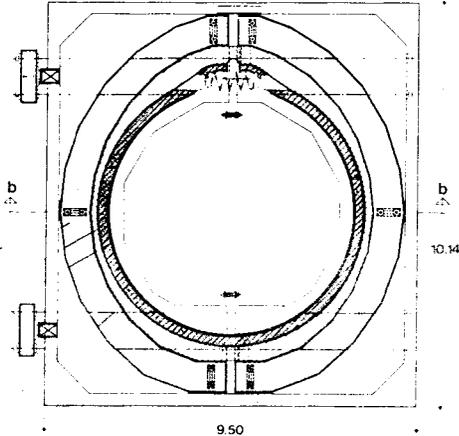
Ein Großversuch im Maßstab 1:1 an einer 2,4 m langen Stahlröhre wurde zum Nachweis des Funktionierens des Gesamtsystems verlangt (Bild 22). In einem geteilten, mit einer ab-

Gross- versuch

Draufsicht
Schnitt a-a

Betonbehälter
Kunstboden
Stahlaus-
kleidung

Presse
Spannglieder



Schnitt b-b

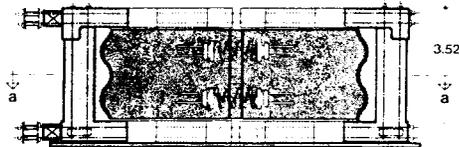


Bild 22: Großversuch: Grundriß und Schnitt

gedichteten Fuge versehenen und der Spritzbetongemetrie nachgebauten Stahlbetonbehälter, wurde die Tunnelröhre eingebaut. Über Pressen und Spannstähle ließ sich der auf einer Gleitfolie ruhende Stahlbetonbehälter entsprechend den bergbaulichen Einwirkungen bewegen. Bei der Versuchsdurchführung stellte sich heraus, daß der ursprünglich vorgesehene Kunstboden nicht geeignet war, weil er sich im Kräfteleitungs-bereich der Federn verflüssigte. Der Einsatz eines anderen Kunstbodens aus Sand, Hochofenzement, Tixoton und Wasser führte schließlich zum Nachweis des Funktionierens des Gesamtsystems.

6. Schlußbemerkungen

Es wurde versucht, die Notwendigkeit einer bergschadensunempfindlichen Tunnelkonstruktion aufzuzeigen und eine Lösung am Beispiel Schalke-Nord punktuell zu erklären. Neben gemachten Erfahrungen war ein weiteres Ziel der Erläuterungen, die doch erheblichen ingenieurmäßigen Leistungen und Entwicklungsarbeiten sowohl auf Seiten der Planer und Entwurfsbearbeiter als auch auf Seiten der Bauausführung für diese neuartige Konstruktion anzudeuten.

Abschließend wünsche ich dem Institut ein genauso erfolgreiches zweites Jahrzehnt wie es das bisherige gewesen ist.

7. Literatur

- AICH, : Stadtbahnbau in Gelsenkirchen im Einwirkungsbereich des aktiven Bergbaus.
PÜTTMANN Tiefbau, Heft 9, 1980
- BÖSCH, : Tunnelbau in Stahlbauweise.
LOERS, Technischer Bericht Mai 1983 der
PAUSE, Philipp Holzmann AG
ROTHENBERG
- BÖSCH : Ein Zwangsverformungen des umgebenden Gebirges folgender Tunnelausbau - Entwurfsbeschreibung und Bauausführung.
4. Nationale Tagung über Feldmechanik an der TH Aachen, Mai 1980
- WESTHAUS : Bau der Stadtbahn in Gelsenkirchen.
Heitkamp Mitteilungen 1/79
- WESTHAUS : Ein Zwangsverformungen des umgebenden Gebirges folgender Tunnelausbau
- Planungsbedingungen, Vorschläge und Vergabe.
4. Nationale Tagung über Felsmechanik an der TH Aachen, Mai 1980

Huta- Hegerfeld baut...

S-Bahnen · U-Bahnen · Hochhäuser · Hotels
Parkhäuser · Theater · Krankenhäuser
Universitäten · Schulen · Hallenbäder
Verwaltungsgebäude · Wohnanlagen · Tunnel
Brücken · Stadionanlagen · Tiefgaragen
Wehranlagen · Kläranlagen · Dämme · Hallen
Kraftwerke · Raffinerien · Küstensicherungen
Hafenanlagen · Silos · Industrieanlagen
Kühltürme · Fernmeldetürme · Autobahnen

HUTA-HEGERFELD AKTIENGESELLSCHAFT
ESSEN
Berlin, Dortmund, Frankfurt
Hannover, Köln, München, Schleswig
Riyadh, Jeddah/Saudi-Arabien
Teheran/Iran

**HUTA-
HEGERFELD**



Ein einfaches Verfahren zur Berechnung der Setzungen hinter tiefen Baugrubenwänden

von Harald Früchtenicht

1. Einleitung

Um die Setzungen, die an der Oberfläche hinter einer Baugrubenwand auftreten - verursacht durch deren Horizontalverformung - berechnen zu können, wird im Folgenden ein Verfahren abgeleitet, dessen physikalische Grundlagen auf WORTH (1982), BRANSBY/MILLIGAN (1975) zurückgehen. WROTH hat die Grundgleichungen für Verformungsfelder aufgestellt, die im Folgenden für den ingenieurmäßigen Anwendungsfall "Tiefe Baugrube" erweitert werden. BRANSBY und MILLIGAN haben die Gültigkeit der Grundgleichungen durch Modellversuche an Sandkörpern hinter Spundwänden nachgewiesen.

2. Voraussetzungen und Annahmen für das Verfahren

Während des Baugrubenaushubs erfährt der Bodenkörper hinter der Wand horizontale Dehnungen und vertikale Stauchungen, der Boden durchläuft also kompressive Spannungspfade mit horizontaler Entlastung. Das dabei typische Verhalten zeigt folgender Triaxialversuch an einem Kies-Sand aus Düsseldorf (Bild 1).

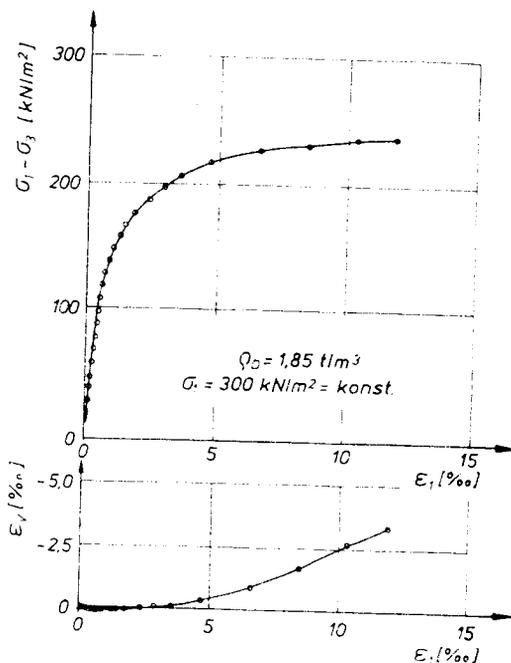


Bild 1: Spannungs-Verformungsverhalten im Kompressionsentlastungsversuch

Alle derartigen Versuche zeigen, daß im für Baugruben relevanten Dehnungsbereich zwischen 2 ‰ und 10 ‰ die Volumenvergrößerung ϵ_v proportional zur Axialstauchung ϵ_1 und damit auch zur Schubverzerrung γ ist. Dieses Verhalten kann durch einen konstanten Dilatanzwinkel ν ausgedrückt werden (Gl. 1). Diese Definition des Dilatanzwinkels wurde erstmals 1958 von Bent HANSEN vorgeschlagen.

$$\sin \nu = \frac{\Delta \epsilon_v}{\Delta \gamma} \quad (\text{Gl. 1})$$

Im ebenen Verformungszustand von Baugruben wird Gleichung 1 zu:

$$\sin \nu = \frac{\Delta \epsilon_1 + \Delta \epsilon_3}{\Delta \epsilon_1 - \Delta \epsilon_3} \quad (\text{Gl. 2})$$

Die Tatsache, daß man durch Druck gegen die Wand die Verformungen kaum rückgängig machen kann, zeigt, daß es sich hauptsächlich um plastische und weniger um elastische Verformungen handelt. Die elastischen Verformungen sollen deshalb für das Näherungsverfahren vernachlässigt werden. Es kommt also ein ideal-plastisches Stoffgesetz zur Anwendung.

Über die Fließregel wird nur durch das plastische Potential in Form des Dilatanzwinkels verfügt. Die Fließregel ist nicht assoziiert, kann je nach Ansatz des Dilatanzwinkels ($\nu = \varphi$) aber auch assoziiert angenommen werden.

Schließlich habe der Boden keine verfestigende Eigenschaften, was bei einem ideal-plastischen Stoff auch nicht möglich ist.

Das ganze Verfahren wird in vollständiger Analogie zur Mohr-Coulombschen Erddrucktheorie entwickelt, die als Ziel die Spannungsberechnung hatte und deshalb mit dem Reibungswinkel φ lediglich eine konstante Fließfläche benötigte. Für die hier vorzustellende einfachste Form einer plastischen Verformungsberechnung wird lediglich die Existenz eines konstanten plastischen Potentials (Dilatanzwinkel ν) gefordert.

3. Ableitung des Verfahrens

Wie bei der Coulombschen Erddrucktheorie werden die Grundgleichungen für den Fall entwickelt, in dem eine starre Wand um einen festen Fußpunkt rotiert (Bild 2).

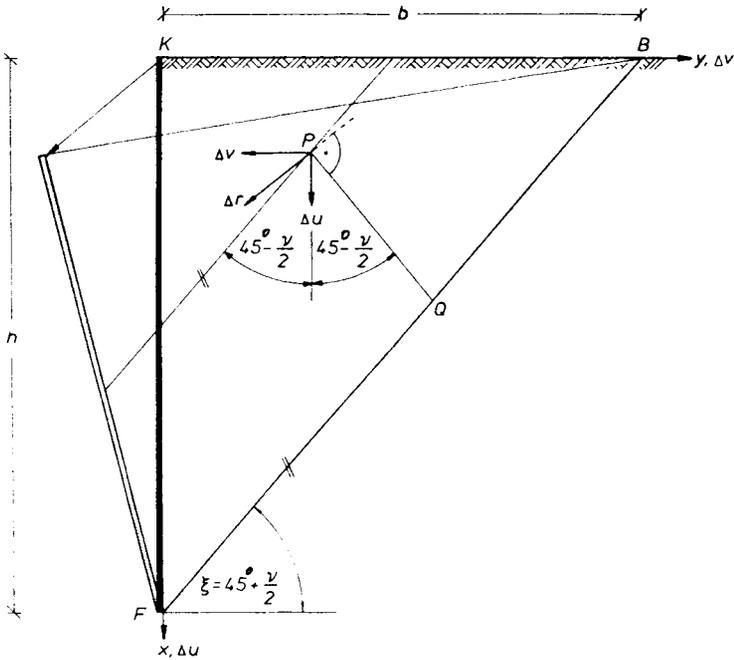


Bild 2: Mechanismus plastischer Verformungen hinter der Baugrubenwand

Der Bodenkörper KFB wird plastisch verformt, während der übrige Boden jenseits der Linie FB starr bleibt und von der Baugrube nicht beeinflusst wird. Die Verformungssinkremente Δu und Δv sind entsprechend dem Achsensystem x, y definiert. Die Verzerrungssinkremente sind mit den zugeordneten Verformungssinkrementen verknüpft.

$$\Delta \epsilon_x = - \frac{\partial \Delta u}{\partial x} \quad (\text{Gl. 3a})$$

$$\Delta \epsilon_y = - \frac{\partial \Delta v}{\partial y} \quad (\text{Gl. 3b})$$

Unter der Annahme, daß die Rückseite der Wand glatt und reibungsfrei ist, sind $\Delta \epsilon_x$ und $\Delta \epsilon_y$ gleichzeitig die Inkremente der Hauptdehnungen

$$\Delta \epsilon_x = \Delta \epsilon_1 \quad (\text{Gl. 4a})$$

$$\Delta \epsilon_y = \Delta \epsilon_3 \quad (\text{Gl. 4b})$$

Durch die starre Wand ist das Verzerrungsfeld konstant und das Verformungsfeld linear veränderlich, wobei die Verformungen entlang der Grenze FB verschwinden. So können die Gleichungen 4a und 4b durch bilineare Gleichungen ersetzt werden:

$$\Delta u = \Delta \epsilon_1 \left(h - x - \frac{h}{b} y \right) \quad (\text{Gl. 5a})$$

$$\Delta v = \Delta \epsilon_3 \left(b - y - \frac{b}{h} x \right) \quad (\text{Gl. 5b})$$

In dem gewählten Koordinatensystem gibt es keine Schubverzerrungen $\Delta \gamma$, weil es gleichzeitig ein Hauptachsensystem ist.

$$\Delta \gamma = \left(\frac{\partial \Delta u}{\partial x} + \frac{\partial \Delta v}{\partial y} \right) = 0 \quad (\text{Gl. 6})$$

Die partiellen Ableitungen werden in den Gleichungen 5a und 5b ausgeführt und eingesetzt:

$$\Delta \gamma = \left(-\Delta \epsilon_1 \frac{h}{b} - \Delta \epsilon_3 \frac{b}{h} \right) = 0 \quad (\text{Gl. 7})$$

Die beiden Hauptverzerrungen stehen demnach in einem festen Verhältnis, das durch die Geometrie bestimmt wird.

$$\frac{h^2}{b^2} = - \frac{\Delta \varepsilon_3}{\Delta \varepsilon_1} \quad (\text{Gl. 8})$$

Dabei ist die Breite des Bodenkörpers b , bis zu der noch Setzungen der Oberfläche auftreten, zunächst noch unbekannt und wird über den Dilatanzwinkel bestimmt, indem Gleichung 2 umgeformt wird zu

$$-\frac{\Delta \varepsilon_3}{\Delta \varepsilon_1} = \frac{1 + \sin \nu}{1 - \sin \nu} = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\nu}{2} \right) \quad (\text{Gl. 9})$$

Aus Vergleich der Gleichungen 8 und 9 erkennt man, daß die Grenzgleitfläche FB (Bild 2) um den Winkel

$$\xi = 45^\circ + \frac{\nu}{2} \quad (\text{Gl. 10})$$

gegen die Horizontale geneigt ist.

Aus den Gleichungen 8 und 9 leitet man ab, daß die Verformungsinkremente in einem festen Verhältnis zueinander stehen, das durch den Dilatanzwinkel bestimmt wird.

$$\frac{\Delta v}{\Delta u} = -\frac{h}{b} = -\tan \left(45^\circ + \frac{\nu}{2} \right) \quad (\text{Gl. 11})$$

Gleichung 11 bedeutet, daß die Resultierende Δr aus den Komponenten Δv und Δu stets senkrecht auf der Richtung PQ steht, die $45^\circ - \frac{\nu}{2}$ gegen die Lotrechte geneigt ist. Das resultierende Verformungsinkrement Δr ergibt sich dann mit den Gleichungen 5a und 11 zu:

$$\Delta r = \sqrt{h^2 + b^2} \cdot \Delta \varepsilon_1 \cdot (h \cdot b - b \cdot x - h \cdot y) \quad (\text{Gl. 12})$$

Damit nimmt die resultierende Verformung im Verschiebungsfeld mit den Koordinaten x und y nach Bild 2 linear ab.

Betrachtet man nun eine Parallele zur Grenzgleitfläche FB, so gilt hierfür

$$b \cdot x + h \cdot y = \text{const.} \quad (\text{Gl. 13})$$

In Verbindung mit Gleichung 12 bedeutet dies, daß alle Punkte auf Parallelen zur Grenzgleitfläche gleichgroße resultierende Verformungsinkremente erfahren. Diese wichtige Erkenntnis kann man nutzen, um eine Horizontalverformung der Wand in eine Setzung der Oberfläche zu projizieren (Bild 3).

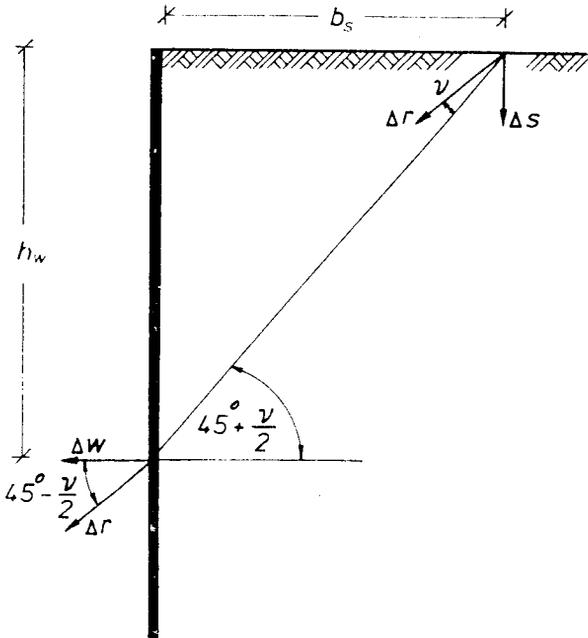


Bild 3: Projektion der Verformungen

Aus einem bekannten Inkrement der Horizontalverschiebung der Wand Δw folgt die Resultierende zu

$$\Delta r = \Delta w / \cos \left(45^\circ - \frac{v}{2} \right) \quad (\text{Gl. 14})$$

Die Resultierende wird dann von der Wand auf einer Geraden unter dem Winkel $45^\circ + \frac{v}{2}$ gegen die Horizontale bis zur Geländeoberfläche parallel verschoben und dort zur Setzung Δs transformiert.

$$\Delta s = \Delta w \cdot \tan \left(45 - \frac{v}{2} \right) \quad (\text{Gl. 15})$$

Diese Setzung tritt in einer Entfernung b_2 hinter der Wand auf.

$$b_s = h_w \cdot \tan \left(45 - \frac{v}{2} \right) \quad (\text{Gl. 16})$$

Das gesamte Verfahren ist bis zur entscheidenden Gleichung 15 für Inkremente der Verformungen (Geschwindigkeiten) abgeleitet worden, aus denen man durch Summation zu den Verformungen selbst kommt. Weil die ganze Theorie jedoch linear ist, kann in Gleichung 15 sofort die Horizontalverformung beim Endaushub eingesetzt werden, und man erhält dann daraus die Endsetzung.

4. Ansatz des Dilatanzwinkels

Der Dilatanzwinkel wird in der Bodenmechanik bisher noch relativ selten benutzt, weshalb seine Ermittlung und seine Größenordnung noch kurz diskutiert werden muß.

Der Dilatanzwinkel kann bis heute nur aus dränierten Scherversuchen bestimmt werden, in denen alle Komponenten des Verzerrungstensors gemessen werden. Aus einem Dreiaxialversuch läßt sich der Dilatanzwinkel zum Beispiel nach Gleichung 1 auswerten, wobei neben der Axialstauchung auch die Volumenänderung der Probe gemessen wird.

Eigene Laborversuche ergänzen die relativ wenigen Veröffentlichungen über Messungen des Dilatanzwinkels. Für einen mitteldicht gelagerten Kies-Sand aus Düsseldorf ($\varphi = 37,6^\circ$) wurde der Dilatanzwinkel zu durchschnittlich 15° gemessen. Ein ebenfalls mitteldicht gelagerter Sand aus einer Braunschweiger Baugrube hatte bei einem Reibungswinkel von $\varphi = 36,5^\circ$ einen Dilatanzwinkel von $\nu = 10^\circ$.

Nach GUDEHUS (1981) ist der Dilatanzwinkel proportional zur Lagerungsdichte, bzw. auch zum Reibungswinkel. Bei sehr dicht gelagerten rolligen Böden kann der Dilatanzwinkel höchstens den Betrag des Reibungswinkels annehmen (assoziierte Fließregel). Bei dichter Lagerung kann man nach GUDEHUS etwa mit $\nu = 1/2 \varphi$ rechnen, während für mitteldichte Lagerung nach den eigenen Versuchen $\nu = 1/3 \varphi$ gerechnet werden kann. Locker gelagerte Böden verformen sich im Grenzzustand fast volumenkonstant, was mit $\nu = 0^\circ$ in Rechnung gestellt wird.

Für bindige Böden setzt man in der Regel volumenkonstantes Verhalten an ($\nu = 0^\circ$), obwohl dies bisher noch nicht ausreichend experimentell abgesichert ist.

Allgemein gilt, daß die Setzungen hinter Baugrubenwänden kleiner ausfallen, je größer der Dilatanzwinkel gewählt wird. Kleine Dilatanzwinkel liegen damit auf der "sicheren Seite".

5. Anwendung und Vergleich mit Bauwerksmessungen

Das vorgestellte Verfahren zur Berechnung der Setzungen benötigt eigentlich zweierlei: Erstens muß der Dilatanzwinkel bekannt sein und zweitens muß die Horizontalverformung der Wand bekannt sein. Der Dilatanzwinkel wird gemessen bzw. nach Kap. 4. geschätzt. Die Horizontalverformung wird für Entwurfsaufgaben am elastisch gebetteten Ersatzbalken berechnet. Bei rückverankerten Baugruben sind nach ULRICHS (1980) der Horizontalverformung noch weitere Anteile zu überlagern.

Für diesen erstmaligen Vergleich des Verfahrens mit Setzungsmessungen wurden Baugruben ausgewählt, für die sowohl Horizontal als auch Vertikalverformungen gemessen wurden. Als Eingangswerte wurden jeweils die gemessenen Horizontalverformungen gewählt, weil angenommen wurde, daß die Meßergebnisse weniger fehlerbehaftet sind als etwaige Rechnungen.

5.1 Baugrube West LB, Düsseldorf

Die ca. 20 m tiefe Baugrube wurde mit rückwärtiger Verankerung in sechs Lagen und mit Schlitzwänden gesichert (ULRICHS 1980). Die Horizontalverformungen der Wände wurden mit Inclinometer und die Setzungen mit Nivellement gemessen. An einigen Meßquerschnitten wurden zusätzlich die Verformungen des Bodenkörpers hinter der Wand mit Extensometern und Deflektometern gemessen.

Durch Messungen vor und nach dem Rammen der Ankerrohre hat ULRICHS nachgewiesen, daß ein Teil der Setzungen auf Verdichtung des mitteldichten Bodens durch Rammerschütterungen zurückzuführen ist. ULRICHS hat diesen Anteil von den Gesamtsetzungen abgezogen, um mit anderen Baugruben vergleichbare Ergebnisse zu erhalten. Die resultierenden Verformungen im Bodenkörper zeigt z.B. Bild 4.

Die Neigungen der überwiegenden Mehrheit der gemessenen Verformungen beweist durch Ausmessen der Winkel, daß der im Labor ermittelte Dilatanzwinkel von 15° die wirklichen Verhältnisse recht gut trifft.

Das Verfahren wurde z.B. auf den Meßquerschnitt 4 angewendet, wobei gute Übereinstimmung zwischen den gemessenen und errechneten Setzungen beobachtet wird (Bild 5).

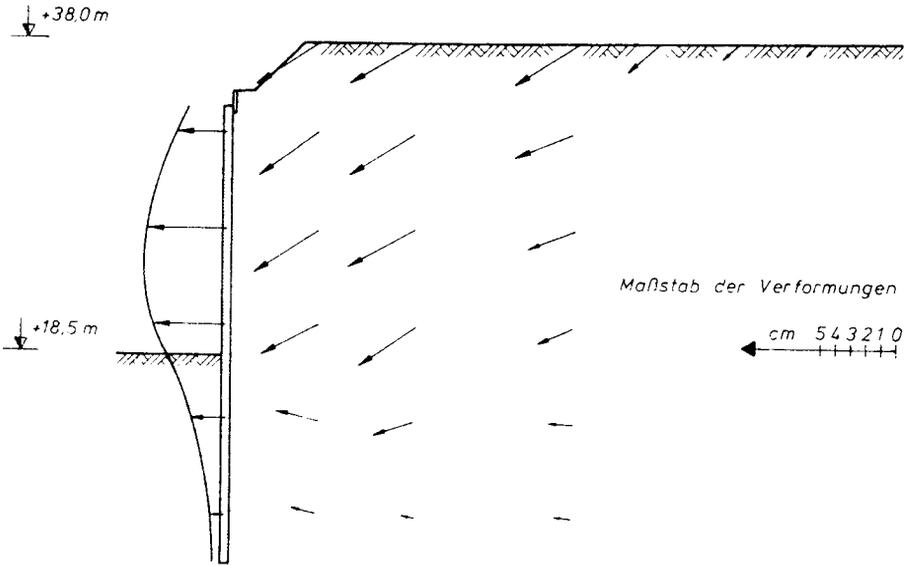


Bild 4: Resultierende Verformungen (Baugrube West LB, Düsseldorf)

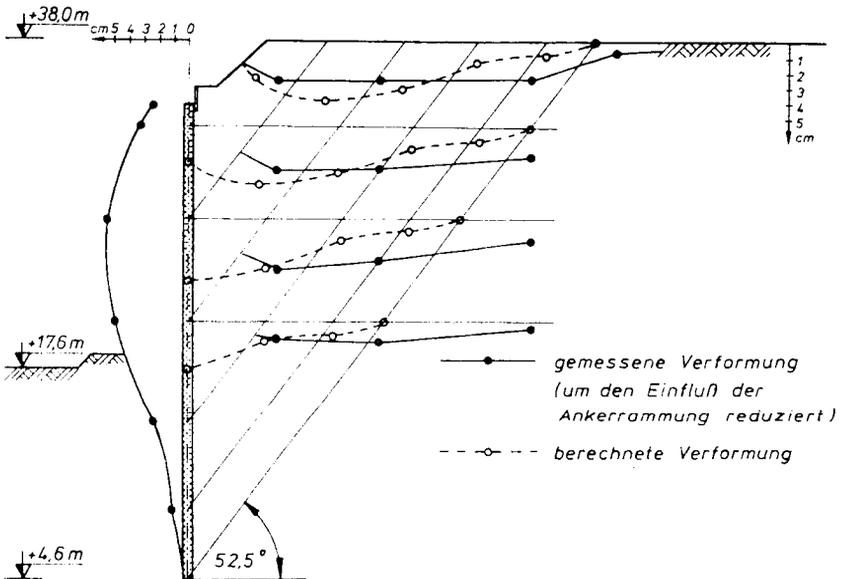


Bild 5: Vergleich gemessener und berechneter Setzungen am Meßquerschnitt 4 der West LB

Das Verfahren wurde dann auf den Meßquerschnitt 5 derselben Baugrube angewendet, der im Gegensatz zum Meßquerschnitt 4 nicht mit aktivem, sondern mit erhöhtem aktiven Erddruck bemessen wurde. Bei Ansatz des Dilatanzwinkels von $\nu = 15^\circ$ erhält man im Gegensatz zum Meßquerschnitt 4 (aktiver Erddruck) vergleichsweise geringere Übereinstimmung zwischen gerechneten und gemessenen Verformungen (Bild 6).

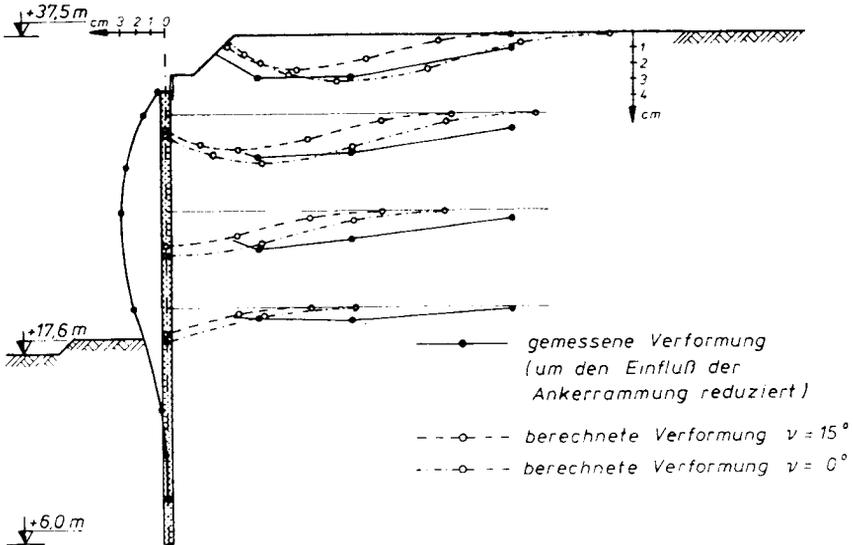


Bild 6: Vergleich gemessener und berechneter Setzungen am Meßquerschnitt 5 der West LB

Die mangelnde Übereinstimmung wird dadurch erklärt, daß durch die Verformungsbehinderung kein Grenzzustand im Boden erreicht wird und damit die Dilatanz nicht voll entwickelt wird. Berücksichtigt man diesen Umstand durch Ansatz von $\nu = 0^\circ$, werden sehr viel bessere Ergebnisse berechnet (strichpunktierte Linien in Bild 6). Besonders die Setzung an der Geländeoberfläche, die wahrscheinlich auch die geringsten Meßfehler enthält, wird sehr gut getroffen.

5.2 Baugrube Deutsche Bank, Düsseldorf

In unmittelbarer Nähe der West LB wurde die Baugrube der Deutschen Bank ebenfalls ca. 20 m tief ausgehoben. Nur wurden hier die Schlitzwände mit den Decken ausgesteift, unter denen dann geschoßweise weiter ausgehoben wurde. Durch Inclinometermessungen wurde festgestellt, daß bei dieser Bauweise die Verformungen hauptsächlich während des Aushubs in dem bis zu 5,20 m hohen Bereich der freien Standhöhe zwischen Decke und Aushubsohle auftraten. Nach Betonieren einer neuen Decke werden die Horizontalverformungen der Wand oberhalb dieser Decke praktisch "eingefroren". Wenn man die zugehörigen Dehnungen im Boden abschätzt, erkennt man, daß nur relativ kleine Bodenbereiche vorübergehend hoch beansprucht werden, was allerdings dort zu einer vollen Entwicklung der Dilatanz führt.

Die Meßergebnisse an dieser Baugrube wurden 1981 von PAUSE/BRIEKE vorgestellt. Ein Vergleich der gemessenen Setzungen mit der Berechnung zeigt (Bild 7) sowohl der Form als auch der Größe nach eine zufriedenstellende Übereinstimmung der Setzungsmulden.

Auffällig ist jedoch, daß die größte berechnete Setzung ca. 6 m weiter von der Wand entfernt liegt als das Maximum der Messung. Für diese Abweichung können folgende Erklärungen möglich sein:

1. Die Horizontalverformungen der Spundwand in den obersten 7 m könnten viel größer gewesen sein als die der Schlitzwand.
2. Die Setzungen nahe der Baugrube können auch durch das Ziehen der Spundwand nach Aushubende verursacht worden sein.

3. Die Voraussetzung des Verfahrens, daß die Wand um einen unteren Drehpunkt rotiert, trifft bei diesem Bauverfahren kaum zu. Dadurch unterscheidet sich das Verformungsfeld von dem, das dem Verfahren zugrunde liegt.

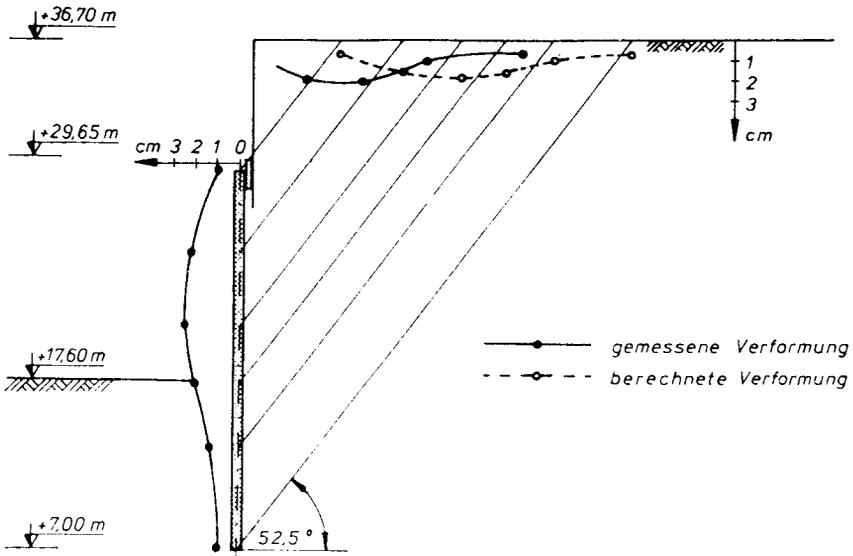


Bild 7: Vergleich gemessener und berechneter Setzungen bei der Baugrube Deutsche Bank

5.3 Baugrube Tiefgarage, London

Für die Tiefgarage New Palace Yard wurde in London in unmittelbarer Nähe des House of Commons eine 18,5 m tiefe Baugrube ausgehoben. Mit dem Glockenturm Big Ben (16 m von der Baugrubenwand entfernt) und der Westminster Hall (3 m von der Baugrube) befanden sich unersetzliche historische Gebäude im setzungsgefährdeten Bereich.

Über die geotechnischen Aspekte und Messungen an der Baugrube berichtet BURLAND/HANCOCK 1977. Die Schlitzwände wurden wie bei der Deutschen Bank in Düsseldorf (Kap. 5.2) durch die Decken ausgesteift, während der Aushub darunter fortgesetzt wurde. Der Baugrund besteht in den obersten 10 m aus mitteldichtem Sand und Kies, darunter aus dem überkonsolidierten, steifen Londoner Ton. Da beide Bodenarten je etwa die Hälfte des plastischen Körpers ausmachen, wird der Dilatanzwinkel im Mittel zu 10° geschätzt. Die damit berechneten Setzungen stimmen mit den gemessenen Setzungen auffällig gut überein (Bild 8).

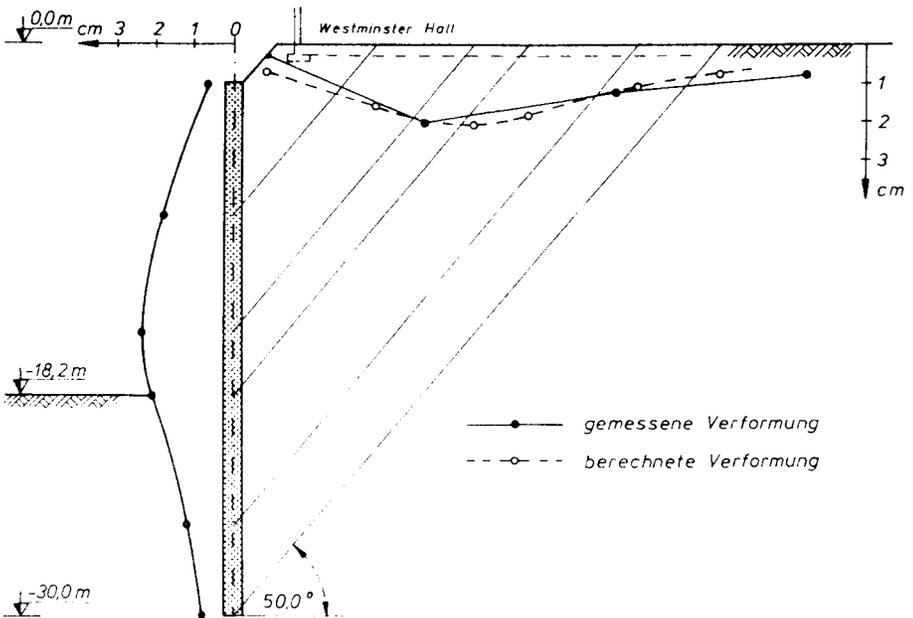


Bild 8: Vergleich gemessener und berechneter Setzungen bei der Baugrube New Palace Yard, London

6. Schlußfolgerungen

Die vier vorangegangenen Beispiele haben die Anwendungsmöglichkeiten gezeigt. Die Beispiele wurden aus der Fülle der Veröffentlichungen herausgegriffen, die über sorgfältig dokumentierte Meßergebnisse an Baugruben berichten.

Die Methode liefert dann zu geringe Verformungen, wenn die Setzungen, die von den Horizontalbewegungen der Wand verursacht werden, noch von anderen Einflüssen überlagert sind. Diese Einflüsse können sein:

1. Setzungen aus Grundwasserabsenkungen.
2. Setzungen durch Rammen oder Rütteln von Bohlträgern, Spundbohlen oder Ankerrohren in lockeren bis mitteldichten rolligen Böden.
3. Fließerscheinungen in empfindlichen bindigen Böden.

Den ersten Einfluß kann man rechnerisch leicht erfassen, während die übrigen beiden heute noch nicht einmal zutreffend geschätzt werden können.

Dennoch liefert die Verformungsfeld-Methode ein interessantes Instrument, die Setzungen hinter Baugruben berechnen zu können. Die Methode gewinnt dadurch an Bedeutung, daß man die Gefährdung von Nachbarbebauung nun auch quantitativ abschätzen kann.

Weil die unwesentlichen Effekte des Bodenverhaltens extrem vereinfacht wurden, konnte eine geschlossene Lösung gefunden werden, die den Rechenaufwand für den entwerfenden Ingenieur erfreulich minimiert. Daß die Idealisierungen zulässig sind, wurde anhand von mehreren praktischen Beispielen gezeigt.

7. Literatur

- BRANSBY, P.L. : Soil deformations near cantilever sheet
MILLIGAN, G.W.E. pile walls, Geotechnique 25, No. 2
(1975), pp 175 - 195
- BURLAND, J.B. : Underground car park at the House of
HANCOCK, R.J.R. Commons, London: Geotechnical aspects,
Structural Engineer 55 (1977), pp 87-100
- GUDEHUS, G. : Bodenmechanik, Stuttgart, Enke-Verlag,
1981
- HANSEN, B. : Line ruptures regarded as narrows rupture
zones. Basic equations based on kinematic
considerations, Proc. Conf. "Earth
pressure problems", Vol. 1, Brussels,
1958, pp. 39 - 48
- PAUSE, H. : Umweltfreundliches Bauverfahren für tiefe
BRIEKE, W. Baugruben in Städten, Philipp Holzmann AG,
Technischer Bericht, November 1981
- ULRICHS, K.R. : Untersuchungen über das Trag- und Ver-
formungsverhalten verankerter Schlitz-
wände in rolligen Böden, Forschungsber-
ichte aus dem Fachbereich Bauwesen der
Universität Essen, Nr. 15, 1980
- WROTH, C.P. : General theories of earth pressures and
deformations, Proc. 5th Europ. Conf.
Soil Mech. Found. Eng., Madrid, 1972,
pp. 33 - 52



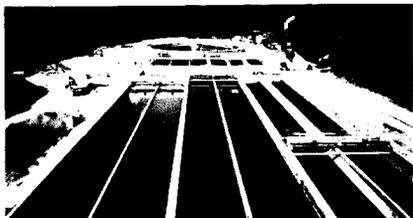
**STAHLBETONBAU
TIEFBAU
INDUSTRIEBAU
BRÜCKENBAU
U-BAHN-BAU
SCHLÜSSELFERTIGES BAUEN**



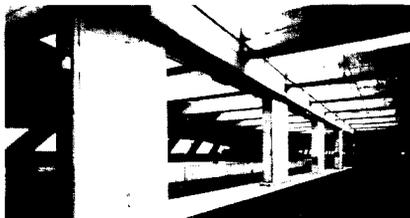
Rudolf Virchow Krankenhaus, Berlin



Heizkraftwerk-West, Wolfsburg



Kläranlage, Altena

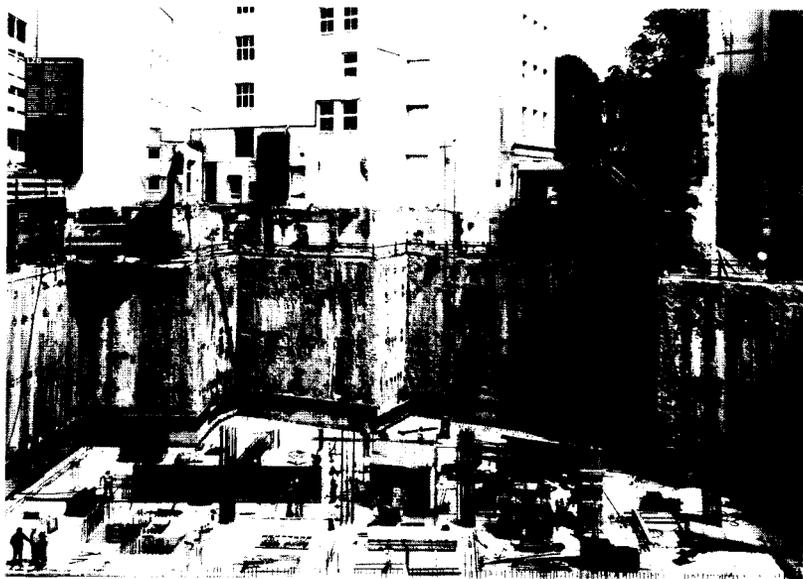


Bundesstraße B42, Königswinter

WIEMER & TRACHTE

Hauptverwaltung:
Märkische Straße 249
4600 Dortmund 1 · Ruf 02 31/41 04-0 · FS 822 296

Niederlassungen:
Berlin · Dortmund · Düsseldorf
Hamburg · Köln · Mainz · Wolfsburg



Spezialarbeiten des Tiefbaus

Verpreßanker für dauernde und vorübergehende Zwecke.

Zulässige Ankerkraft:

im Lockergestein bis 1255 kN, im Fels bis 1435 kN.

Chemikal- und Zementinjektionen.

Wurzelpfähle und Injektionspfähle.

Aufschlußbohrungen. Elektro-Osmose.

Kraft- und Deformationsmessungen.



Stump BOHR GmbH

Niederlassung Nord: Chemnitzer Straße 5 · 3003 Ronnenberg 3

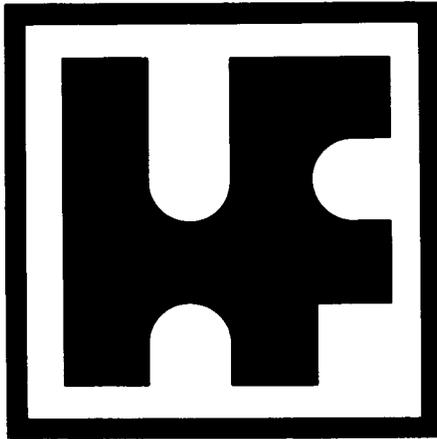
Telefon 0511/464051 · Telex 922 615

Niederlassung Süd: Am Lenzenfleck 1-3 · 8045 Ismaning

Telefon 089/96191 · Telex 529 134

HELD & FRANCKE

BAUAKTIENGESELLSCHAFT



HOCH- UND TIEFBAU,
STRASSEN- UND BRÜCKENBAU, WASSERBAU,
HAFENBAU, SPEZIALTIEFBAU, SPANNBETONBAU,
INDUSTRIEBAU, FERTIGTEILBAU,
SONDERHOCHBAU

HAUPTVERWALTUNG:
ASCHAUER STRASSE 21, 8000 MÜNCHEN 90

NIEDERLASSUNGEN:
CHAM, FRANKFURT/M.,
GRAFENWÖHR,
HAMBURG, INGOLSTADT,

KAISERSLAUTERN, KÖLN,
MAINZ, MÜNCHEN,
NÜRNBERG, VILSHOFEN,
WÜRZBURG

Untersuchung der Dauerhaftigkeit mineralischer Dichtungen für die Sanierung von Altlasten

von Magret Geil

1. Problemstellung

In den letzten Jahren sind verschiedene Schadensfälle mit Schadstoffanreicherungen in Boden und Grundwasser, hervorgerufen durch industrielle Produktion oder Abfallablagerungen, bekannt geworden. Über die Erfassung und Sanierung von Altlasten wird in jüngster Zeit häufig berichtet (AHLKE 1983) Zur Abschirmung des Grundwassers gegenüber den in Altlasten eingelagerten Stoffe werden in den letzten Jahren häufig mineralische Dichtungen aus Betonit-Zement-Mischungen eingesetzt. Über Sanierungsmöglichkeiten und Erfahrungen mit solchen Abschirmungen und deren Beständigkeit soll hier berichtet werden.

Der Begriff "Altlasten" umfaßt sowohl umweltgefährdende alte Abfallablagerungen, vor allem aus der Zeit vor Inkrafttreten des Abfallbeseitigungsgesetzes (1977) wie auch Schadstoffanreicherungen auf dem Gelände stillgelegter und noch betrieblicher Anlagen. Früher hat man Umweltgifte in erheblichem Maße unkontrolliert abgelagert, ohne daß man sich über ihre Giftigkeit im vollen Umfang bewußt war. Durch die unsachgemäße Lagerung wassergefährdender Stoffe und ungenügende Abdichtung gelangen Schadstoffe anorganischer und organischer Verbindungen ins Grundwasser.

Bei der Erfassung von Altlasten ist durch hier nicht näher beschriebene Untersuchungsverfahren eine Abschätzung des Gefährdungspotentials vorzunehmen und hierauf ist das Sanierungskonzept abzustimmen.

2. Sanierungsmöglichkeiten

Die Sanierung von Altlasten ist ein bautechnisches Problem, wobei folgende Sanierungskonzepte möglich sind:

1. Totale oder teilweise Ausräumung der Deponie incl. Entsorgung - on site treatment
2. Stabilisierung der Abfallstoffe durch chemische Verfestigung vor Ort - in site treatment
3. Einkapselung der Altdeponie durch Dichtungswände , -sohlen und wasserundurchlässige Abdeckung
4. Kombination von 1 - 3

Die Sanierungsmaßnahme muß folgende Forderung erfüllen:

1. Die Sanierungsmaßnahme muß technisch und wirtschaftlich durchführbar sein
2. Die Sanierungsmaßnahme muß einfach, dauerhaft und wirtschaftlich überprüfbar und nötigenfalls reparierbar sein
3. Die Sanierungsmaßnahme muß eine ausreichende Lebensdauer besitzen.

Die Sanierung von kontaminierten Standorten geschieht zur Zeit vollständig oder partiell fast immer durch Einkapselungen (NATO ICCMS 1983).

3. Einkapselung mit mineralischen Dichtungen

Durch eine Einkapselung soll der Austritt wassergefährdeter Stoffe verhindert werden. Dies kann z.B. durch

- Dichtungssohlen und
- Dichtungswände

aus Bentonit-Zement-Suspensionen geschehen.

Die Dichtungswände werden im Schlitzwandverfahren hergestellt, wobei das Einphasenverfahren bevorzugt wird. Die Dicke der Wand sollte mind. 0,60 m betragen und muß je nach Untergrundbeschaffenheit ca. 1,0 - 2,0 m in den dichten Untergrund einbinden. Die Überschneidung der einzelnen Schlitzwandabschnitte (Lamellen) sollte mind. 0,30 m betragen.

Steht am Standort der Altlast ein nicht ausreichend dichter Untergrund an, so ist die Sohlfläche abzudichten. Es gibt Verfahren, die es ermöglichen, Bentonit-Zement-Suspensionen unter hohem Druck in feinkörnige Böden einzupressen. Die Verpreßdrücke können dabei zwischen 100 bar und 400 bar liegen. Das entstehende Material aus Bentonit-Zement-Boden-Gemisch ist aufgrund seines hohen Feststoffgehaltes nahezu undurchlässig.

4. Erfahrungen mit Dichtungswänden für die Sanierung von Altlasten

Das Institut für Grundbau und Bodenmechanik beschäftigt sich seit Jahren mit der Entwicklung und Prüfung dauerbeständiger Dichtwandmassen aus Bentonit-Zement-Suspensionen und war an Planung und Ausführung zur Sanierung von Altlasten beteiligt.

So wurde bereits 1979 die Altdeponie (Industriemülldeponie) des Chemiewerks Boehringer in Ingelheim durch eine die Altlast umschließende Dichtungswand saniert. Die 16 - 18 m tiefe Dichtungswand band 2,50 m tief in den Tonmergel ein. Die ständige Beobachtung von 3 Beobachtungspegeln außerhalb der

Deponie zeigte nach dem Bau der Dichtungswand einen Anstieg des anströmenden Grundwassers bis zu 1,20 m (SCHIRMER 1980) Durch ein Drainagesystem innerhalb der Deponie wurde zur größeren Sicherheit ein hydraulisches Gefälle vom Grundwasser weg erzeugt. Somit gelangt kein Sickerwasser nach außen, sondern es strömt in Abhängigkeit des Durchlässigkeitsbeiwertes $k(m/s)$ schwach betonaggressives Grundwasser durch die Dichtungswand.

Ein Jahr später wurde eine hydrologische Sperrwand vor die Deponie der Firma Bayer in Leverkusen gebaut. Die 15,5 - 26,5 m tiefe Dichtungswand hat eine Länge von 1.340 m. Die Wand wurde zur hydrologischen Trennung der quartären wasserführenden Schichten erstellt und 1,50 m tief in tertiäre Feinsande und devonischen Tonstein eingebunden.

Die Sperrwand liegt hinter der Wupper. Das anstehende Uferfiltrat staut sich vor der Wand auf, d.h. das nicht betonaggressive Wasser strömt in Abhängigkeit vom Durchlässigkeitsbeiwert k durch die Dichtungswand. Das die Sperrwand u.U. berührende Grundwasser ist stark betonaggressiv.

Für die Deponie Ville (Haus/Industriemüll) in Köln wurden 1981 in Eignungsversuchen gegen die anstehenden Grund- und Sickerwässer beständige Dichtwandmassen entwickelt. Das die Wand durchströmende Grundwasser ist nach DIN 4030 stark betonaggressiv.

Die Untersuchung und Entwicklung der Dichtwandmassen erstreckte sich auf die Parameter, die den Bau und die Sanierung von Altlasten mit Dichtungswänden beeinflussen:

- Boden- und Grundwasserverhältnisse sowie Chemismus der vorhandenen Sickerwässer
- Art und Eigenschaften der verwendeten Bentonite und Zemente
- physikalische Eigenschaften der Dichtwandmassen, Durchlässigkeit und Beständigkeit.

ANALYSENWERTE UND ANGRIFFSGRADE DER SICKERWÄSSER						
Analysen	Industriemüll- deponie	Ufer-Filtrat	Grund- wasser	Haus/Industriemülldeponie		
				Sickerwasser A	Sickerwasser B	Grundwasser C
pH	7,4	7,5	7,3	7,5 - 8,5	11,0 - 12,0	6,0
Leitfähigkeit S/cm	4 700	700		10 000 - 15 000	19 000 - 23 000	1 600 - 1 900
Cl ⁻		62,5	770	1 500 - 2 300	600 - 800	30 - 45
NH ₄ ⁺	99	—	—	1 000 - 1 700	25 - 70	5 - 25
Mg ⁺⁺	108	16	39	15 - 200	6 - 14	70 - 90
SO ₄ ⁻	709	97	600	1 300 - 2 400	7 000 - 10 500	660 - 750
Beurteilung nach DIN 4030	●	○	◐	●	●	◐

- nicht
- ◐ schwach aggressiv
- ◑ stark
- sehr stark

Bild 1: Analysenwerte der anstehenden Sicker- und Grundwässer und Beurteilung der Angriffsgrade nach DIN 4030

4.1 Boden- und Grundwasserverhältnisse

Bei der Umschließung einer Altlast muß damit gerechnet werden, daß kontaminierte Boden- oder Grundwässer bei der Herstellung mit in die frische Dichtwandmasse eingetragen werden (Bild 2).

Das kann bedeuten, daß die Stabilität der frischen Dichtwandmasse geringer wird, was eine Entmischung bedeuten kann, so daß der Zement nicht mehr in Schwebelage gehalten wird und die Dichtwandmasse nicht mehr ihre Funktion als Stützflüssigkeit und im erhärtenden Zustand als Dichtung erfüllt.

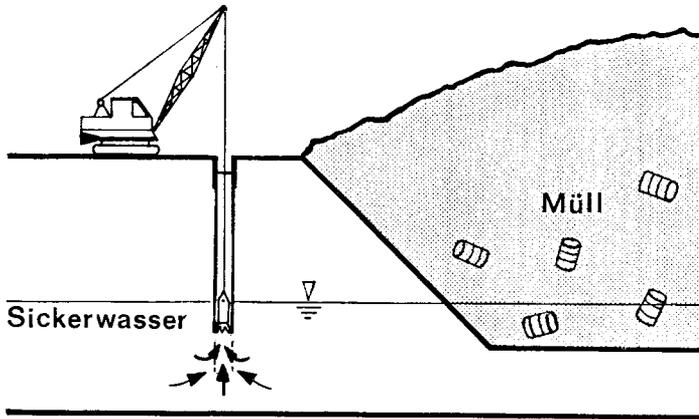


Bild 2: Mögliches Eintragen von kontaminiertem Boden oder Grundwasser in die Dichtwandmasse während der Herstellung

Die Analysenwerte der anstehenden Grund- und Sickerwässer lassen aufgrund der vorliegenden anorganischen Stoffe nur eine Beurteilung nach DIN 4030, Angriffsgrade betonangreifender Wässer, zu. Dies erscheint auch zweckmäßig, da Bentonite wesentlich resistenter gegenüber elektrolythaltigen, aggressiven Wässern sind als Zemente. Bei den Untersuchungen und Vergleich der unterschiedlichen verwendeten Dichtwandmassen ist also vor allem die Beständigkeit des Zementes gegen die elektrolythaltigen, aggressiven Wässer zu prüfen.

Bei der Umschließung einer Altlast erhärten die Dichtwandmassen im Grund- bzw. Sickerwasser. Dies war bei der Untersuchung der Beständigkeit der Dichtwandmassen zu beachten.

Die untersuchten Dichtwandmassen lagerten und erhärteten in reinem Leitungswasser und Gemischen aus Leitungswasser und Sickerwasser, das je nach Grad der zu erwartenden Kontamination im Bereich der geplanten Wand dem Leitungswasser zugegeben wurde.

Im Gegensatz zu Beton haben Dichtwandmassen hohe Wasser/Zementfaktoren und damit hohe Porenvolumen. Das in diesen Poren vorhandene Wasser kann bei der Durchströmung der Dichtungswand durch elektrolythaltiges, aggressives Wasser ersetzt werden.

4.2 Bentonite und Zemente

Es wurden Dichtwandmassen aus 32,7 - 37,5 kg Natriumbentonit und 125 - 200 kg Zement HOZ 35 L pro m³ Dichtwandmasse untersucht. Die verwendeten Hochofenzemente hatten einen mind. Hüttensandgehalt von 65 %. Sie gelten somit als sulfatbeständig.

4.3 Durchlässigkeit und Beständigkeit

4.3.1 Einfluß der Deponiesickerwässer auf die Erhärtung

In Bild 3 sind die Angriffsgrade der betonangreifenden Wässer dargestellt, in denen die Dichtwandmassen vor Untersuchung des Langzeitverhaltens lagerten. Die Prüfung der Durchlässigkeiten nach 24- bzw. 28-tägiger Lagerung ergab, daß die Lagerung in schwach und sehr stark betonaggressiven Wässern keinen schädigenden Einfluß auf die Massen hatten. Durch Erhöhung der Bentonitmengen von 32,7 auf 37,2 kg und Verringerung der Zementmengen von 200 auf 175 kg pro m³ Dichtwandmasse wiesen die in sehr stark betonaggressiven Wässern gelagerten Proben die geringsten Durchlässigkeiten auf.

Deponie	Industriemülldeponie	Hausmülldeponie	Haus-/Industriemülldeponie		
Angriffsgrade (DIN 4030) der Wasser	sehr stark	schwach	Sicker- wasser	Sicker- wasser	Grund- wasser
	Grund- wasser				
Bentonit	32,7	32,7	37,2	36,9	37,2
Zement	200,0	200,0	175,0	200,0	175,0
Anmach- wasser	924,0	924,0	930,0	922,0	930,0
[kg/m ³]				12,5% Sicker- wasser	
Lagerung in Leitungs- wasser	90	100	60		60
Sicker- wasser	100	100	40		40
Grund- wasser				100	
Zeit	2 a	28 d	24 d	28 d	24 d
Durchlässig- keitsbeiwert k [m/s]	3,1 10 ⁻⁸	6,3 10 ⁻⁸	1,3 10 ⁻⁹ 4,0 10 ⁻⁹	9,1 10 ⁻⁹ 4,6 10 ⁻⁹	1,4 10 ⁻⁹ 1,4 10 ⁻⁹

Bild 3: Angriffsgrade der betonangreifenden Wässer, in denen die Dichtwandmassen lagerten

4.3.2 Untersuchungen an Dichtwandmassen für die Altlast "Ingelheim"

Die Prüfung der Durchlässigkeiten nach 28-tägiger Lagerung im schwach betonaggressiven Wasser und Leitungswasser ergab keinen schädigenden Einfluß der Wässer auf die erhärteten Massen.

Nach Fertigstellung der Dichtungswand wurden Proben in einem Brunnen innerhalb der Altlast und in einem Brunnen außerhalb der Deponie gelagert. Nach zwei Jahren wurden aus den beiden Brunnen je zwei Proben entnommen und im Labor die Durchlässigkeit überprüft.

Der k-Wert lag mit $3,1 \cdot 10^{-8}$ m/s (Probe aus dem Brunnen in der Altlast) und $1,3 \cdot 10^{-8}$ m/s (Probe aus dem Brunnen außerhalb der Deponie) unter dem für die Wand geforderten k-Wert $1 \cdot 10^{-7}$ m/s und den an 28 Tagen alten Proben ermitteltem k-Wert.

Die Dichtwandmasse wurde in Langzeitversuchen mit dem vorhandenen Sickerwasser und dem stark befrachteten Sickerwasser einer Hausmülldeponie durchströmt.

4.5 Langzeitversuche

Mit den Sickerwässern bzw. anstehenden Grundwässern wurden in Langzeitversuchen die Beständigkeit der entwickelten Dichtwandmassen überprüft (Bild 4). Im Deponie-Merkblatt vom 01.09.79 der Länderarbeitsgemeinschaft Abfall wird für "Natürliche Dichtungen" ein k-Wert von mindestens $1 \cdot 10^{-8}$ m/s gefordert. Diese Forderung wurde von den untersuchten Dichtwandmassen erfüllt. Die mit den sehr stark betonaggressiven Wässern durchströmten Dichtwandmassen wurden mit der Zeit immer undurchlässiger, da sich an der Anströmseite der Massen eine dichtende Korrosionsschicht aufbaute.

Die Dichtwandmassen, die mit betonaggressiven Wässern ange-
 macht, in diesen Wässern erhärteten und mit den Wässern
 durchströmt wurden, hatten trotz des geringen Zementanteils
 (125 kg/m^3) die geringsten Durchlässigkeiten $k = 1 \cdot 10^{-9} \text{ m/s}$.

5. Prüfung der Beständigkeit von Bentonit-Zement-Mischungen
 für Sohlabdichtungen

Für Sohlabdichtungen aus mineralischen Dichtungsmaterialien
 kommen z.B. Bentonit-Zement-Suspensionen in Frage, die unter
 hohem Druck in Böden verpreßt ein Bentonit-Zement-Boden-Ge-
 misch bilden, das nahezu undurchlässig ist. Um die Bestän-
 digkeit solcher mineralischer Dichtungen zu testen, wurden
 Proben, als sie noch aushärteten, mit Prüfflüssigkeiten nach
 DIN 4030 und mit Sickerwasser einer Hausmülldeponie durch-
 strömt. Dabei wurden Durchlässigkeiten unter $k = 1 \cdot 10^{-9} \text{ m/s}$
 gemessen. Der hohe Ca-Bentonitgehalt in der Probe verringert
 die Durchlässigkeit erheblich.

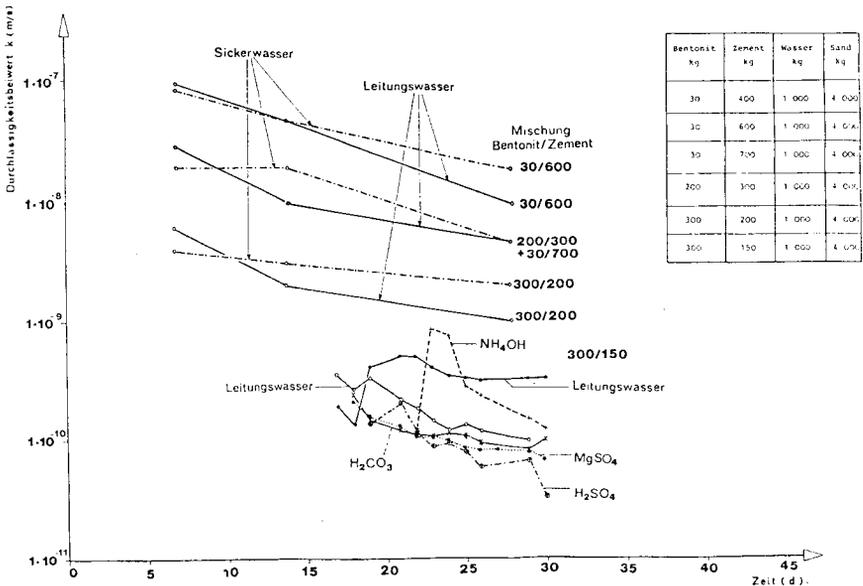


Bild 5: Untersuchung der Beständigkeit von Betonit-Zement-
 Boden-Gemischen (Sohlabdichtungen)
 Durchströmung mit Leitungswasser und sehr stark be-
 tonaggressiven Prüfflüssigkeiten

6. Ausblick

Dichtungswände und -sohlen, die die Deponie (Altlast) ein-kapseln, sind erforderlich, um Kontaminationen innerhalb des Standortes zu begrenzen. Die Dichtungsmassen sind dabei wäh-rend der Herstellung, Erhärtung und Durchströmung dem mög-lichen Angriff der kontaminierten Wässer ausgesetzt. Am Bei-spiel einer vor 5 Jahren mit Dichtungswänden umschlossenen Altlast, den Untersuchungen an Dichtwandmassen für eine hy-drologische Sperrwand und für eine Altlast mit stark konta-minierten Grund- und Sickerwässern wurden Erfahren und Metho-den zur Untersuchung der Beständigkeit von Dichtwandmassen vorgestellt. Die Beständigkeit von Dichtungsmassen für Sohl-abdichtungen wurde mit Prüf Flüssigkeiten und Sickerwasser einer Hausmülldeponie untersucht. Die Versuche zeigten, daß die Dichtwandmassen wesentlich resistenter waren, als dies aufgrund der betonaggressiven Wässer zu erwarten war.

Zur Beurteilung der Dauerbeständigkeit mineralischer Dichtun-gen gegenüber aggressiven Stoffen ist es notwendig, eine Prüfsystematik zu entwickeln, die es ermöglicht, über die "Lebensdauer" der Dichtungswände und -sohlen auftretenden Beanspruchungen durch einen Zeitraffereffekt im Labor zu er-fassen.

Eine in der Praxis angewandte Methode diesen Zeitraffereffekt zu erzielen ist, die Schadstoffkonzentrationen der Prüf-flüssigkeiten um ein Vielfaches gegenüber den vor Ort zu er-wartenden Konzentrationen zu erhöhen.

Schwierigkeiten bereitet in diesem Zusammenhang die Umsetzung von in der Praxis auftretenden Verwitterungsprozessen der Dichtwandmasse in experimentell erfaßbare Versuchsbedingungen, da sich diese Prozesse über Jahre oder Jahrzehnte ausdehnen können.

Chemisch gesehen ist zu differenzieren zwischen der Wasser-löslichkeit der in der Dichtwandmasse enthaltenen Stoffe ge-genüber den Löslichkeiten der Verbindungen, die durch Reaktion

der in dem angreifenden Wasser enthaltenen Reagentien entstehen.

Zur Zeit werden Bentonit-Zement-Suspensionen mit Prüf Flüssigkeiten (Bild 6) in Dauerversuchen durchströmt, wobei folgende Parameter variiert werden:

- Alter und Lagerung der Proben
- Chemismus des durchströmten Wassers
- Höhe des hydraulischen Gradienten.

Es soll geprüft werden, wie sich ein frühzeitiger Angriff kontaminierter Wässer aus einer Altlast auf die Dichtwandmassen auswirkt.

Konzentration:

Mg SO ₄	Magnesiumsulfat
Na Cl	Natriumchlorid
Ca Cl	Calciumchlorid
Na ₂ SO ₄	Natriumsulfat
NH ₄ Cl	Amoniumchlorid
H ₂ SO ₄	Schwefelsäure
Na OH	Natriumhydroxid
Tenside	

Bild 6: Prüf Flüssigkeiten

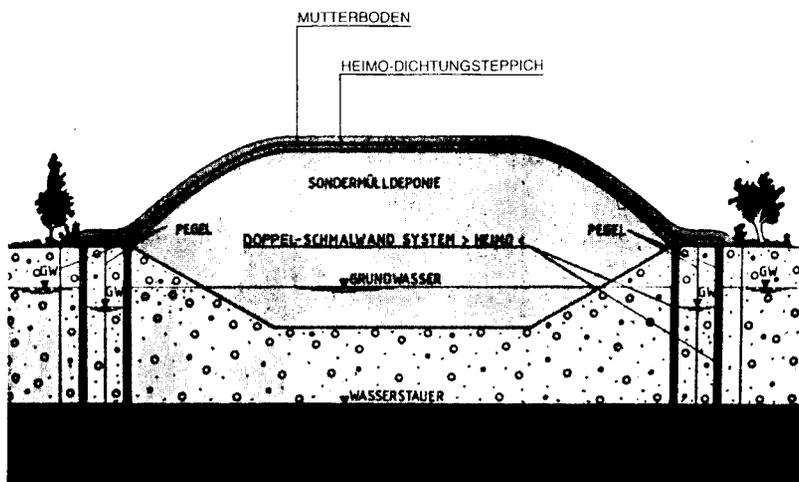
7. Literaturverzeichnis

- 1 AHLKE, U : "Beispiel zur regionalen Erfassung von Alt-
ablagerungen"
Vortrag beim 2. Arbeitsgespräch
"Sanierung kontaminierter Standorte"
des UBA, April 1983
- 2 NATO ICCMS : "Sanierung kontaminierter Standorte"
Nato ICCMS Pilotstudie, Juli 1983
- 3 SCHIRMER, H.: Sanierung und Erweiterung einer Abfall-
deponie durch eine umschließende Dichtungs-
schlitzwand, Wasser und Boden, 11. 1980,
S. 507 - 510
- 4 DR. MÄNGEL : Bau einer Dichtwand im Grundwasserleiter
Industriebau 2, 83

HEIMO-FLÄCHENDICHTUNGEN

werden für jeden Verwendungszweck besonderen Prüfverfahren unterworfen.

Das INSTITUT FÜR GRUNDBAU UND BODENMECHANIK prüft die volle Eignung zur Konservierung von Mülldeponien.



HEIMO-FLÄCHENDICHTUNGEN



HEILIT+WOERNER BAU-AG

Hauptverwaltung
Klausenburger Str. 9
D-8000 München 80
Tel.: (089) 92 10-1
Telex: 5 23 330-0

Bauleistungen
in allen Sparten
mit allen
Schwierigkeitsgraden



LEONHARD MOLL GMBH & CO

Hauptverwaltung
Konrad-Celtis-Str. 77
D-8000 München 70
Tel.: (089) 71 07-1
Telex: 5 212 418

Beide Bauunternehmungen
geben gern weitere Auskünfte
über die
HEIMO-Flächendichtungen.

Hochbau, Tiefbau,
Straßenbau, Wasserbau,
Untertagebau, Spezial-
tiefbau, Betonwerk

ERBSLÖH-BENTONITE

für die Bauindustrie

Nutzen Sie unsere Erfahrung für Ihren Erfolg!

Lassen Sie sich von unseren Fachleuten über alle Anwendungsmöglichkeiten von Bentonit in der Bauindustrie beraten.

Unsere Produktpalette bietet für alle Einsatzbereiche im Spezialtiefbau den richtigen Bentonit.

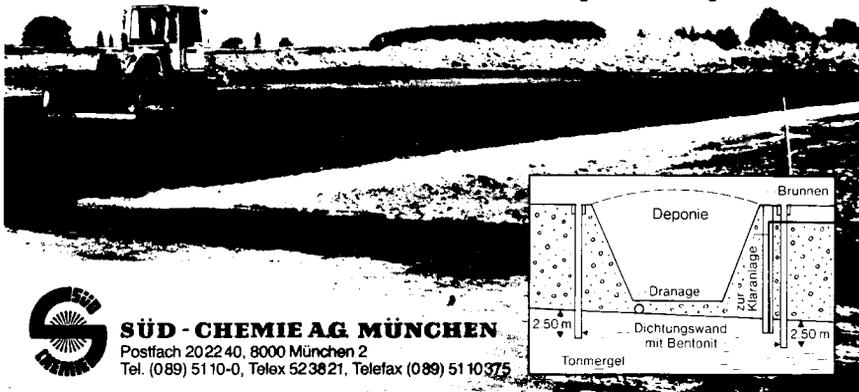
Für unsere Qualität spricht die Vielzahl der bisher von uns belieferten Objekte.



Erbslöh & Co. - Erbslöhstraße - D-6222 Geisenheim - Postfach 1240 - Tel. 06022-8065

MONTIGEL F und TIXOTON CV 15

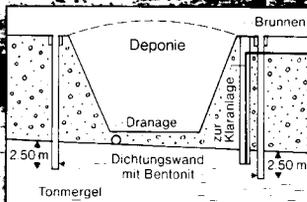
**bewährte Spezialbentonite für
die horizontale und vertikale
Deponieabdichtung**
in Dortmund-Huckarde,
Ebersberg bei München,
Hamm-Bockum-Hövel
und auch für Sondermülldeponien
wie Billigheim und Ingelheim.

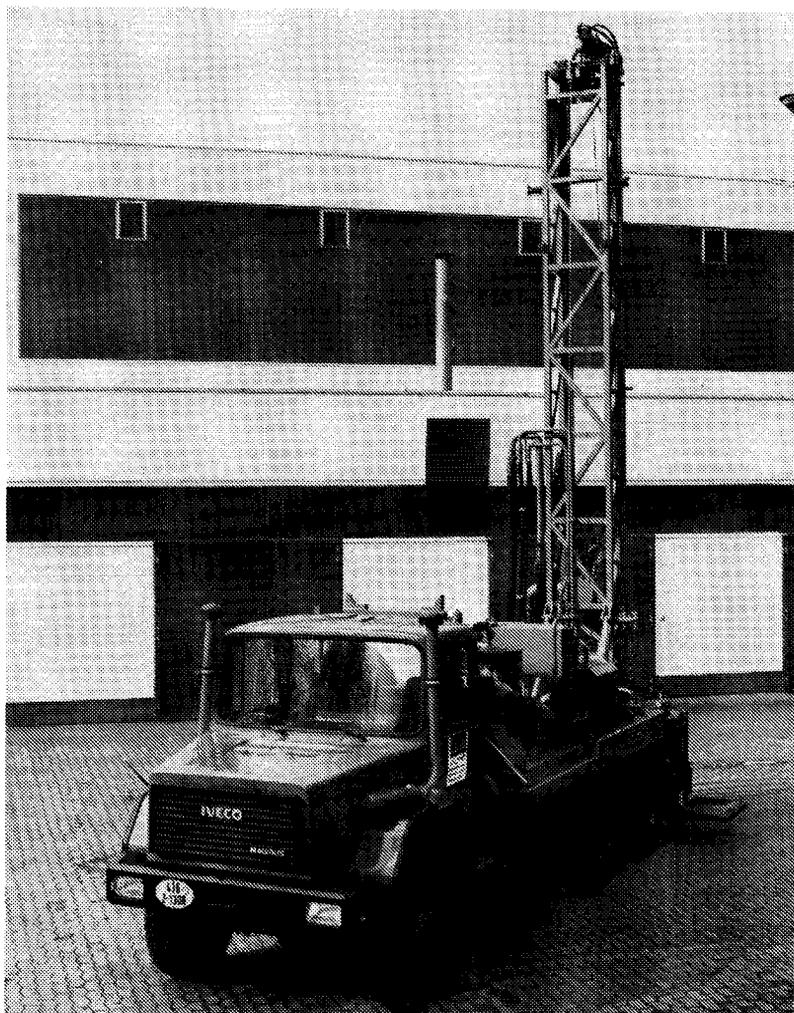


SÜD - CHEMIE AG MÜNCHEN

Postfach 20 22 40, 8000 München 2

Tel. (089) 51 10-0, Telex 523821, Telefax (089) 51 10375





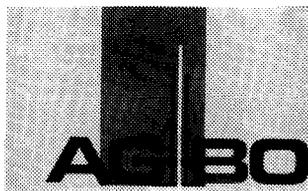
Mit AGBO . . . »bohrwärts«

Ihr **BOHRGERÄTE**-Hersteller mit 35jähriger Erfahrung

Unser Herstellungsprogramm umfasst
BOHRGERÄTE und Bohrzubehör für

Brunnenbohrungen
 Kernbohrungen
 Baugrundbohrungen
 Bohrungen für die
 Geophysik
 Aufschlußbohrungen
 Wasserabsenkungen
 Schlegelbohrungen
 Spezialbohrungen

Vor dem Kauf eines Bohrerätes sollten Sie unbedingt mit AGBO sprechen –
Ihr Partner mit den referenz Ideen und einem garantierten Service.



**ALLGEMEINE GESELLSCHAFT für BOHRTECHNIK u.
 ANLAGEN-BAU GMBH** D-3101 Wathlingen (Germany)
 Postfach 18 Nienhagener Str. 1 Tel. (0 51 44) 20 21 23 - Telex 9 25 187 agbo d

Ein Beitrag zur überirdischen Deponierung von Salzabfällen nach umweltschützenden Bedingungen

von Waldemar Hänsel

1. Einleitung

Aufgrund des steigenden Umweltbewußtseins und der immer knapper werdenden natürlichen Recourcen, insbesondere der Wasservorkommen, werden immer höhere Anforderungen hinsichtlich der Unschädlichkeit bei der Ablagerung von Abfallstoffen gestellt. Dies muß auch für die Beseitigung von salzhaltigen Abfällen gelten.

Mit diesem Beitrag sollen die Probleme, die bei der Aufhaltung von salzhaltigen Abfallstoffen entstehen, aufgezeigt werden. Bei Planung und Errichtung neuer Salzhalden muß die Beeinträchtigung der Umwelt so klein wie irgend möglich gehalten werden.

Dies gilt in Anbetracht der immer knapper werdenden Wasservorkommen vor allem für die schädlichen Einwirkungen auf das Grundwasser. Über den bisherigen Stand der Technik bei der Errichtung von Salzhalden, den getroffenen Umweltschutzmaßnahmen wird berichtet und Vorschläge für Ergänzungen dieser Maßnahmen gemacht. Abschließend werden Empfehlungen für die Errichtung von Salzhalden zusammengefaßt.

2. Entstehung von Salzabfällen und ihre Beseitigung

2.1 Abfallprodukte der Kali- und Salzindustrie

Der größte Teil der salzhaltigen Abfallstoffe fällt als Rückstand in der Kali- und Salzindustrie an. Die am Aufbau der Salzlager beteiligten Minerale sind im Wesentlichen:

Steinsalz (NaCl)
Sylvin (KCl)
Carnallit ($\text{KCl} \cdot \text{MgCl}_2 \cdot 6\text{H}_2\text{O}$)
Kieserit ($\text{MgSO}_4 \cdot \text{H}_2\text{O}$).

Als Kalirohsalze werden hauptsächlich gefördert:

Sylvinit = Steinsalz + Sylvin und
Hartsalz = Steinsalz + Sylvin + Kieserit.

Außerdem werden noch

Carnallitit = Steinsalz + Carnallit
sowie
carnallitische Mischsalze = Carnallit + Sylvin
+ Steinsalz + Kieserit gewonnen.

Im Raum um Hannover werden hauptsächlich Sylvinite und Hartsalze, zum Teil auch carnallitische Mischsalze gefördert, während im Kalirevier zwischen Werra und Fulda Hartsalze mit wechselnden Carnallitauflagerungen gewonnen werden. Der K_2O -Gehalt beträgt im Raum Hannover 12-20 %, zwischen Werra und Fulda 10-12 %. Dazu ist anzumerken, daß der Kaligehalt der Kalirohsalze wegen der Vergleichbarkeit nicht durch den Anteil an Kaliumchlorid (KCl) und Kaliumsulfat (K_2SO_4) angegeben wird, sondern in der Verrechnungseinheit Kaliumoxid (K_2O). Neben den Kaliumprodukten werden aus Kieserit noch Magnesiumoxide gewonnen, die sowohl als Düngemittel dienen, als auch in der chemischen Industrie Verwendung finden. Der größte Teil des geförderten Kalirohsalzes ist jedoch nicht zu verwenden und muß beseitigt werden. Der Rückstand besteht

hauptsächlich, d.h. zu 90-97 %, aus Steinsalz (NaCl). Daneben enthält er auch geringe Mengen Sylvin (KCl), Carnallit ($\text{KCl} \cdot \text{MgCl}_2 \cdot 6\text{H}_2\text{O}$) sowie Kieserit ($\text{MgSO}_4 \cdot \text{H}_2\text{O}$). Außerdem können je nach Lagerstätte geringe Mengen Ton im Rückstand enthalten sein. Die Form des Rückstandes ist vom Verarbeitungsverfahren abhängig (Heißlöseverfahren, Flotationsverfahren, Elektrostatisches Verfahren).

Die flüssigen Abfallstoffe wurden in früheren Zeiten in nahegelegene Flüsse eingeleitet. Dabei führten das gelöste NaCl und Magnesiumchlorid (MgCl_2) zu einer Versalzung bzw. Aufhärtung des Wassers. Da dies besonders im Weser-Werra-Bereich zu erheblichen Problemen bei den am Unterlauf liegenden Wassernutzern führte, wurde die Einleitung bereits vor 70 Jahren reglementiert und beschränkt. Daraufhin machte man Versuche, die salzhaltigen Abwässer in den Untergrund zu versenken. So war es möglich, die Abwässer des hessischen Kalireviers zum größten Teil durch Versenkung in den dort anstehenden Plattendolomit zu beseitigen. Die Versenkungsmöglichkeiten nähern sich jedoch allmählich dem Ende. Um die Abwässer nicht, wie das bei den in Thüringen in der DDR gelegenen Kalibergwerken geschieht, in den Vorfluter einzuleiten, wurde das Elektrostatische Abscheidungsverfahren (ESTA) entwickelt, bei dem der Rückstand in trockener Form anfällt und aufgehaldet werden kann. Aufgehaldet wird auch ein großer Teil der im Kalirevier um Hannover bei der Verarbeitung von Hartsalz und Sylvinit in trockener Form anfallenden Rückstände. Dadurch, daß die Kaliflöße in diesem Bereich steil gelagert sind, ist es jedoch möglich, bis zu 60 % des Rückstandes durch Versatz unter Tage zu beseitigen, was gleichzeitig der Stabilisierung der Hohlräume dient. Da die Dichte der Rückstandssalze jedoch deutlich geringer als die der Kalirohsalze ist und ca. 75 % als Rückstand anfallen, muß auch hier ein Teil der Rückstände auf Halde gelegt werden. Allein in Niedersachsen müssen jährlich 4 Mio. Tonnen aufgehaldet werden (Bild 1).

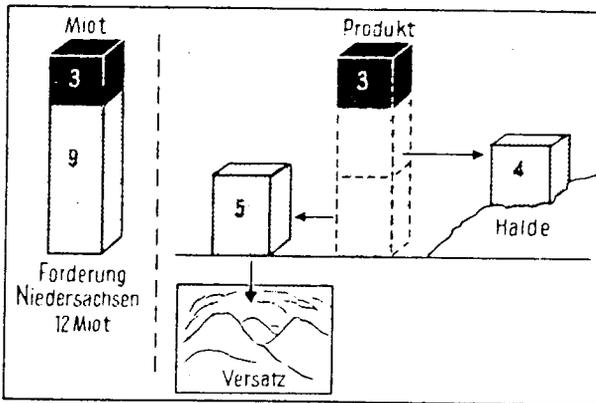


Bild 1: Rückstandsbehandlung in Niedersachsen (SINGEWALD 1983)

Der Versatz ist in Gruben mit flachliegenden Flözen durch die Schwierigkeiten beim Einbringen kaum möglich, auf keinen Fall jedoch wirtschaftlich vertretbar. Aus diesem Grund wird es in der BRD in Zukunft zu einer verstärkten Aufhaltung von Salzurückständen kommen. Im Jahr fallen bei der Produktion von 7 bis 8 Mio Tonnen Kaliprodukten ca. 22 Mio Tonnen als Rückstand an (Bild 2).

Von den jährlich anfallenden Rückständen sind, wenn es nicht zu einer steigenden Belastung der Gewässer kommen soll, mehr als 15 Mio t durch Aufhaltung zu beseitigen. Dies ist zwar mit relativ hohen Kosten verbunden, führt aber dazu, daß die Gewässer in der BRD im Vergleich zu den Kalirevierern in Thüringen und im Elsaß nur relativ gering belastet werden. Von den 22 Mio t werden lediglich ungefähr 1 Mio t in Werra, Fulda und Weser eingeleitet, während im Elsaß und in Thüringen jeweils 9 Mio t jährlich in Rhein bzw. Werra abgestoßen werden.

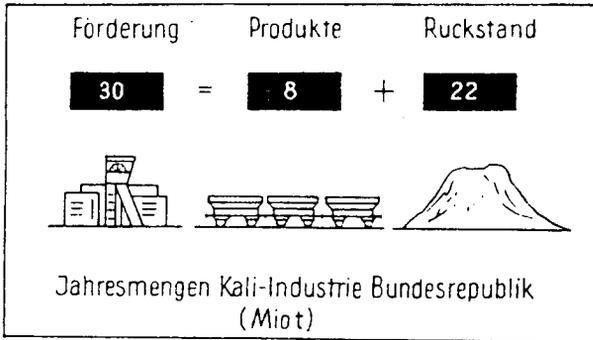


Bild 2: Anteile von Rückstand und Produkten an der Kaliproduktion in der BRD (SINGEWALD 1983)

In der DDR fallen aufgrund des Produktionsprozesses 25 Mio m³ NaCl-Lösung und MgCl-Lösung an, die in die Werra geleitet werden und dort zu einer Salzkonzentration von 5-50 g/l (je nach Wasserführung) führen. Hingegen fällt der Rückstand im Elsaß in fester Form an und wird dann, um eine Aufhaldung zu vermeiden, aufgelöst und in den Rhein geleitet. Da die Wasserführung im Oberrhein wesentlich größer als die der Werra ist, beträgt die Aufsalzung um 100 mg/l, die vor allem bei der Bewässerung von Treibhauskulturen zu unerwünschten Anreicherungen führt. Da sowohl die Abwässer aus dem Elsaß als auch aus Thüringen die Wasserqualität in der Bundesrepublik negativ beeinflussen, sollte darauf gedrungen werden, auch dort durch verstärkte Aufhaldung die Belastung der Gewässer zu verringern.

2.2 Salzabraum bei Schaffung von Kavernen zur Lagerung und Ablagerung

Neben der Gewinnung von Salzen werden Salzstöcke in letzter Zeit u.a. zur Lagerung von Erdöl genutzt. Außerdem plant man, die Endlagerung von radioaktiven Abfällen möglicherweise in einem Salzstock vorzunehmen. Dafür könnten bei Eignung Kavernen o.ä. Hohlräume geschaffen werden, wobei große Mengen von Salzabraum anfallen.

Die Kavernen zur Erdölbevorratung wurden in der Regel dadurch geschaffen, daß Steinsalz mit Wasser aufgelöst und herausgespült wurde. Die anfallende Salzlösung wurde dabei zumeist in einen Vorfluter mit entsprechend großer Wasserführung (z.B. Unterlauf der Weser, Jadebusen bei Wilhelmshaven) eingeleitet.

Bei der Errichtung eines Endlagers für radioaktive Abfallstoffe würden die notwendigen Hohlräume voraussichtlich durch bergmännischen Abbau des Steinsalzes geschaffen werden. Das Steinsalz würde dann in fester Form anfallen und müßte aufgehaldet werden.

2.3 Umweltprobleme bei Aufhaldung

Aufgrund der oben genannten Tatsachen ist der Aufhaldung von Salzabfällen in der Zukunft verstärkte Bedeutung beizumessen. Dies ist jedoch aus Sicht des Umweltschutzes nicht unproblematisch. Als negative Aspekte seien hier genannt:

- Platzbedarf für die Salzhalde
- Beeinträchtigung des Landschaftsbildes durch die Halde
- Staubbelastung und Schädigung der Umgegend durch verwehendes Salz
- Schädigung von Grundwasser und Vorfluter durch salzhaltiges, von der Halde ablaufendes Niederschlagswasser und austretende Eigenfeuchtigkeit des Rückstandsmaterials.

3. Errichtete Salzhalden - Stand der Technik an Beispielen

3.1 Standorte und Größenordnungen

Die bisher errichteten Halden dienen im wesentlichen zur Aufnahme der Rückstände der Kaliindustrie. Sie befinden sich in unmittelbarer Nähe der Kalivorkommen und der die Rohsalze verarbeitenden Werke. In der BRD sind Salzhalden im Gebiet um Hannover sowie im hessischen Kalirevier vorhanden, im umliegenden Ausland gibt es sie im thüringischen Kalirevier in der DDR sowie im Elsaß. Diese Standorte sind auch für die Bundesrepublik von großer Bedeutung, da etwaige Abwässer über Werra bzw. Rhein auch den Bereich der Bundesrepublik beeinflussen. Das Haldenmaterial besteht zum größten Teil, d.h. zu mehr als 90 %, aus Steinsalz mit Beimengen von Anhydrit, Kieserit, Carnallit und Tonmineralien, deren Anteil von den örtlichen Vorkommen abhängig ist. Die Halden sind zum Teil schon Jahrzehnte in Betrieb und haben bereits mehrere Millionen Tonnen Rückstands Salze aufgenommen. Dabei erreichten sie Längenausdehnungen von mehreren hundert Metern und Höhen von ebenfalls hundert Metern und mehr. Eine bei Heringen in Hessen neu angelegte Halde soll im Endzustand 80 Mio t Rückstands Salze aufnehmen, für die ein Volumen von rund 55 Mio m³ notwendig ist. Die Halde wird demnach eine Länge von 1100 m, eine Breite von 600 m und eine Schütthöhe von bis 240 m aufweisen.

3.2 Technik der Aufhaltung

Die Aufschüttung der Halden erfolgt mit Hilfe von Förderbändern, die das Rückstandsmaterial direkt von der Produktionsstätte auf die Halde transportieren. Die Halden werden zu meist so angelegt, daß sie auf der Seite des Materialtransports relativ flach geneigt sind (Böschungswinkel 15-20°), da sich diese Steigungen noch mit glatten Förderbändern überwinden lassen.

An den anderen Seiten, an denen kein Material auf die Halde transportiert wird, läßt man sich die Böschung unter dem natürlichen Böschungswinkel einstellen, der für frisch aufgeschüttetes Material zwischen 30° und 40° beträgt. Im Laufe der Zeit wird er durch Konsolidation um 3°-4° abnehmen.

Die Aufschüttung erfolgt durch Absetzer. Dies sind lange, freitragende, schwenkbare Förderbänder oder Schleudern, die das Material über die bestehende Böschung hinaus abwerfen. Durch die Verwendung der Absetzer wird die Belastung der frischen, noch nicht konsolidierten Aufschüttung verhindert, die zu einem Böschungsbruch führen könnte.

3.3 Stand des Umweltschutzes

3.3.1 Schäden durch Salzhalden

Bei bestehenden Salzhalden kam und kommt es bei fehlenden Umweltschutzmaßnahmen zu Schäden, die vor allem durch unkontrolliert im Untergrund versickernde salzhaltige Haldenwässer hervorgerufen werden. Diese Haldenwässer entstehen aus der Eigenfeuchtigkeit des Haldenmaterials sowie den ablaufenden Niederschlägen, die aus der Halde das wasserlösliche NaCl herauslösen. So werden in der DDR Grundwasserversalzungen und damit verbundene Verluste an landwirtschaftlicher Anbaufläche beklagt. Zu den gleichen Schäden kam es im Elsaß, wo das Grundwasser durch versickernde Haldenwässer derart geschädigt wurde, daß man die anfallenden Rückstände nicht mehr aufhaldete, sondern in Wasser auflöste und in den Rhein einleitete. Dadurch wurde das Problem jedoch nur zu Lasten der Unterlieger verlagert.

Die Schäden sind teilweise darauf zurückzuführen, daß die meisten Halden bereits vor Jahrzehnten angelegt wurden, als das Umweltbewußtsein noch längst nicht so ausgeprägt war wie heute. So wurden damals Genehmigungen für Aufhaldungen und Abwassereinleitungen erteilt, die heute in diesem Umfang kaum noch möglich wären.

Eine andere Schädigung der Umwelt kommt durch vom Wind verwehtes Salz in der Umgebung der Halden zustande.

3.3.2 Rechtliche Grundlagen für Salzhalden

Rechtsgrundlage für die Genehmigung einer Salzhalde in der Bundesrepublik ist das Bundesberggesetz vom 13.08.1980, da es sich um einen Rückstand bei der Gewinnung von Bodenschätzen handelt. Dies gilt auch für den Fall, daß das Salz nur als Abfallstoff anfällt, wenn unterirdische Hohlräume geschaffen werden sollen. Für die Genehmigung einer Salzhalde in Niedersachsen wäre somit das Oberbergamt Clausthal-Zellerfeld zuständig.

Fragen der Abwassereinleitung, also auch der Ableitung von Haldenwässern in die Vorflut, werden im wesentlichen in den Wasserhaushaltsgesetzen und Wassergesetzen des Bundes und der Länder geregelt. Für die Bundesrepublik gilt das Wasserhaushaltsgesetz (WHG) vom 27.07.1957 in der Fassung vom 16.10.1976, zuletzt geändert durch das Gesetz vom 28.03.1980. Für Niedersachsen gilt ferner das Niedersächsische Wassergesetz in der Fassung vom 01.02.1970.

Diese Gesetze regeln die Benutzung der Gewässer. Eine Gewässerbenutzung im Sinne des WHG kann nach DAPPRICH und FRANKE (1982) auch die Errichtung einer Berghalde darstellen. Dadurch werden die Möglichkeiten der Einleitung von Haldenabwässern stark eingeschränkt. Zu beachten ist jedoch, besonders bei bestehenden Anlagen, daß vor dem Inkrafttreten des WHG erteilte Rechte und Befugnisse unter bestimmten Voraussetzungen erhalten bleiben (§§ 15 ff. WHG). Für eine neu anzulegende Halde müssen diese gesetzlichen Regelungen jedoch beachtet werden, was auch für weitere, den Umweltschutz betreffende Gesetze gilt, wie z.B. Landespflegegesetze. Die erste Salzhalde, auf die dies zutrifft, ist die neue Halde des Werkes Wintershall in Heringen.

3.3.3 Abdichtung des Untergrundes

Um ein unkontrolliertes Eindringen der Haldenwässer in den Untergrund zu verhindern und eine Versalzung des Grundwassers zu vermeiden, muß eine undurchlässige Schicht zwischen Salz und Grundwasserspiegel vorhanden sein. Dies kann eine örtlich anstehende Boden- oder Gesteinsschicht entsprechend geringer Durchlässigkeit sein oder auch eine aufgebraute natürliche oder künstliche Dichtungsschicht. Die Frage der Abdichtung wurde bisher recht unterschiedlich gehandhabt. Bei einigen Halden wurde auf eine Abdichtung des Untergrundes völlig verzichtet, da die Tonanteile des anstehenden Bodens als Abdichtung für ausreichend erachtet wurden.

Als Bestätigung wurden Untersuchungen auf der Halde Neuhoftellers angesehen, die ergaben, daß maximal 0,3 % der anfallenden Haldenwässer in den Untergrund versickerten. Aufgrund dieser Erfahrungen wurde auch bei der neu eingerichteten Halde in Heringen eine Abdichtung nicht für notwendig erachtet, da dort über einer 100 m mächtigen Buntsandsteinschicht eine Lehmschicht geringer Mächtigkeit vorhanden ist. In diesem Fall wird auch der Mutterboden auf der Aufschüttungsfläche belassen, da dieser hochkomprimiert ebenfalls als dichtende Schicht dienen soll. Bisher wurde der Mutterboden vor Beginn der Aufhaldung abgeschoben und das Gelände planiert; dies gilt im übrigen auch für die in der DDR errichteten Halden. Im Fall Heringen wurde auf eine spezielle Sohlabdichtung auch deshalb verzichtet, weil aufgrund der örtlichen Verhältnisse (Salzhangigkeit) keine genutzten oder nutzbaren Grundwasservorkommen vorhanden sind.

Wenn der anstehende Boden zu durchlässig war, wurde auf ihn zur Abdichtung eine Tonschicht aufgebracht, um so ein Einsickern der Haldenwässer zu verhindern. So wurde z.B. auf der Halde des Werkes Sigmundshall in Wunstorf eine ca. 30 cm starke Tonschicht auf den anstehenden Boden aufgebracht.

3.3.4 Fassung und Beseitigung von Haldenwässern

Die Haldenwässer, die durch austretende Feuchtigkeit des Haldenmaterials und ablaufende Niederschläge entstehen und einen Salzgehalt von ca. 250 g/l aufweisen, müssen, um ein Versickern im Untergrund zu vermeiden, aufgefangen und abgeführt werden. Dies geschieht durch um die Halde herum angelegte Gräben mit unterschiedlicher konstruktiver Gestaltung.

Die Beseitigung der anfallenden Haldenwässer erfolgt zumeist zusammen mit den bei der Verarbeitung der Kalisalze anfallenden Abwässern. Dies bedeutet, daß die Abwässer entweder im Untergrund versenkt werden oder in den Vorfluter eingeleitet werden. Teilweise werden die Haldenwässer in Auffangbecken gesammelt, bis sie durch Versenkung oder Einleitung beseitigt werden können. Die Auffangbecken dienen dazu, den unterschiedlichen Anfall von Haldenwässern infolge der schwankenden Niederschläge auszugleichen. Aus französischen Untersuchungsergebnissen im Elsaß sowie Beobachtungen an deutschen Halden ergab sich, daß eine Verdunstungsrate von 50 % bezogen auf das der Halde zugeführte Wasser, als gesichert angesehen werden darf, so daß lediglich 50 % der Niederschlagsmengen als Abwasser zu beseitigen sind. Der Anteil an Salzen und Feststoffen im abfließenden Wasser, der bis zu 250 g/l betragen kann, wird sich im Laufe der Zeit verringern, da sich infolge der Salzauslösung an der Oberfläche eine immer dicker werdende Schicht aus wasserunlöslichem Material bilden wird. Darunter entsteht eine Kruste, die durch die Wechselwirkung von Auflösung, Rekristallisation und Verdunstung entsteht. Lösungsvorgänge scheinen auf diese relativ dünne Schicht beschränkt.

3.3.5 Rekultivierung von Salzhalden

Aufgrund der schwierigen Bedingungen kam es bisher nicht zu einer Rekultivierung der Salzhalden, die aus Gründen des Umweltschutzes jedoch wünschenswert wäre. Aus diesem Grunde

wurde 1973 in Niedersachsen die Arbeitsgruppe "Haldenbegründung" gegründet, in der Vertreter des Oberbergamtes Clausthal-Zellerfeld, des Niedersächsischen Landesamtes für Bodenforschung und Kaliindustrie gemeinsam nach Lösungen suchen sollten. Die zu errichtende Halde des Werkes Wintershall in Heringen/Werra sollte als Modell für ähnliche Vorhaben dienen. Es wurden dabei zwei unterschiedliche Konzepte verfolgt:

1. Bedeckung der Halde mit einer Bodenschicht und darauf durchgeführte Anpflanzungen
2. Direkte Bepflanzung der Halde mit speziellen salzverträglichen Pflanzen.

Für das erste Konzept war geplant, die Halde in Form eines Tafelberges mit Bermen anzulegen. Darauf sollten eine Isolierschicht, eine Schotterschicht und schließlich eine Mutterbodenschicht aufgebracht werden, die bepflanzt werden sollte (Bild 3). Daraus geht auch hervor, daß sich durch die Form des Tafelberges eine Verringerung des Volumens um 30 % bei gleicher Grundfläche ergeben würde. Dieses, sowie die großen technischen Schwierigkeiten bei der Aufschüttung eines Tafelberges, führten dazu, dieses Konzept zu verwerfen. Hinzu kam, daß die Bodenschicht wahrscheinlich durch aufgelöstes und rekristallisiertes Salz weiß verfärbt und der erwünschte Effekt damit nicht erreicht werden würde.

Für das zweite Konzept der direkten Bepflanzung haben sich bisher noch keine geeigneten Pflanzen gefunden, die unter den extremen Bedingungen einer Salzhalde eine erfolversprechende Rekultivierung bewirken würden. Da auch der eingesetzte Arbeitskreis "Haldenbegründung" keine anderen gangbaren Wege zur Lösung des Problems aufzeigen konnte, wurde auf Rekultivierungsmaßnahmen auch in Heringen verzichtet. Die Rekultivierung stellt somit ein noch zu lösendes Problem dar.

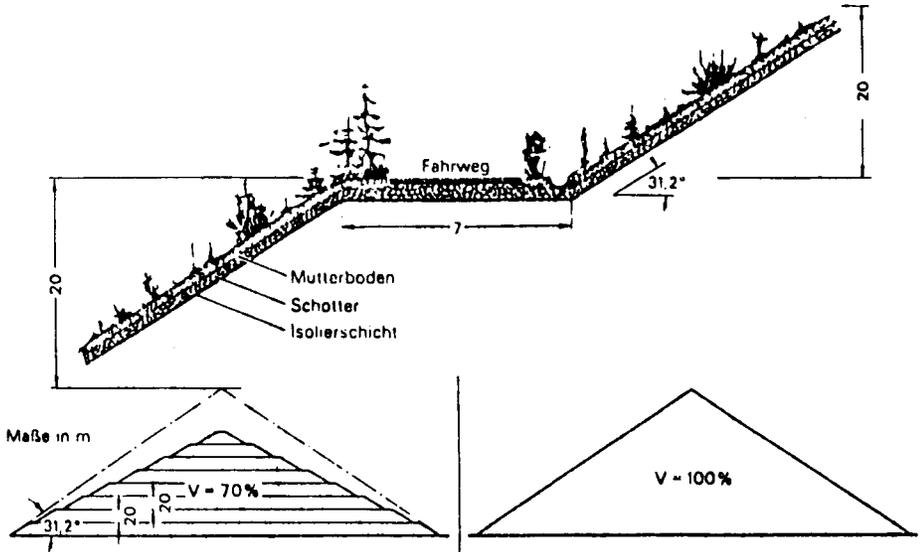


Bild 3: Rekultivierungsvorschlag für die Rückstandshalde Heringen (SCHROTH 1977)

3.3.6 Staubschutz

Bei den bisherigen Halden, mit dem aufgrund der Verarbeitungsverfahren recht feuchten Material, bestand der Staubschutz im wesentlichen aus einer Begrenzung der Haldenhöhe, um die Umweltbelastung durch Salzflug in Grenzen zu halten. Das neue ESTA-Verfahren liefert jedoch einen sehr trockenen Rückstand, dessen Wassergehalt weniger als 1 % beträgt. Deshalb wird das Material auf der Halde in Heringen vor der Ablagerung angefeuchtet, wodurch auch die Bildung einer festen Oberfläche begünstigt wird. In Heringen wird außerdem die Förderbandstraße, die durch landwirtschaftlich genutztes Gebiet führt, durch Anpflanzung schnell wachsender Gehölze vor dem Windangriff geschützt. Das Förderband wird nach dem Abwurf gewendet, läuft also mit der verschmutzten Seite nach oben zurück. Außerdem wurde ein Kurvenband (Länge: 1300 m, Radius: 1400 m) verwendet, womit die Staub- und Lärmbelästi-

gung, die mit mehreren Bandantrieben verbunden ist, vermieden wurde. Die Förderbandanlagen anderer Halden bestehen zu meist aus mehreren kurzen Bändern, befinden sich jedoch im allgemeinen fast ausschließlich auf dem Werksgelände.

3.3.7 Sonstige Umweltschutzmaßnahmen

Bei der Halde in Heringen wird am Haldenfuß ein Schutzstreifen angelegt, da in gewissem Maß mit Schallengleitungen im Haldenkörper gerechnet wird. Um den Schutz vor Salzlawinen für die Umgebung zu erhöhen, wird auf diesem Schutzstreifen ein vier bis fünf Meter hoher Erdwall errichtet, der auch als Sichtschutz dienen soll, weshalb er bereits zu einem frühen Zeitpunkt bepflanzt wird (Bild 4).

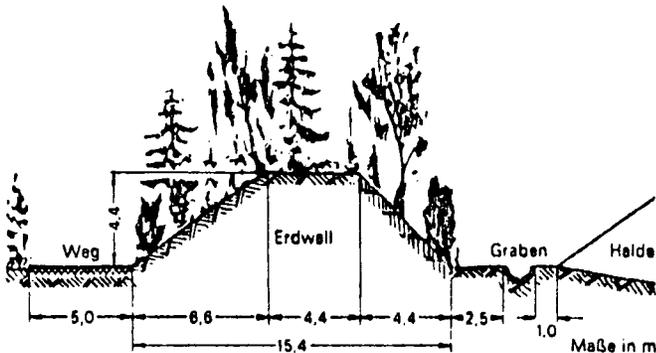


Bild 4: Schutzwall am Haldenfuß der Halde Heringen (SCHROTH 1977)

3.4 Bewertung der bisherigen Umweltschutzmaßnahmen - Vorschläge für Ergänzungen

Die Umweltschutzmaßnahmen, insbesondere bei älteren, schon länger in Betrieb befindlichen Halden, sind aus dem heutigen Umweltschutzverständnis heraus betrachtet, teilweise unbefriedigend.

3.4.1 Gewässerschutz

In Anbetracht der immer geringer werdenden Recourcen für Trink- und Brauchwasser ist dem Gewässerschutz besondere Aufmerksamkeit zu schenken.

Abdichtung und Auffanggräben

Als erstes ist eine wirksame Abdichtung des Untergrundes zu sorgen, sofern diese nicht durch örtliche Untergrundverhältnisse gegeben ist. Dies gilt in besonderem Maße für den Fall, daß das Grundwasser zur Wassergewinnung genutzt wird oder zur Nutzung geeignet ist. Die Aufbringung einer ungeschützten Lehm- oder Tonschicht von nur geringer Mächtigkeit erscheint als Abdichtung nicht ausreichend, da eine Beschädigung durch abfließendes Wasser und eventuell von der Halde herabfallendes Material befürchtet werden muß. Bei der Aufbringung einer Oberflächendichtung sollten auch andere Dichtungsmaterialien wie z.B. Dichtungsbahnen aus Kunststoffen oder auch Boden-Bentonit-Gemische in Betracht gezogen werden. Außerdem sollte man die Möglichkeit anderer Dichtungssysteme, wie z.B. in tiefere, undurchlässige Schichten einbindende Dichtungswände in Erwägung ziehen.

Eine Oberflächendichtung muß ein solches Gefälle in Richtung der Auffanggräben aufweisen, daß die Haldenwässer in diesen Gräben abgeführt werden. Das Gefälle ist so groß zu wählen, daß auch bei etwaigen Setzungen infolge der Belastung durch die Halde ein ausreichendes Gefälle erhalten bleibt, andererseits darf die Fließgeschwindigkeit nicht so groß werden, daß es zur Errosion an der Oberfläche kommt. Gleiches gilt für die Auffanggräben. Diese sind so anzulegen, daß es nicht zu einem Rückstau der Haldenwässer kommt.

Die Gräben sollten, wenn sie nicht in einer mächtigen, undurchlässigen Schicht angelegt werden, mit einer wirksamen Abdichtung, die auch gegen fließendes Wasser stabil ist, versehen werden. Hierzu bieten sich z.B. Dichtungsbahnen als

Lösungsmöglichkeit an. Eine Tonschicht müßte durch eine Abdeckung vor der Zerstörung geschützt werden. Gleiches gilt für die Abdichtung der Auffangbecken. Zwischen Auffanggräben und Haldenfuß sollte ein Sicherheitsabstand von einigen Metern eingehalten werden, um eine Blockierung durch herabfallendes Material zu verhindern. Eine regelmäßige Überprüfung und Instandsetzung der Anlage sollte selbstverständlich sein.

Beseitigung der aufgefangenen Haldenwässer

Es kann sicherlich nicht als befriedigend angesehen werden, wenn ein Einsickern der Haldenwässer in den Untergrund verhindert, das aufgefangene Wasser jedoch unbehandelt in den Vorfluter eingeleitet wird und dadurch zu einer Belastung dieser Gewässer führt. Es sollten hier andere Möglichkeiten gefunden werden. So sollte eine aus Gründen des Staubschutzes notwendige Anfeuchtung mit den aufgefangenen Haldenwässern geschehen, um deren Menge sinnvoll zu verringern. Eine andere Möglichkeit ist die Versenkung in mehrere hundert Meter tief liegende Bodenschichten, die jedoch nur in geeigneten Bodenschichten, wie z.B. Plattendolomit, möglich ist und nicht zu einer Schädigung der nutzbaren Grundwasservorkommen führen darf.

Eine allerdings mit hohem Aufwand verbundene Möglichkeit besteht darin, die salzhaltigen Wässer zu verdampfen und den Rückstand ebenfalls auf die Halde zu bringen. Falls man doch zu einer Einleitung in die Vorflut kommt, so dürfen die zulässigen Grenzwerte, insbesondere die der Chloridbelastung, nicht überschritten werden. Dies kann dadurch erreicht werden, daß die Einleitung nur zu Zeiten starker Wasserführung und geringer Vorbelastung erfolgt. Aus diesem Grund müssen die Auffangbecken ein ausreichendes Volumen aufweisen. Die Dimensionierung kann dabei analog zu Bemessungen zu Hochwasserschutzanlagen im Wasserbau erfolgen. Je nach Größe der möglichen Schädigungen wird man dabei die Größe der Auffangbecken nach dem zeh-, zwanzig-, fünfzig- oder

hundertjährigen Niederschlagsereignis wählen. Dies bedeutet, daß die jeweilige Wassermenge ohne Überlaufen aufgenommen werden kann.

Selbstverständlich wird man bestrebt sein, die zu beseitigenden Wassermengen auch dadurch gering zu halten, daß man den Zustrom von Wasser in den Haldenbereich möglichst gering hält.

Kontrollen

Die Wirksamkeit der Abdichtung sollte laufend überprüft werden. Dazu sollten die zur Erkundung der Boden- und Wasser- verhältnisse notwendigen Bohrungen zu Grundwassermeßstellen auf Dauer ausgebaut werden, die entweder die Entnahme von Wasserproben gestatten oder mit permanenten Meßfühlern zur Bestimmung der elektrischen Leitfähigkeit ausgestattet sind. Die Feststellung einer Versalzung des Grundwassers ist relativ einfach, da ein höherer Salzgehalt zu einem höheren Leitwert führt, eine Undichtigkeit im Abdichtungssystem somit ohne aufwendige Analysen feststellbar ist. Wenn die Überwachung einen Schaden anzeigt, sind unverzüglich Maßnahmen zur Sanierung bzw. Ergänzung der Abdichtung zu treffen. Diese können z.B. im Errichten einer zusätzlichen Dichtungswand, Durchführung von Injektionen oder auch im Abpumpen von versalztem Grundwasser bestehen.

3.4.2 Landschaftsschutz

Die Errichtung einer Salzhalde stellt einen erheblichen Eingriff in die Landschaft dar. Dies ist in besonderem Maße darauf zurückzuführen, daß bisher noch keine gangbaren Wege zur Rekultivierung der Haldenoberfläche gefunden wurden. Auf diesem Gebiet sollten erhebliche Anstrengungen unternommen werden. Dabei ist auch in Kauf zu nehmen, daß für Rekultivierungsmaßnahmen eine Verringerung des Haldenvolumens zwingend ist und somit zu einer Aufschüttung der Halde unter ei-

nem geringeren Winkel als dem natürlichen Böschungswinkel führen würde. Die bisher getroffenen Maßnahmen, einen bepflanzten Schutzwall von 4-5 m Höhe als "Sichtschutz" zu errichten, kann in Anbetracht einer Haldenhöhe von mehr als 100 m nur als sicherlich gut gemeinte Kosmetik betrachtet werden.

3.4.3 Sonstige Umweltschutzmaßnahmen

Staubschutz

Ein wichtiges Kapitel des Schutzes der Umgebung vor den schädlichen Auswirkungen einer Salzhalde stellt der Schutz vor Flugsalz dar. Kritisch ist hier besonders der Bereich der frischen Aufschüttung, da sich mit der Zeit eine feste Kruste ausbildet, die das Verwehen von Salz praktisch unmöglich macht. Wenn der Feuchtigkeitsgehalt des Rückstandes zu gering ist, um eine Staumentwicklung zu verhindern, so ist dieser anzufeuchten, wozu die aufgefangenen Haldenwässer dienen sollten. Eine Anfeuchtung wird vor allem bei den trockenen, feinkörnigen Rückständen des ESTA-Verfahrens und bei den Abraumsalzen, die direkt aus dem Schacht auf die Halde kommen, notwendig sein, während die anderen Rückstände eine größere, zumeist ausreichende Eigenfeuchte besitzen. Die Anlage der Halde sollte so gewählt werden, daß der Wind aus der vorherrschenden Windrichtung das frisch aufgeschüttete Material möglichst wenig erfassen oder aber nur auf andere Stellen des Haldengeländes wehen kann. Hierzu können neben den Untersuchungen der Windverhältnisse auch Untersuchungen an Modellen im Windkanal gehören, um Haldenform und Aufhaltungstechnik zu optimieren.

Auch beim Antransport des Salzes muß die Staumentwicklung gering gehalten werden, insbesondere dann, wenn die Förderstrecke nicht nur durch das Werksgelände führt. Die bei der Halde in Heringen gewählte Lösung eines Kurvenbandes innerhalb einer Anpflanzung kann hier als beispielhaft gelten.

Transporteinrichtungen

Da sehr große Mengen zu transportieren sind, ist auch die Wahl des Transportmittels von Bedeutung für den Umweltschutz. Eine kontinuierliche Förderung mit elektrisch angetriebenen Transportbändern ist auf Dauer gesehen sicher umweltschonender als eine Transportkette aus Radladern, Muldenkippern und Planiertraupen mit der damit verbundenen Lärm- und Abgasbelastigung.

4. Zusammenfassende Empfehlungen für die Errichtung von Salzhalden

4.1 Standortauswahl

Durch die Wahl eines geeigneten Standortes kann die Umweltbeeinträchtigung durch eine Salzhalde stark reduziert werden. Der Standort für eine Salzhalde sollte nach Möglichkeit die folgenden Randbedingungen aufweisen, wobei die Standort-sicherheit auf jeden Fall gewährleistet sein muß.

- Es sollten keine nutzbaren Grundwasservorkommen vorhanden sein.
- Etwaige Grundwasservorkommen sollten durch eine undurchlässige Bodenschicht geschützt sein.
- Die Niederschlagshöhe sollte möglichst gering, die Verdunstungsrate möglichst hoch sein, um den Anfall von Haldenwässern gering zu halten (Lage in Lee von Höhenzügen).
- Zur Vermeidung von Salzverwehungen ist eine windgeschützte Lage anzustreben (Tallage).
- Die unschädliche Beseitigung der Haldenwässer sollte möglich sein (Vorfluter mit entsprechend großer Wasserführung oder Versenkungsmöglichkeit).
- Die Transportentfernung zwischen Schacht und Halde sollte gering sein.

- Die zu beseitigende Wassermenge sollte nicht durch zufließendes Wasser erhöht werden.

Im Interesse einer auf Dauer geringeren Umweltbelastung sollte eine größere Transportentfernung zu einem Standort mit günstigeren Randbedingungen in Kauf genommen werden. Auch wenn Dichtungsmaßnahmen getroffen werden müssen, ist ein Standort mit geringer Durchlässigkeit des Untergrundes anzustreben. Eine in nicht zu großer Tiefe anstehende undurchlässige Bodenschicht kann die Abdichtung mit Dichtwänden ermöglichen und ist so ebenfalls positiv zu bewerten.

4.2 Aufhaltungstechnik

Die bisherige Form der Halden mit einer flachen Seite zum Materialtransport und steilen Böschung auf der anderen Seite dürfte solange sinnvoll sein, wie eine Rekultivierung nicht eine andere Form der Aufhaltung erfordert. Der Transport mit Bandanlagen dürfte die sowohl wirtschaftlichste als auch umweltschonendste Möglichkeit darstellen. Das Aufschütten der Halde mittels Tiefschüttung, d.h. von oben über die Böschung hinweg, kann bei der Verwendung von Absetzern mit ausreichend langen Auslegern ohne Gefährdung der Standortsicherheit durchgeführt werden. Sie ist deshalb einer Aufschüttung mit gleislosen Fahrzeugen vorzuziehen.

4.3 Abdichtung und Beseitigung der Haldenwässer

Falls nicht durch die örtlichen Gegebenheiten eine Versalzung des Grundwassers unmöglich ist, muß dies durch eine Abdichtung verhindert werden. Dies geschah bisher üblicherweise durch die Aufbringung einer Tonschicht als Oberflächendichtung, was sich jedoch nicht als ideal erwies, da diese dünne Dichtungsschicht leicht durch abfließendes Wasser beschädigt werden kann. Bei geeigneten örtlichen Verhältnissen sollte die Abdichtung mit Schlitzwänden, die in

eine undurchlässige Bodenschicht einbinden, erwogen werden, zumal bei dieser Variante auf die Anlage von Auffanggräben und -becken verzichtet werden kann und die Standsicherheit nicht durch die Dichtungsschicht beeinträchtigt wird. Bei der Erstellung von Oberflächendichtungen sollte auch die Abdichtung mit Boden-Bentonit-Gemischen und die Verlegung von Kunststoffolien in die Planung einbezogen werden. Bei allen Abdichtungsvarianten ist auf eine ausreichende Dimensionierung zu achten, damit die Undurchlässigkeit auf Dauer gewährleistet ist.

Die aufgefangenen Haldenwässer müssen auf unschädliche Weise beseitigt werden, wobei eine Einleitung in die Vorflut nur bei sehr großer Wasserführung und entsprechend starker Verdünnung möglich sein dürfte. Hier sollte auch die Möglichkeit der Versenkung in den Untergrund geprüft werden.

4.4 Sonstige Umweltschutzmaßnahmen

Bei mit geringer Feuchtigkeit anfallenden Abraumsalzen ist zur Vermeidung von Salzstaubverwehungen eine Anfeuchtung des Materials, zweckmäßigerweise mit aufgefangenen Haldenwässern, notwendig. Zur weiteren Verminderung der Staubbelastung sind die Transporteinrichtungen und Brechanlagen geschlossen auszuführen oder zumindest durch Anpflanzungen vor dem Windangriff zu schützen. Durch Bepflanzung der die Halde umschließenden Schutzwälle wird man versuchen, eine gewisse Einbindung in die Landschaft zu erreichen, solange es keine praktikablen Rekultivierungsmöglichkeiten gibt.

5. Schrifttum

BUCKSTEG, W. : Die Auswirkungen der Abfalldeponien auf Grund- und Oberflächenwässer
Referat auf der Tagung "Gefährdung und Schutz von Grundwässern", Essen 1969

- DAPPRICH, G., : Leitfaden des Bergrechts
FRANK, F. J. Essen 1982
- Die Kaliindustrie in der Bundesrepublik
Deutschland, herausgegeben vom Kaliver-
ein, 5. Auflage, Hannover 1982
- GIMM, W. : Kali- und Steinsalzbergbau, Band 1:
(Herausgeber) Aufschluß und Abbau von Kali- und
Steinsalzlagerstätten, Leipzig 1968
- GOLWER, A., : Belastung und Verunreinigung des Grund-
KNOLL, K. H. u.a. wassers durch feste Abfallstoffe
Abhandlung des hessischen Landesamtes
für Bodenforschung, Heft 73, Wiesbaden
1976
- GRAMMEL, U. : Über die Auswirkung einer Salzschlage-
ablagerung auf das Grundwasser
Gas-Wasser-Fach 1972, Heft 3, S. 113-
116
- HEINZ, A., : ABC Kali und Steinsalz
VON DER OSTEN, R. Leipzig 1981
(Herausgeber)
- HOFFMANN, D. : Elf Jahrzehnte deutscher Kalisalzberg-
bau
Essen 1972
- JENDERSIE, H. : Kali- und Steinsalzbergbau, Band 2:
(Herausgeber) Technologie des Kali-Salzbergbaus,
Leipzig 1969
- LIESGANG, W. : Die amtliche Überwachung der Abwasser-
einleitungen der niedersächsischen
Kaliwerke
Kali und Steinsalz, Band 1 (1953), Heft
3, S. 13-23
- SCHNEEBERGER, A. : Über den Anfall nicht verwertbarer
Stoffe bei der Verarbeitung der Kali-
rohsalze
Kali und Steinsalz, Band 1 (1953), Heft
3, S. 3 u. 4

- SCHROTH, H. E. : Die Beseitigung der Abfallstoffe der Kaliindustrie in der BRD
Kali und Steinsalz, Band 6 (1973),
Heft 5, S. 158-164
- SCHROTH, H. E. : Die Errichtung einer Großhalde unter
umweltschützenden Bedingungen
Kali und Steinsalz, Band 7 (1977),
Heft 4, S. 147-154
- SINGEWALD, A. : Umweltfreundliche Aufbereitung von Kalium- und Magnesiumsalzen
Kali und Steinsalz, Band 8 (1980),
Heft 1, S. 2-8
- SINGEWALD, A. : Umweltschutz bei der Aufbereitung von Salzmineralien
Vortrag auf dem internationalen Kongreß "Rohstoff und Umwelt, ENVITEC 83",
Düsseldorf

Consulting Engineers

Salzgitter 
Consult GmbH

Wasserbau
Industriebau
Energieversorgung

Talsperren und Stauanlagen
Wasserkraftanlagen
Be- und Entwässerung
Hafenbau und Küstenschutz

Konstruktiver Ingenieurbau
Tunnel- und Untertagebau
Schutzbauten

Energieerzeugung
Energieverteilung

Salzgitter Consult GmbH, Postf. 4111 69, 3320 Salzgitter 41, Tel.: (0 53 41) 21-1, Telex: 9 54 481-0 eg d

Verpreßanker im Kreideton

von Joachim Knüpfcr

1. Einleitung

Verpreßanker als Injektionszuganker im Lockergestein wurden im Jahr 1958 von BAUER (1983) erfunden. Sie wurden zunächst für Baugruben als Temporäranker ohne Korrosionsschutz eingesetzt. Bereits 1959 wurden jedoch Daueranker mit einem zunächst einfachen Korrosionsschutz eingesetzt. Während hohe Ankerkräfte in rolligen Böden leicht erreicht wurden, brachte erst das Jahr 1970 mit der Entwicklung der Nachverpreßtechnik den Durchbruch, hohe Ankerkräfte auch in bindige Böden einleiten zu können. Bei der Nachverpressung wurde die Krafteinleitungsstrecke etwa 24 Stunden nach dem erstmaligen Verpressen aufgerissen und Zementsuspension über Manschettenrohre gezielt eingepreßt. Seit dieser Zeit setzte eine stürmische Entwicklung ein, die dann zu den heute ausgereiften Temporär- und Dauerankern führte. Wieviele Ankermeter bis heute hergestellt wurden, ist nicht bekannt. Die Bedeutung des Verpreßankers wird jedoch daran deutlich, daß bis 1977 allein eine deutsche Spezialtiefbaufirma 3,7 Mio. Meter Anker hergestellt hat. Auch die Entwicklung zu den heutigen großen, freien Baugruben wäre ohne die Verpreßanker nicht möglich gewesen.

2. Stand der Technik

2.1 Herstellungsverfahren und Ankersysteme

Den Stand der Technik für die Ankersysteme und Bohrverfahren stellen heute in Deutschland die bauaufsichtlichen Zulassungen des Instituts für Bautechnik, Berlin, dar. Zulassungen im Einzelfall sind zwar möglich, werden jedoch meist nur im Vorgriff auf laufende Zulassungsverfahren beantragt. OSTERMAYER (1982) gibt einen umfassenden Überblick über die bekannten Verfahren und Systeme.

2.2 Prüfungen

Die an Verpreßankern durchzuführenden Prüfungen zur Ermittlung der Eignung der Ankersysteme (Grundsatzprüfung), der in der jeweiligen Bodenart möglichen Tragkraft (Eignungsprüfung) und der tatsächlich vorhandenen Tragkraft (Abnahmeprüfung) sind in der DIN 4125, Teil 1 (Temporäranker) und Teil 2 (Daueranker) festgelegt.

2.3 Tragfähigkeit

Die Tragfähigkeit von Ankern kann nach OSTERMAYER (1982) für die häufigsten Bodenarten abgeschätzt werden. OSTERMAYER empfiehlt für den Entwurf von Verankerungen jedoch Sicherheitsbeiwerte von 1,75 bis 2,0 gegenüber der abgeschätzten Grenzlast bis zur Durchführung von Eignungsprüfungen.

Für nichtbindige Böden gibt OSTERMAYER Abhängigkeiten von der Kornverteilung, dem Eindringwiderstand von Rammsonden und der Krafteintragungslänge an.

Bei bindigen Böden ist eine Abschätzung nach OSTERMAYER in Abhängigkeit von der Bodenart, der Konsistenz und der Kraft-eintragungslänge möglich. Dabei wird nach Anker mit und ohne Nachverpressung unterschieden.

Weiterhin sind für die Abschätzung der Tragfähigkeit von Verpreßankern im Kreideton noch die Arbeiten von JELINEK/OSTERMAYER (1976) und HAHN (1974) von Bedeutung.

3. Verpreßanker im Kreideton

3.1 Allgemeines

Die Diagramme von OSTERMAYER sind auch für die eiszeitlich überkonsolidierten Tone Norddeutschlands anwendbar. Sie ergeben, wie noch gezeigt wird, eine gute Abschätzung für die im Mittel erreichbare Tragfähigkeit. Jedoch ist speziell im Kreideton mit ungewöhnlich starken Schwankungen der Tragfähigkeit zu rechnen.

So wurde die Ankertragfähigkeit für die Tonanker der tiefen innerstädtischen Baugruben Hannovers, speziell der U-Bahnbaugruben, nach anfänglichen Mißerfolgen nur vorsichtig angenommen. Gleiches gilt für den Ausbau des Mittellandkanals. Beim Bau des Kohlehafens Mehrum am Mittellandkanal bei Peine im Jahr 1977 mußten zahlreiche Zusatzanker gesetzt werden, weil die Herstellung von 500 kN-Ankern zunächst nicht gelingen wollte. Noch 1983 waren in einer tiefen Baugrube in Hannover über die zunächst vorgesehenen 363 Tonanker hinaus weitere 94 Anker erforderlich, weil zahlreiche Anker nicht die notwendige Tragfähigkeit von 500 kN erreichten.

Die im Jahr 1983/84 aus erdstatischen Gründen erforderliche Verstärkung der Spundwandverankerung des Kohlehafens Mehrum mit 152 Ankern bei einer vorgesehenen Gebrauchslast von 500 kN gab jetzt eine gute Gelegenheit, die festgestellte große Schwankungsbreite der Ankertragfähigkeiten zu untersuchen.

Nach OSTERMAYER (1982) ist Bild 3 maßgebend.

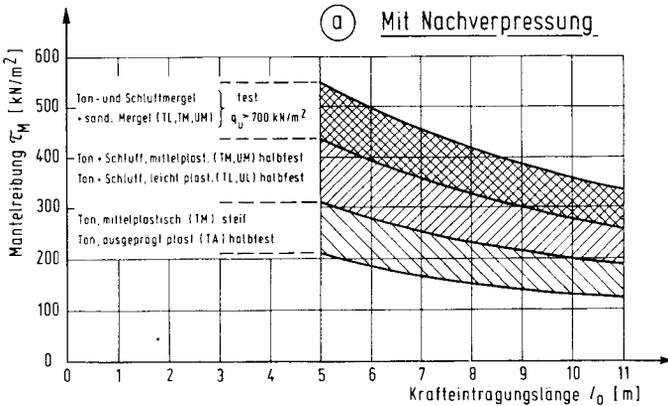


Bild 3: Grenzmantelreibung in bindigem Boden nach OSTERMAYER (1982)

Daraus ergeben sich die Werte des Bildes 4.

Baustelle	l_v	d	F_m	min τ	max τ	$\bar{\tau}$	min A_g	max A_g	\bar{A}_g
	m	m	m	kN/m^2	kN/m^2	kN/m^2	kN	kN	kN
Baugrube Hannover	8,0	0,12	3,02	150	330	240	453	996	725
Hafen Mehrum	9,0	0,133	3,76	138	300	219	519	1.128	823

Bild 4: Abschätzung der Grenztragfähigkeiten nach OSTERMAYER (1982)

Andere Literaturstellen führen zu niedrigeren Grenztragfähigkeiten. Aufgrund der genannten Literaturstellen war mit folgenden Grenztragfähigkeiten zu rechnen:

Baugrube Hannover: 600- 725 kN im Mittel
435- 996 kN als Streubereich

Kohlehafen Mehrum: 700- 825 kN im Mittel
500-1.100 kN als Streubereich

4. Die Anker der Baugrube in Hannover

4.1 Das Bauwerk

Die Baugrube wies Abmessungen von etwa 40 x 50 m auf. Die Tiefe betrug etwa 18 m. Die Baugrubenumschließung wurde mit Schlitzwänden ausgeführt, die 4lagig verankert wurde. Die Verpreßstrecken der unteren Ankerlage befinden sich im Ton. Als Gebrauchslast war $A_r = 500$ kN vorgesehen.

4.2 Die Anker

Es kamen VSL-Verpreßanker für vorübergehende Zwecke (Litzenanker) zur Anwendung. Die Anker wurden mit einer Schnecke $d = 110$ mm trocken gebohrt. Nach Einsetzen des Ankerzuggliedes wurde verpreßt. Nach etwa 1-2 Tagen wurde die 1. Nachinjektion, größtenteils auch die 2. Nachinjektion ausgeführt. Die Verpreßdrücke für die Nachinjektionen wurden mit 15-30 bar angegeben. Die Abnahmeprüfung wurde durch Spannen auf $1,2 A_r = 600$ kN vorgenommen. Dabei ergab sich eine Verteilung der festgestellten Grenztragfähigkeiten nach Bild 5. Insgesamt wurden 442 Anker untersucht. 149 Anker erreichten die angestrebte Prüflast von $1,2 A_r = 600$ kN. Der Mittelwert der Grenzlasten liegt bei etwa 525 kN.

5. Kohlehafen Mehrum

5.1 Das Bauwerk

Der Kohlehafen Mehrum, erbaut 1977/78, liegt am Nordufer des Mittellandkanals bei Kanal-km 194,5 etwa 7 km westlich von Peine. Er ist Umschlag- und Lagerplatz für die Kohleversor-

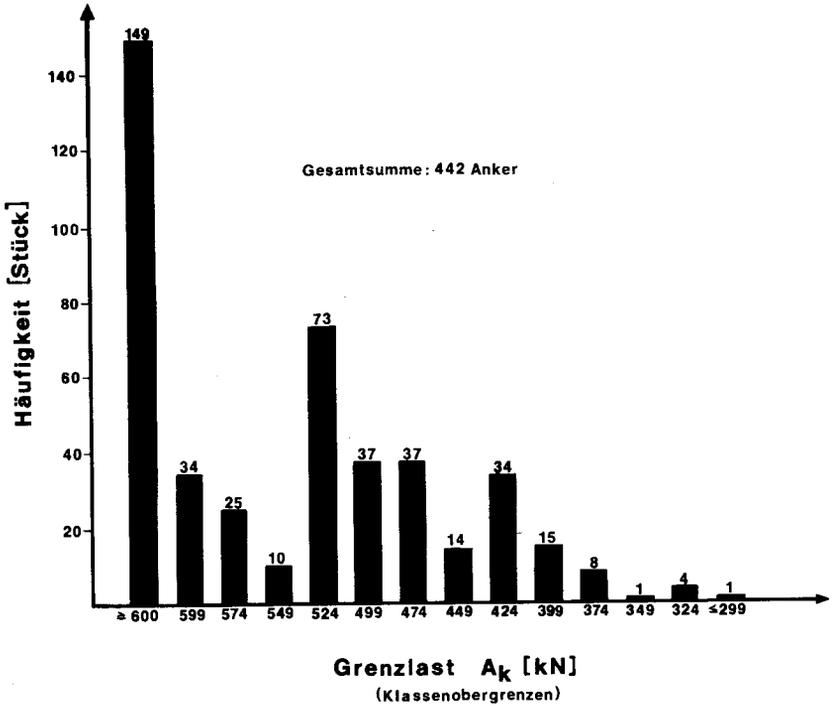


Bild 5: Häufigkeitsverteilung der ermittelten Grenzlasten der Anker in der Baugrube in Hannover

gung des 2 km westlich gelegenen 700 MW-Kohlekraftwerks Mehrum. Bild 6 zeigt eine Ansicht des Hafens.

Bild 7 zeigt einen Schnitt durch die Hafenanlage mit der ursprünglichen Verankerung (obere Ankerlage) und der Verstärkung der Verankerung (untere Ankerlage).

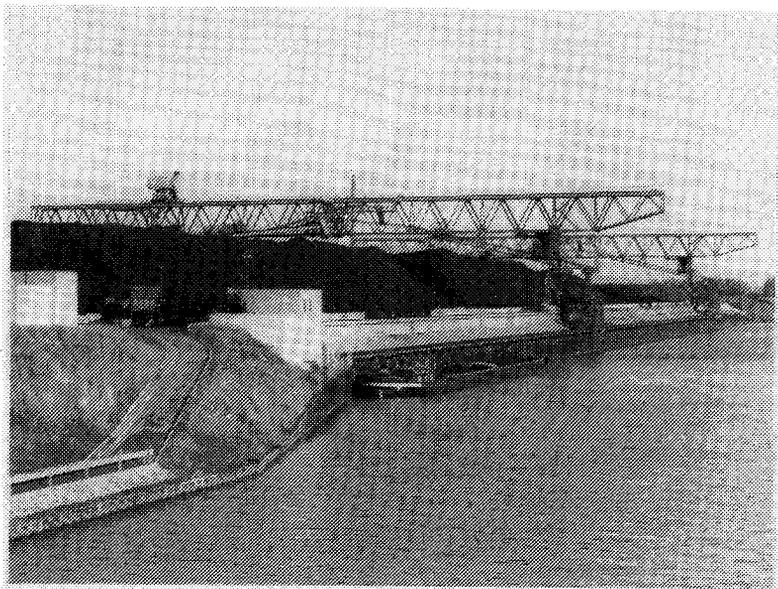


Bild 6: Ansicht des Kohlehafens Mehrum aus Südwest

Die Lasten aus der Kranbrücke (Bild 6) werden über die Ort-betonrammpfähle in den tieferen Baugrund geleitet. Die ursprünglich einfach verankerte Spundwand hatte damit die Lasten aus dem Geländesprung und dem Wasserdruck zu übernehmen. Gegenüber der bisherigen Annahme (GW-Stand 66,5 m NN) gab es durch den örtlich festgestellten höheren GW-Stand von 71 m NN Bewegungen von Spundwand und Kranbahn, die zur Verstärkung der Verankerung führten.

5.2 Die Anker

Sowohl für die ursprüngliche Verankerung als auch für die Verstärkung kam das Ankersystem "fundamenta IIIId" der Philipp Holzmann AG zur Anwendung. Für das System gilt der Zu-

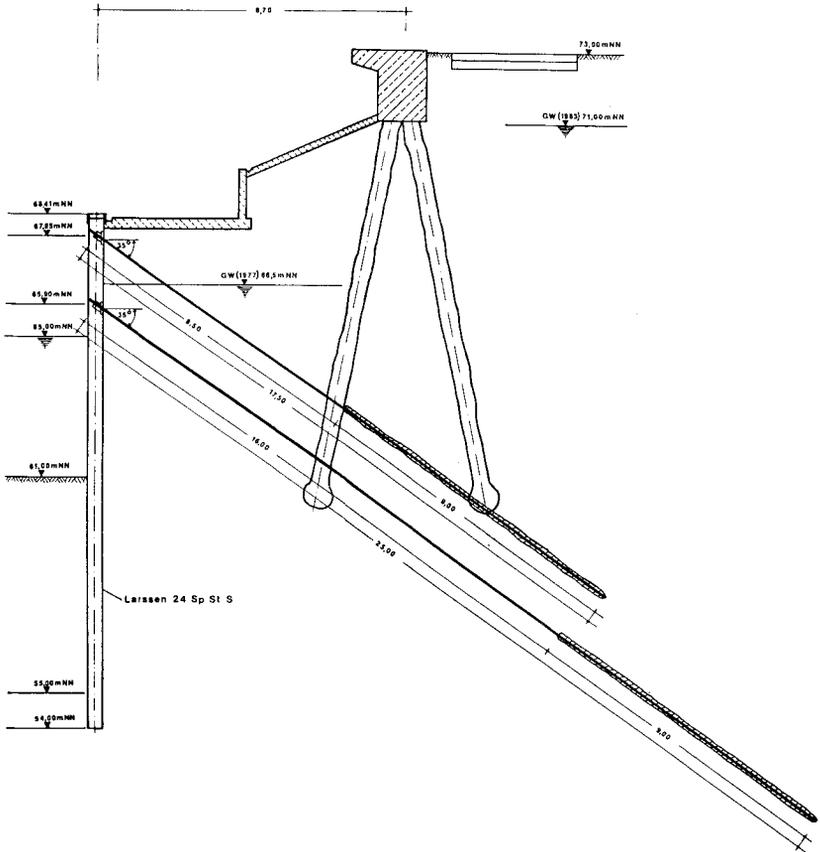


Bild 7: Schnitt durch die Kaianlage mit der ursprünglichen und zusätzlichen Verankerung

lassungsbescheid I/14-1.20.1-26 vom 20.01.1975 bzw. I/14-1.20.1-26.3 vom 31.10.1983. Das Stahlzugglied aus St 1080/1230 hat einen Durchmesser von 32 mm.

Die ursprüngliche Verankerung wurde im Drehschlagbohrverfahren mit Luftspülung bei einem Bohrdurchmesser von 133 mm hergestellt. Die Länge der Verpreßstrecke betrug 9 m und die Anker wurden 3- bis 4fach nachverpreßt.

Im Jahr 1977 wurden zwei Eignungsprüfungen durchgeführt. Zunächst wurde ein Versuch mit einer Verpreßstrecke von 5 m und einem Durchmesser von 114 mm durchgeführt. Dieser Versuch ist in Bild 8 dargestellt.

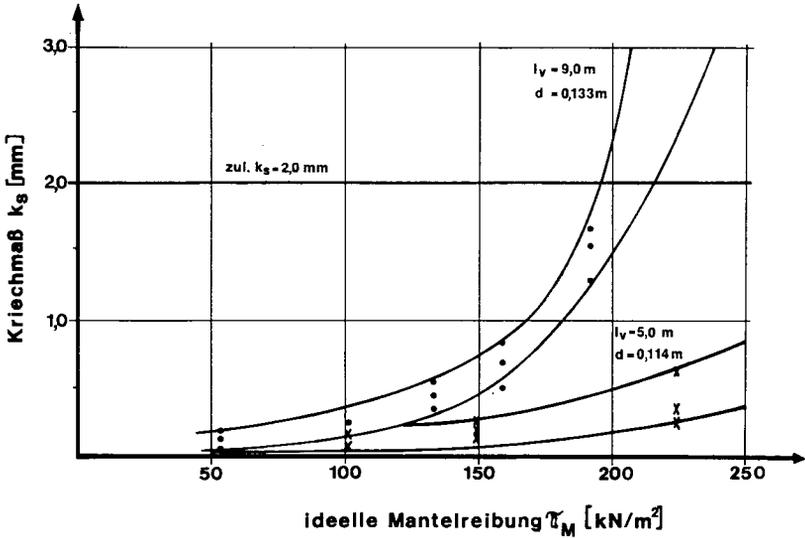


Bild 8: Ergebnisse der Eignungsprüfungen im Kohlehafen Mehrum aus dem Jahr 1977

Die Eignungsprüfungen wurden nicht bis zur Grenztragfähigkeit geführt, wie aus den ermittelten Kriechmaßen zu entnehmen ist; es war jedoch abzusehen, daß die geforderte Grenztragfähigkeit von $1,5 A_r = 750 \text{ kN}$ entsprechend einer ideellen Mantelreibung von $\tau_M = 419 \text{ kN/m}^2$ sicher nicht erreicht werden konnte. Deshalb wurde eine weitere Serie Eignungsprüfungen mit längerer Verpreßstrecke ($l_v = 9 \text{ m}$) und größerem Bohrdurchmesser ($d = 0,133 \text{ m}$) durchgeführt (Bild 8). Die sich hieraus ergebenden ideellen Mantelreibungen für ein Kriechmaß von $k_s = 2 \text{ mm}$ von $\tau_M \cong 195\text{-}210 \text{ kN/m}^2$ liegen in der Mitte des Streubereiches der zur damaligen Zeit von JELINEK/OSTERMAYER (1976) und heute von OSTERMAYER (1982) angegebenen Werte (siehe auch Bilder 1-4).

Durch den schon angesprochenen höheren Grundwasserstand und die Bewegungen der Spundwand hatten die Anker erheblich höhere Lasten aufzunehmen als die rechnerischen Lasten aus dem Lastfall 3 (leergelaufener Kanal) von $A_r = 500 \text{ kN}$. Die nach

der Ausführung der zusätzlichen Anker vorgenommene Nachprüfung und Neufestlegung der ursprünglichen Anker bestätigte dies. Bild 9 zeigt die Verteilung der ermittelten Ankerkräfte. Dabei zeigt sich, daß nur 9 der 124 Anker eine Anker-

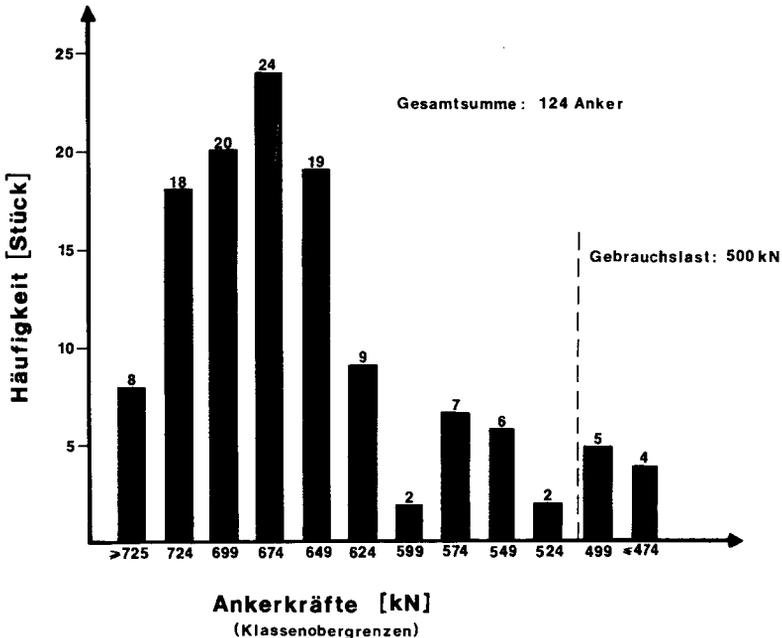


Bild 9: Häufigkeitsverteilung der ermittelten Ankerkräfte im Kohlehafen Mehrum

kraft von $1,0 A_Y = 500$ kN oder kleiner aufwiesen. 115 Anker wiesen Kräfte zwischen 500 kN und 740 kN auf. Die mittlere Ankerkraft aller Anker lag bei 654 kN.

Insgesamt wurden 152 zusätzliche Anker gesetzt. Die Anker wurden im Schneckenbohrverfahren mit Luftspülung hergestellt. Die Länge der Verpreßstrecke betrug $l_V = 9$ m bei einem Bohrdurchmesser von $d = 0,133$ m. Die Anker wurden 3fach nachverpreßt. In der letzten Nachverpreßstufe konnte ein Verpreßdruck von 9-12 bar gehalten werden.

An 12 Anker wurden wegen der uns inzwischen bekannten Problematik der Streubreite der Tragfähigkeiten Eignungsprüfungen ausgeführt. Die Ergebnisse zeigt Bild 10. An dieser Darstel-

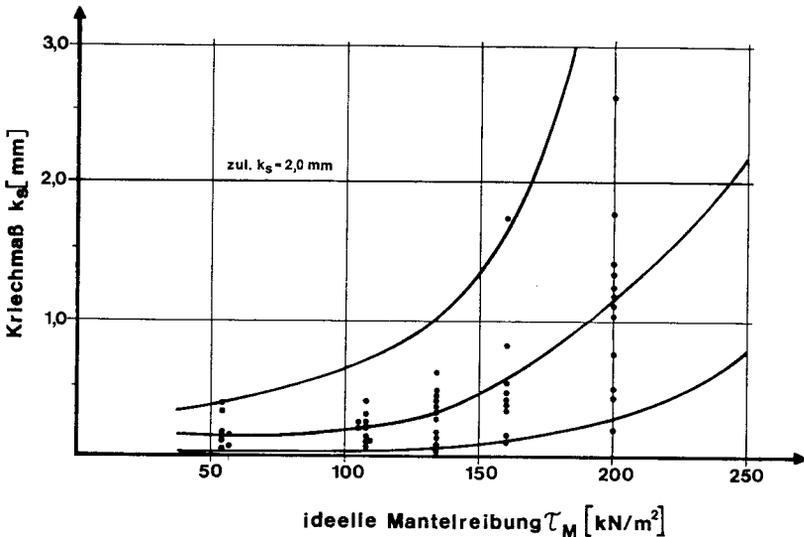


Bild 10: Ergebnisse der Eignungsprüfungen im Kohlehafen Mehrum im Jahr 1983/1984

lung wird das Ausmaß der Streubreite der Grenztragfähigkeiten von Verpreßankern im Kreideton bereits deutlich. Es wurden ideale Mantelreibungen bei einem Kriechmaß von $k_s = 2$ mm von $\tau_M = 165$ kN/m² bis etwa $\tau_M \approx 300$ kN/m² ermittelt. Dies entspricht Grenztragfähigkeiten von $A_k = 620$ kN bis $A_k \approx 1.100$ kN. Der Mittelwert dürfte bei etwa $\tau_M = 230$ kN/m² entsprechend $A_k = 865$ kN liegen. Dies zeigt bereits, daß das Herstellverfahren gut für den Kreideton geeignet sein muß, da der mittlere zu erwartende Wert nach OSTERMAYER (1982) (Bild 4) überschritten ist.

Jedoch darf nicht übersehen werden, daß die Streubreite der Abnahmeprüfungen der 152 zusätzlichen Anker noch größer ist. Bild 11 zeigt die ermittelten Kriechmaße k_s .

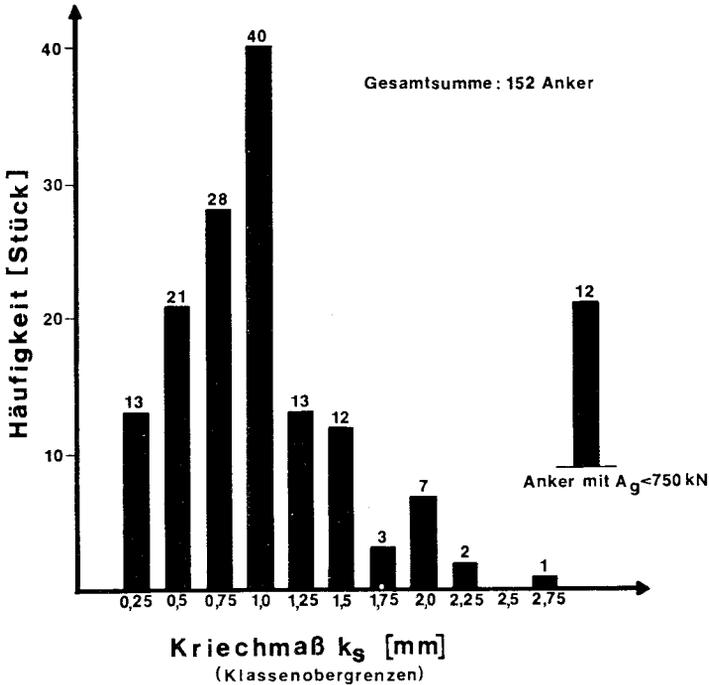


Bild 11: Häufigkeitsverteilung der ermittelten Kriechmaße k_s der zusätzlichen Anker im Kohlehafen Mehrum

Dabei konnte die Prüflast von $1,5 \cdot A_r = 750$ kN von 12 Ankern nicht gehalten werden. Von diesen 12 Ankern erreichten 7 Anker eine Prüflast von 600 kN, 4 Anker eine Prüflast von 500 kN und 1 Anker eine Prüflast von 400 kN.

Die 140 Anker mit einer Prüflast von 750 kN wiesen Kriechmaße von $k_s = 0$ und $k_s = 2,74$ mm auf. Dabei zeigt sich, daß an weiteren 3 Ankern das zulässige Kriechmaß von $k_s = 2$ mm nach DIN 4125, Teil 2, überschritten ist. Bei 2 Ankern ist das zulässige Kriechmaß $k_s = 2,1$ mm bzw. $k_s = 2,16$ mm nur gering überschritten, bei dem 3. Anker beträgt das Kriechmaß $k_s = 2,74$ mm. Die Grenzlast A_k nach DIN 4125, Teil 2, dürfte deshalb nur wenig unter 750 kN liegen.

Von den 137 Dauerankern, die die Abnahmeprüfung vollständig bestanden haben, weisen 102 Anker ein Kriechmaß von $k_s = 1,0$ mm und kleiner auf.

6. Ursachen und Folgen

Die an zwei Beispielen dargestellte große Streuung der Grenztragfähigkeiten von Verpreßankern im Kreideton kann nicht nur auf die Einflüsse des Herstellverfahrens zurückgeführt werden.

Vielmehr ist die Streuung der Tragfähigkeiten und der Kriechmaße der Daueranker auf die Eigenschaften des Kreidetons zurückzuführen. Dieser besitzt zahlreiche unregelmäßige und ungerichtete Trennflächen bzw. Klüftungen, so daß für die Tragfähigkeit der Anker weniger die "Gesteinsfestigkeit" als vielmehr die örtliche "Gebirgsfestigkeit" maßgebend ist, deren Streuung erheblich ist. Es ist dringend erforderlich, dieses Problem zu untersuchen, um die zweifellos bestehenden Unsicherheiten über die Tragfähigkeiten von Verpreßankern im Kreideton einzugrenzen. Ein erster Schritt in dieser Richtung ist das vom Institut für Grundbau und Bodenmechanik gestellte Forschungsvorhaben, mit dessen Bearbeitung demnächst begonnen wird. Hierbei soll versucht werden, die Streuung der "Gebirgsfestigkeit", untersucht mit dem Pressiometer (Seitendrucksonde), zur Vorhersage der Streuung der Tragfähigkeit von Ankern zu benutzen. Weiterhin ist die statistische Auswertung von etwa 3.000 Abnahmeprüfungen von Ankern im Kreideton vorgesehen, über die das Institut verfügt.

Nach dem heutigen Stand der Technik sind die Ursachen für den Ausfall von Ankern - Herstellungsmängel in der Verantwortung des Unternehmers oder Schwächezonen im Baugrund in der Verantwortung des Bauherrn - nur durch genaue Dokumentation der Daten aus Ankerherstellung und Abnahmeprüfungen und deren statistische Auswertung zu trennen. Eignungsprüfungen geben in der Regel nicht die gesamte mögliche Streubreite wieder.

7. Literaturverzeichnis

- BAUER : 25 Jahre Bauer-Anker,
Der Bohrpunkt 13, 1983
- HAHN : Ein Beitrag zur Herstellung und zur Er-
mittlung der Tragfähigkeit von temporä-
ren Erdankern in den Bodenarten der
Hannoverschen Kreideformationen,
Mitteilungen des Lehrstuhls für Grund-
bau, Bodenmechanik und Energiewasserbau
der TU Hannover, 1984
- JELINEK, : Verpreßanker in Böden,
OSTERMAYER Der Bauingenieur 51, Seite 109-118, 1976
- OSTERMAYER : Verpreßanker
Kap. 2.7 im Grundbau-Taschenbuch 1982,
3. Auflage, 2. Teil
- DIN 4125 : Teil 1: Verpreßanker für vorübergehende
Zwecke im Lockergestein
Teil 2: Verpreßanker für dauernde Veran-
kerungen (Daueranker) im Locker-
gestein



PHILIPP HOLZMANN
Aktiengesellschaft

Hauptniederlassung Hannover



Ausbau des Mittellandkanals für das 1350 - to - Schiff



BILFINGER + BERGER
BAUAKTIENGESELLSCHAFT

Tradition · Technik · Tatkraft

Hochbau
Fertigteilbau
Tiefbau
Spezialtiefbau
Ingenieurbau
Tunnelbau
Wasserbau
Offshore

Hauptverwaltung
Carl-Reiß-Platz 1-5
6800 Mannheim 1
Tel. (06 21) 4 59-0

Niederlassungen
im gesamten
Bundesgebiet

Niederlassung Hannover
Adenauerallee 18
3000 Hannover 1
Tel. (05 11) 81 80 87

cb Ihr
Partner
für

Brunnenbau · Wasserversorgung · Aufschluß-,
Pegel- und Kernbohrungen · Baugrundunter-
suchungsbohrungen

celler brunnenbau ^{*gmbh*}

Postanschrift: Postfach 91 · D-3100 CELLE
Triftweg · D-3101 Wathlingen · Tel. (0 51 44) 89 11-15
Telex 9 25009 cebrb-d

Verdrillung von Mittelbohrträgern

von Thomas Krause

1. Einleitung

Seit den letzten Jahren gibt es eine stürmische Zunahme des unterirdischen Bauens. Im Bereich des dichten Verkehrs in den Innenstadtbereichen mit meist angrenzender, setzungsempfindlicher Bebauung werden unterirdisch U-Bahn-Systeme und Straßen gebaut sowie tief gegründete neue Geschäfts- und Verwaltungsbauten errichtet. Hierzu sind breite und tiefe Baugruben erforderlich.

Die Baugrubenwände werden durch Anker oder Aussteifungen gestützt. Bei breiten, ausgesteiften Baugruben sind zusätzlich Mittelträger notwendig, die die Lasten aus der Abdeckung der Baugrube, den Verkehrslasten sowie den Steifenlagen in den Baugrund ableiten. Die Mittelträger vermindern gleichzeitig die Knicklänge der Aussteifungen. Als Mittelträger werden Stahlbau-Normalprofile mit Profilhöhen zwischen 300 und 400 mm, in Ausnahmefällen bis zu 600 mm, verwendet.

2. Herstellung und Beanspruchung von Mittelbohrträgern

Mittelträger werden heute nur selten gerammt, sondern fast ausschließlich in verrohrte Bohrungen eingestellt. Die so eingebauten Träger werden als Mittelbohrträger bezeichnet. Vorteilhaft ist, daß sie exakt in der gewünschten Höhe und Lage fixiert werden können. Zur Erhöhung der vertikalen Tragfähigkeit werden die Träger oft mit einem Fuß aus Beton versehen.

Folgender Arbeitsablauf ist erforderlich:

1. Herstellen des verrohrten Bohrloches
2. Einbauen des Fußbetons im Kontraktorverfahren und der Bewehrung
3. Einstellen des Trägers in das verrohrte Bohrloch und in Höhe und Lage fixieren
4. Schußweises Ziehen der Verrohrung bei gleichzeitigem Verfüllen mit nicht bindigem Material.

Die Verrohrung wird mit einer Verrohrungsmaschine bei gleichzeitigem Aushub des Bodens mit einem Greifer bis auf Endteufe gebracht.

Die hydraulisch angetriebenen Verrohrungsmaschinen werden als Anbaugeräte zu einem herkömmlichen, leistungsstarken Bagger oder als selbständige Einzelaggregate eingesetzt. Verrohrungsmaschinen können hohe Druck- und Zugkräfte sowie Drehmomente übertragen, so daß Bohrungen bis zu einem Durchmesser von 2,0 m hergestellt werden können. Die erreichbaren Bohrtiefen sind vom anstehenden Boden abhängig (Bild 1).

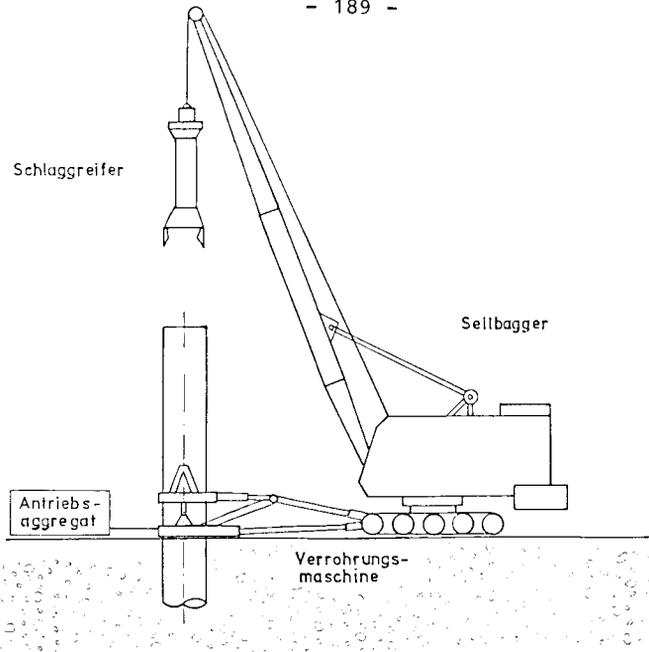


Bild 1: Bagger mit Verrohrungsmaschine

Mittelbohrträger haben in einer Baugrube folgende Funktionen:

1. Aufnahme der vertikalen Lasten aus der Baugrubenabdeckung und dem Eigengewicht der Aussteifung
2. Reduzierung der Knicklänge der Steifen

Für die hieraus entstehenden Beanspruchungen werden Mittelbohrträger dimensioniert. Aus dem Bauablauf können aber Belastungen resultieren, für die die Mittelbohrträger nicht ausgelegt sind.

Nachdem die verrohrte Bohrung abgeteufelt und der Fuß aus Beton hergestellt ist, wird der Stahlträger in den Fußbeton eingestellt und in Höhe und Lage fixiert. Anschließend wird die Verrohrung schußweise bei gleichzeitigem Verfüllen gezogen. Um Bodenspannungen und damit verbundene Setzungen an der Geländeoberfläche zu vermeiden, sollte die Verfüllung dem Ziehen der Verrohrung vorausziehen. Auf diese Verfüllhöhe ist noch näher einzugehen. Beim Ziehen der Verrohrung muß

die Reibung zwischen der Verrohrung und dem Boden innerhalb und außerhalb der Verrohrung überwunden werden. Dabei sind die Reibungskräfte meistens so groß, daß ein Ziehen nicht möglich ist. Um die Reibung zu vermindern, wird die Verrohrung hin- und hergedreht (schockieren).

Der innerhalb der Verrohrung eingefüllte Boden übt eine horizontale Belastung (Silodruck) auf die Rohrwandung aus. Wird die Verrohrung gedreht, entstehen aus dem Silodruck Reibungskräfte zwischen Rohr und Boden auf der Innenseite der Verrohrung. Diese umlaufenden, horizontalen Reibungskräfte werden über den verfüllten Boden in die Mittelbohrträger abgeleitet. Der Boden verspannt sich zunehmend zwischen den Trägerflanschen und beansprucht den Mittelbohrträger auf Torsion (Bild 2). Beim Drehen der Verrohrung in die andere Richtung wird die Verspannung des Bodens zwischen den Trägerflanschen nur zum Teil wieder aufgehoben. Das weitere Drehen des Bohrrohres ergibt eine zunehmende Verspannung des Bodens und Torsionsbeanspruchung des Trägers.

Zum Zeitpunkt der Herstellung werden die Mittelbohrträger also beansprucht durch:

1. Eigengewicht
2. Torsion

Da die Beanspruchung aus Eigengewicht gegenüber der aus Torsion gering ist, soll sie in der folgenden Untersuchung vernachlässigt werden.

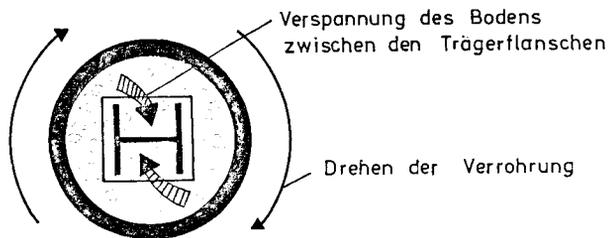
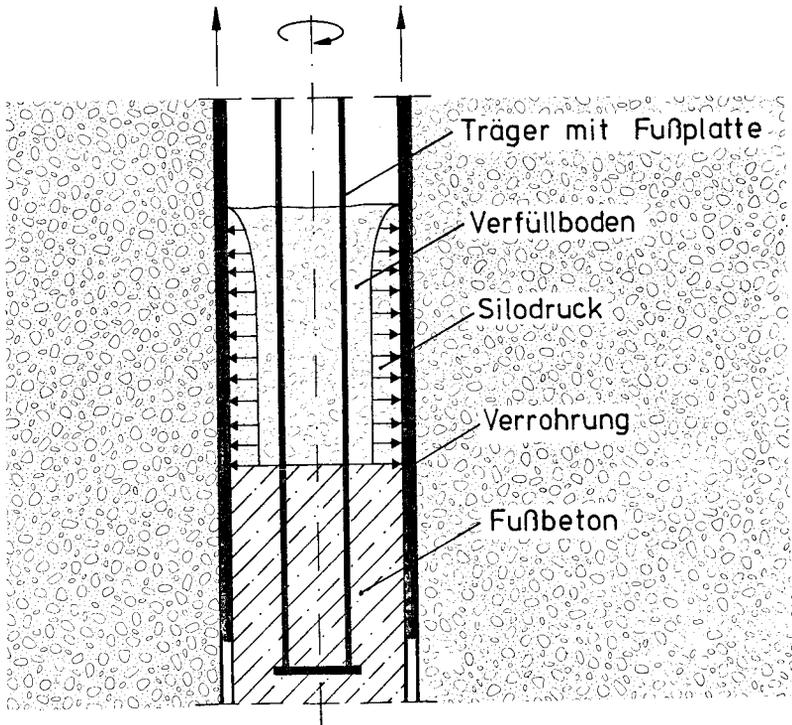


Bild 2: Beanspruchungen eines I-Trägers während die Verrohrung gezogen und gedreht wird

3. Grundlagen für das Verdrillen von Mittelbohrträgern

Die Mittelbohrträger werden beim Ziehen der Verrohrung durch das Schöckieren über den eingefüllten Boden innerhalb der Verrohrung auf Torsion beansprucht. Wenn die Spannungen aus Torsion in den Trägern die Elastizitätsgrenze - vereinfachend wird im folgenden von der etwas höheren Streckgrenze β_s ausgegangen - des Stahls überschreiten, werden diese bleibend verdrillt (Bild 3).

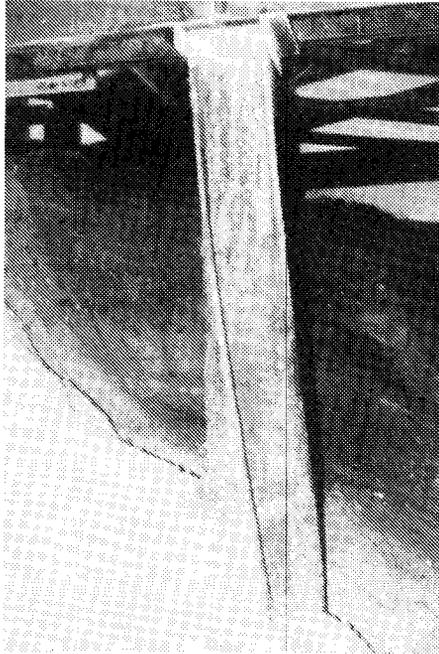
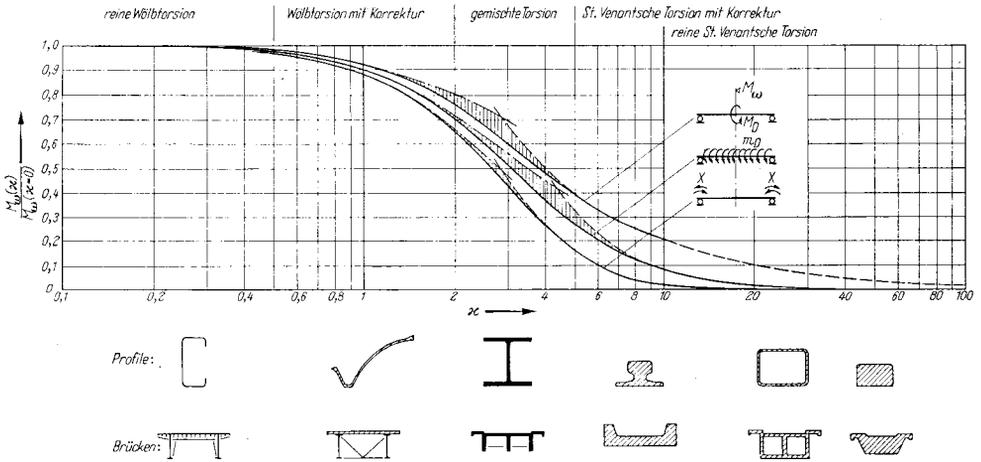


Bild 3: Beispiel für einen verdrillten Mittelbohrträger

Torsionsmomente können von Stahlbauteilen auf verschiedene Arten aufgenommen werden:

1. St. Venant'sche Torsion (Bildung eines geschlossenen Schubflusses innerhalb des Querschnittes) - primärer Torsionsanteil.
2. Wölb torsion (Bildung von Normalspannungen in Trägerlängsrichtung und aus ihnen folgend sekundäre Schubspannungen) - sekundärer Torsionsanteil.
3. Gemischte Torsion, bei der die Summe aus dem St. Venant'schen Torsionsmoment und dem Wölb torsionsmoment dem gesamten äußeren Torsionsmoment das Gleichgewicht hält.

Im Bild 4 ist für verschiedene Stahlbauteile ihr Verhältnis der Torsionsbeanspruchung von Wölb torsion zu St. Venant'scher Torsion bei Einwirkung äußerer Torsionsmomente dargestellt. Es zeigt sich, daß I-Profile auf gemischte Torsion beansprucht werden.



Binnomente M_w als Funktion von $\kappa = l \sqrt{GK/ET_{tors}}$ für drei verschiedene Belastungsfälle

Bild 4: Torsionsbeanspruchung unterschiedlicher Stahlbauprofile (KOLLBRUNNER/BASLER 1966)

Die Größe der Torsionsbeanspruchung in den Mittelbohrträgern hängt ab von

1. der Größe der Reibungsfläche zwischen Verrohrung und Verfüllboden
2. dem Innendurchmesser der Verrohrung
3. der Größe der Reibungskräfte zwischen Verrohrung und eingefülltem Boden.

Die Größe der Reibungskräfte hängt ab von

1. dem Reibungsbeiwert zwischen Verrohrung und Boden
2. der Wichte des verfüllten Bodens
3. der Höhe des Druckes des Verfüllbodens (Silodruck) auf die Verrohrung
4. dem Maß der Verkeilung des Verfüllbodens zwischen den Trägerflanschen bei I-Profilen
5. des anfänglichen Strömungsdruckes des Wassers in der Verrohrung nach dem Einfüllen des Bodens.

Wenn die Bohrung bis in den Bereich des Grundwassers reicht, baut sich die Höhe des Wasserüberdruckes in der Bohrung nach dem Einfüllen des Bodens im Laufe der Zeit ab, indem das Wasser durch den eingefüllten Boden strömt und unterhalb der Verrohrung austritt. Diese Durchströmung führt zu einer Erhöhung der Verdichtung und der wirksamen Wichte des Verfüllbodens. Unterhalb des Grundwasserspiegels sind also die beiden Grenzfälle mit bzw. ohne Wasserüberdruck innerhalb der Verrohrung zu untersuchen (Bild 5).

4. Torsionsbeanspruchung der Mittelbohrträger

Die Verrohrung wird durch den eingefüllten Boden beansprucht (Bild 5). Es entsteht ein Silodruck S , der sich nach DIN 1055, Teil 6 abschätzen läßt:

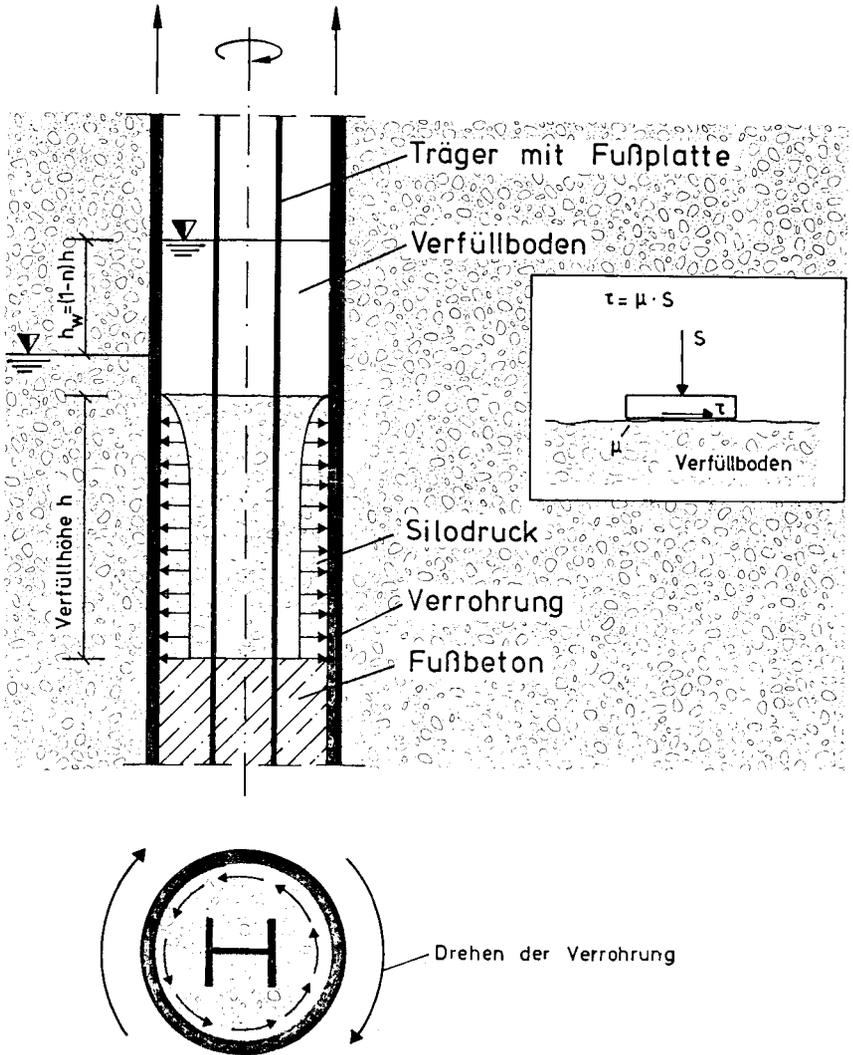


Bild 5: Beanspruchung der Verrohrung

$$\max S = \frac{\gamma \cdot F}{\mu \cdot U}$$

γ = Wichte des Verfüllbodens (kN/m³)

F = lichte Querschnittsfläche (m²)

U = innerer Umfang (m)

μ = tg δ ($\delta = 0,6 \cdot \rho$ für rolligen Boden).

Unterhalb des Grundwasserspiegels steigt nach dem Einfüllen des Bodens der Wasserspiegel in der Verrohrung. Es entsteht anfänglich ein Wasserüberdruck h_w , der abhängig vom Porenanteil n des Bodens ist:

$$h_w = (1 - n) \cdot h$$

h = Verfüllhöhe in der Verrohrung (m)

n = Porenanteil (-)

Dieser Wasserüberdruck baut sich im Laufe der Zeit ab, da das Wasser den Verfüllboden durchströmt und unterhalb des Bohrrohres austritt. Diese Durchströmung führt anfangs zu einer Erhöhung der wirksamen Wichte $\bar{\gamma}$ des Verfüllbodens um die spezifische Strömungskraft f_s :

$$f_s = \gamma_w \cdot \frac{\Delta h}{\Delta l} = \gamma_w \cdot \frac{h w}{h} = \gamma_w \cdot (1 - n) \quad (\text{kN/m}^3)$$

Der Silodruck S auf die Wandung der Verrohrung ruft beim Drehen der Verrohrung Reibungskräfte τ hervor, die den Träger durch ein Torsionsmoment m_T beanspruchen.

$$m_T = \tau \cdot \phi_i / 2 \cdot \text{Rohrumfang} \quad (\text{kNm/m})$$

$$\tau = \mu \cdot S \quad (\text{kN/m}^2)$$

μ = Reibungsbeiwert Stahl/Boden (-)

S = Silodruck (kN/m^2).

Die Größe des vom Träger aufzunehmenden Torsionsmomentes hängt von der Verfüllhöhe des Bodens in der Verrohrung ab. Die höchste, theoretisch zulässige Verfüllhöhe ist erreicht, wenn die Spannungen aus Torsion im Träger die Streckgrenze des Stahls überschreiten und der Träger damit bleibend verdrillt wird.

Für die nachfolgenden Betrachtungen werden folgende auf der sicheren Seite liegende Vereinfachungen getroffen (Bild 6):

1. Der Silodruck ist rechteckförmig über die Höhe des Verfüllbodens verteilt
2. Der Mittelbohrträger ist an der Oberkante des Fußbetons starr eingespannt.

Es werden drei verschiedene Berechnungen durchgeführt, um jeweils das maximal vom Träger aufnehmbare Torsionsmoment zu bestimmen. Hierzu wird davon ausgegangen, daß der Träger immer nur durch eine der folgenden Beanspruchungen das Torsionsmoment aufnimmt:

1. St. Venant'sche Torsion
2. Wölb torsion
3. Gemischte Torsion

Die Untersuchung der Punkte 1 und 2 sind theoretischer Natur, da Mittelbohrträger aus I-Profilen mit einem Fuß aus Beton das Torsionsmoment über eine gemischte Torsion aufnehmen. Es sind offene

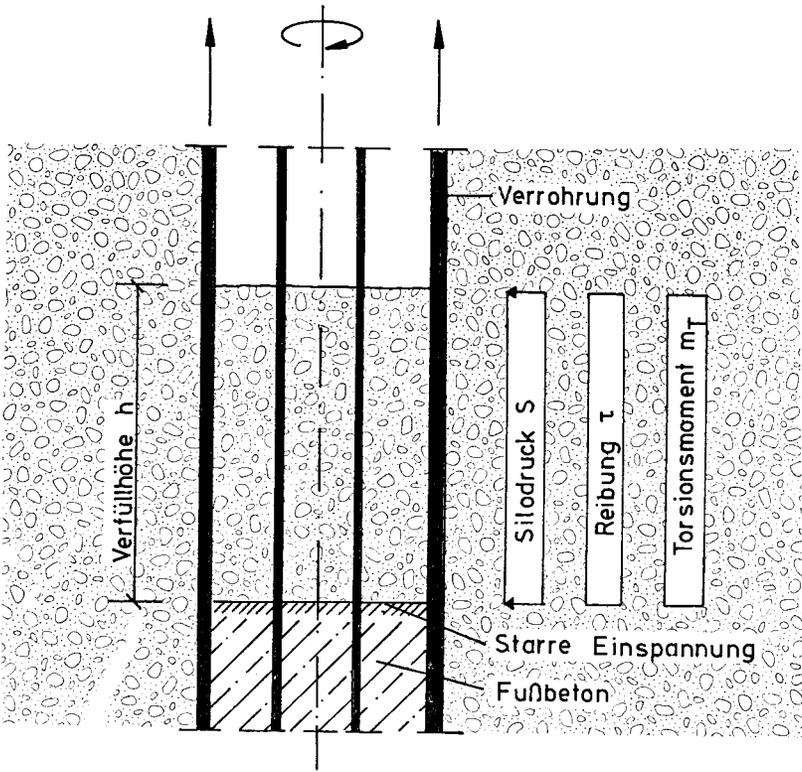


Bild 6: Vereinfachte Annahmen der Beanspruchung von Verrohrung und Mittelbohrträger

dünnwandige, nicht wölbfreie Querschnitte, deren Querschnittsverwölbungen durch den Betonfuß behindert werden. Die Untersuchungen nach Punkt 1 und 2 ergeben jedoch bei einem geringen Rechenaufwand Abschätzungen der maximal zulässigen Verfüllhöhe.

St. Venant'sche Torsion

Es wird von einem geschlossenen Schubfluß innerhalb des Träger-Querschnittes ausgegangen (Bild 7) und die obere Grenze der Schubspannungen berechnet.

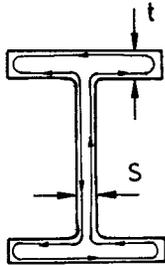


Bild 7: Umlaufender Schubfluß in einem I-Profil

$$\max \tau = \frac{M_T}{I_T} \cdot t \quad (\text{kN/m}^2)$$

M_T = Torsionsmoment = $m_T \cdot h_{\text{Verf}}$ (kNm)

I_T = Torsionsflächenmoment 2. Grades (m^4).

Wölb torsion

Das äußere Torsionsmoment $M_T = m_T h_{\text{Verf}}$ wird vom Träger über Flanscbiegung aufgenommen (Bild 8). Es ergibt sich so die obere Grenze der Normalspannungen.

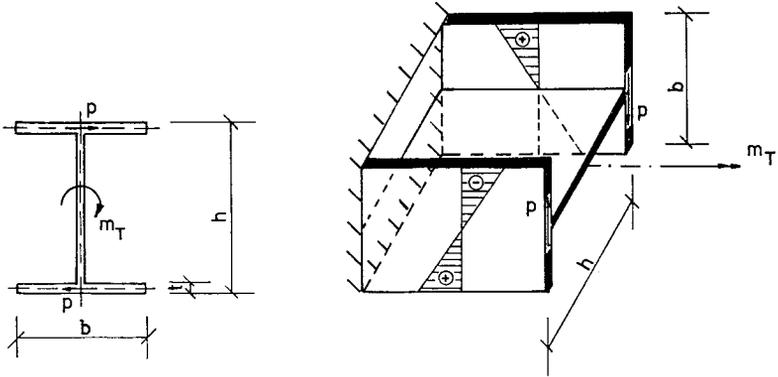


Bild 8: Zug- und Druckspannungen in den Trägerflanschen durch Aufteilung des äußeren Torsionsmomentes m_T in ein Kräftepaar P

Die Zug- und Druckspannungen in den Trägerflanschen ergeben eine Momentenbeanspruchung (Bild 9).

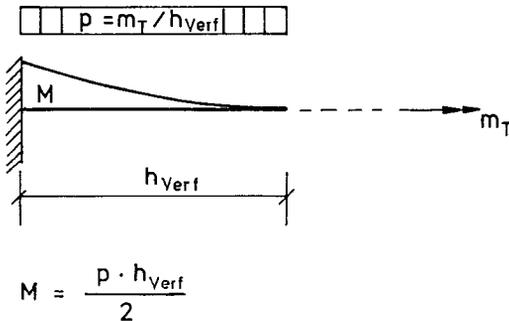


Bild 9: Momentenbeanspruchung der Trägerflansche

Damit kann die Spannung in den Trägerflanschen als Funktion der Verfüllhöhe h_{Verf} berechnet werden:

$$\sigma = \frac{M_T}{W} = \frac{p \cdot h_{\text{Verf}}^2 / 2}{b^2 \cdot t / 6} = \frac{3 \cdot \frac{m_T}{h} \cdot h_{\text{Verf}}^2}{b^2 \cdot t} \quad (\text{kN/m}^2)$$

- h_{Verf} = Verfüllhöhe (m)
- b = Trägerbreite (m)
- t = Flanschdicke (m)

Gemischte Torsion

Die Mittelbohrträger aus I-Profilen tragen das durch Drehen der Verrohrung aufgebrachte Torsionsmoment m_T über gemischte Torsion ab. Das Wölbmoment M_W wird nach BORNSCHEUER bestimmt (BORNSCHEUER 1953):

$$M_W = \frac{m_T}{\lambda^2} \left[1 + \lambda \cdot l \cdot \sinh \lambda \cdot x - \frac{(1 + \lambda \cdot l \cdot \sinh \lambda \cdot l) \cdot \cosh \lambda \cdot x}{\cosh \lambda \cdot l} \right] (\text{kNm}^2)$$

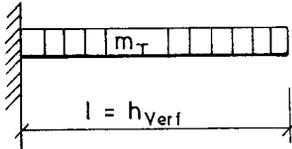


Bild 10: Vereinbarungen zur Berechnung des Wölbmomentes M_W (BORNSCHEUER 1953)

hier gilt:

$$\lambda = \sqrt{G \cdot I_T / (E \cdot C_M)} \quad (\text{Abklingfaktor}) \quad (\text{m}^{-1})$$

G = Schubmodul (kN/m²)

I_T = Torsionsflächenmoment 2. Grades (m⁴)

E = Elastizitätsmodul (kN/m²)

C_M = Wölbwiderstand (m⁶).

Damit ergibt sich das Wölbmoment M_W an der Stelle $x = 0$ zu:

$$M_W = \frac{m_T}{\lambda^2} \left[1 - \frac{1 + \lambda \cdot l \cdot \sinh \lambda \cdot l}{\cosh \lambda \cdot l} \right] \quad (\text{kNm}^2)$$

Die Spannungen σ in den Trägerflanschen betragen:

$$\sigma = \frac{M_W}{C_M} \cdot w_M \quad (\text{kN/m}^2)$$

w_M = Hauptverwölbung (m^2).

5. Ermittlung zulässiger Verfüllhöhen in der Verrohrung

Für ein Beispiel wurden die zulässigen Verfüllhöhen in der Verrohrung ermittelt, unter der Voraussetzung, daß die Verrohrung nicht nur gezogen, sondern gleichzeitig auch schockiert wird. Hierzu wurden folgende Annahmen getroffen:

1. Mittelbohrträger, IPB-Profil der Stahlgüte ST 37-2
2. Verrohrung mit Innendurchmesser 900 mm
3. sandiger Verfüllboden, Porenanteil $n = 0,4$
4. Reibungsbeiwert Stahl/Beton $\mu = 0,45$
5. Träger an der Oberkante des Fußbetons starr eingespannt
6. volle Verspannung des Bodens zwischen den Trägerflanschen, so daß die Reibungskräfte zwischen Verrohrung und Verfüllboden als Torsionsmoment vom Stahlträger aufgenommen werden müssen
7. keine Berücksichtigung von Vertikallasten (z.B. Träger-eigengewicht), kein Nachweis der Vergleichsspannungen.

Für Verhältnisse oberhalb des Grundwassers wurden für einen IPB 400 und einem Sand als Verfüllboden ($\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$, $\varphi = 32,5^\circ$) nach den drei angegebenen Berechnungsverfahren die Stahlspannungen in Abhängigkeit von der Verfüllhöhe ermittelt (Bild 11).

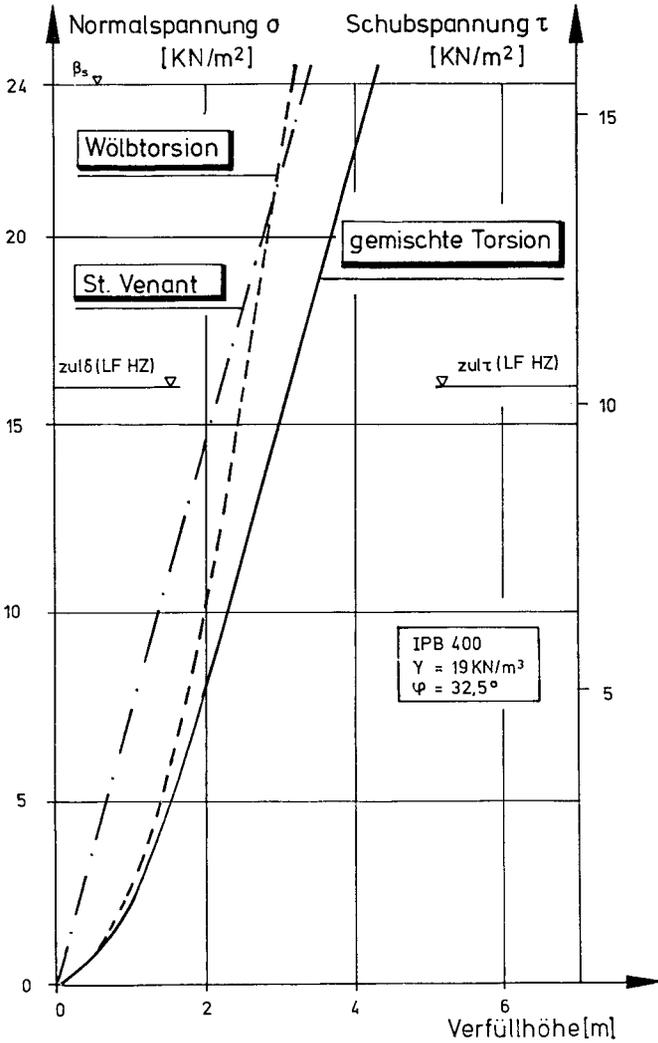


Bild 11: Stahlspannungen in Abhängigkeit von der Verfüllhöhe

Es zeigt sich, daß bereits eine Verfüllung innerhalb der Verrohrung von wenigen Metern ausreicht, um beim Drehen der Verrohrung die Streckgrenze des Stahls ($\beta_s = 24 \text{ kN/m}^2$) in einem IPB 400, St 37-2 zu überschreiten und zu einer bleibenden Verdrillung zu führen. Die Berechnungen zeigen gleichzeitig, daß Abschätzungen der Verfüllhöhe innerhalb der Verrohrung nach St.-Venant'scher Torsion bzw. Wölb-torsion zulässige Verfüllhöhen auf der sicheren Seite ergeben, d.h. niedrigere zulässige Verfüllhöhen, die nicht stark von den Ergebnissen nach der zutreffenderen gemischten Torsion abweichen.

Die Stahlspannungen, berechnet nach der gemischten Torsion, für verschiedene IPB-Profile und einem Sand als Verfüllboden sind im Bild 12 dargestellt. Die beiden Stahlprofile IPB 500 bzw. 600 dienen zum Vergleich und sind sicherlich keine gängigen Profilgrößen für Mittelbohrträger. Hier wäre zudem ein größerer Durchmesser der Verrohrung zu empfehlen.

Besonders deutlich wird unterhalb des Grundwasserspiegels der Einfluß des Wasserüberdruckes innerhalb der Verrohrung (Bild 13). So wird die Streckgrenze des Stahls bei Berechnung nach der gemischten Torsion in den Trägern bei Annahme eines Wasserüberdruckes bereits bei einer Verfüllhöhe von ca. 4,70 m erreicht, während die Berechnung ohne einen Wasserüberdruck eine Verfüllhöhe von ca. 6,50 m zuläßt. Zum Vergleich sind die Stahlspannungen für einen erdfeuchten Sand ($\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$) aufgetragen.

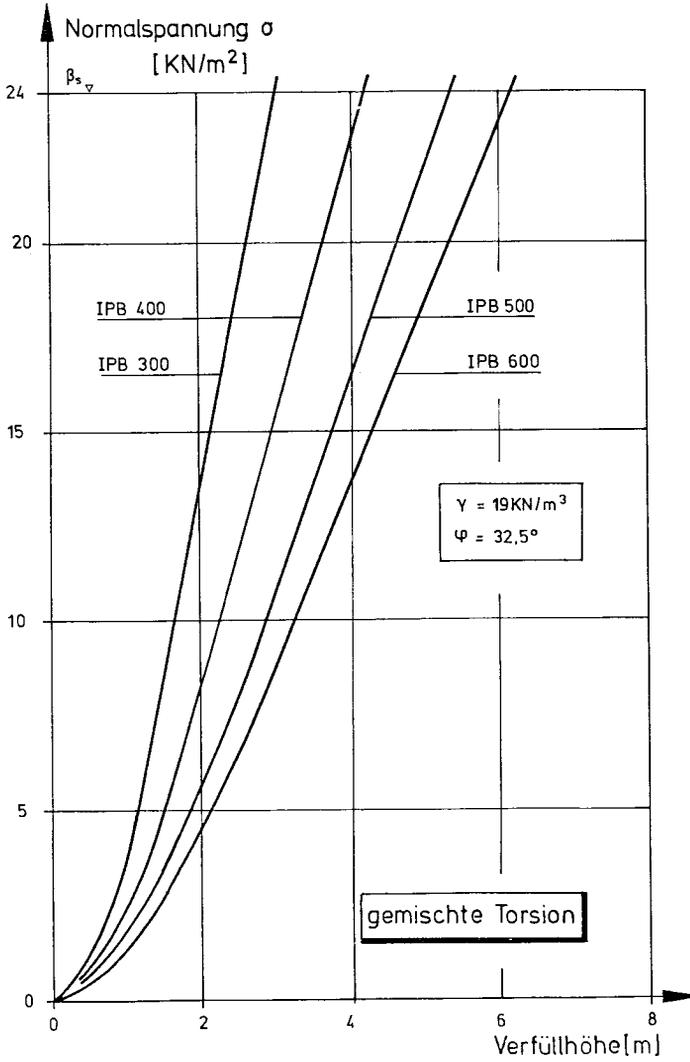


Bild 12: Stahlspannungen nach der gemischten Torsion für verschiedene IPB-Profile in Abhängigkeit von der Verfüllhöhe

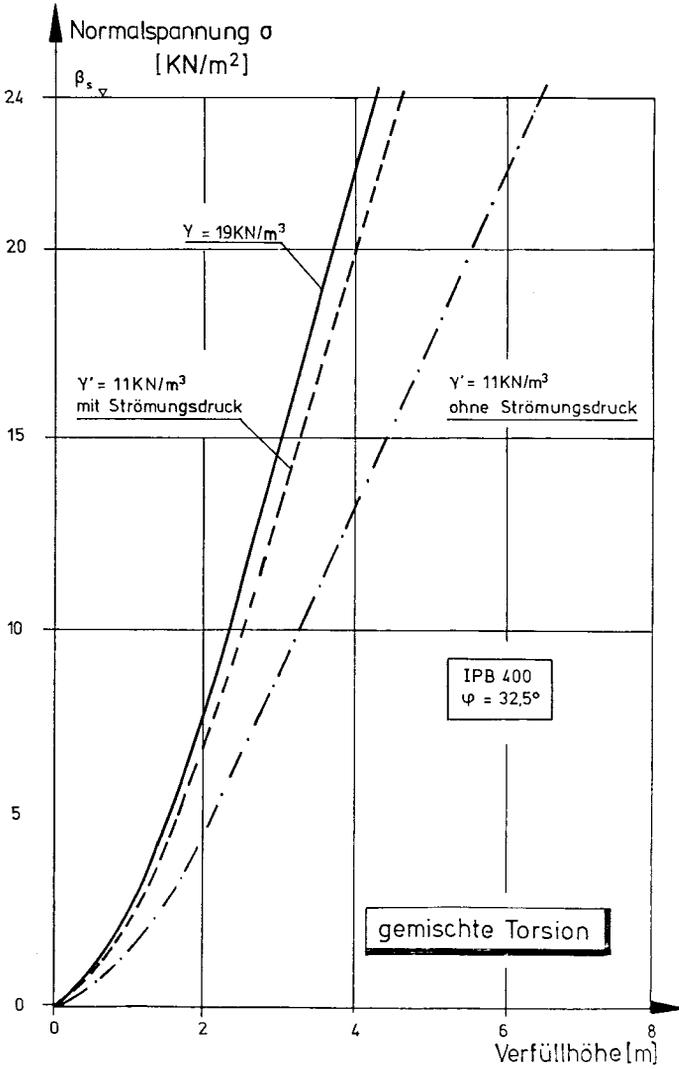


Bild 13: Stahlspannungen unter Berücksichtigung eines Strömungsdruckes in Abhängigkeit von der Verfüllhöhe

6. Zusammenfassung

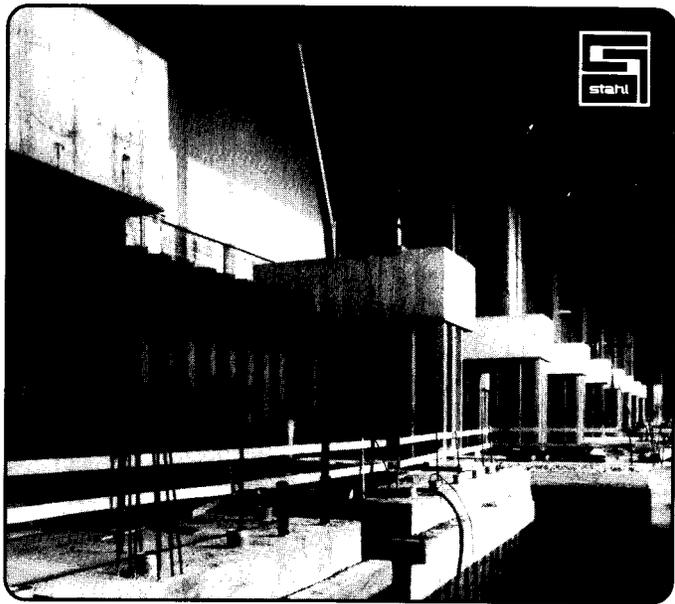
Mittelbohrträger aus I-Profilen, die im Schutze einer Verrohrung eingebaut werden und einen einbetonierten Fuß haben, werden beim Ziehen und gleichzeitigem Drehen der Verrohrung durch den eingefüllten Boden auf Torsion beansprucht. Wenn die dabei auftretenden Stahlspannungen die Streckgrenze (genauer: Elastizitätsgrenze) des Stahls überschreiten, werden die Träger bleibend verdrillt. Es wurde gezeigt, daß bereits eine Verfüllung innerhalb der Verrohrung von wenigen Metern ausreicht, um beim Drehen der Verrohrung die Streckgrenze im Stahl zu überschreiten und zu bleibenden Verdrillungen zu führen. Mit einfachen Abschätzungen kann die zulässige Verfüllhöhe bestimmt werden. Grundsätzlich sollte die Verrohrung vorsichtig bei gleichzeitigem Beobachten des Trägerkopfes gedreht werden. Liegt der Trägerkopf unterhalb der Geländeoberkante, sollte mit einer aufgesetzten Jungfer gearbeitet werden.

7. Literatur

- BORNSCHEUER, F. W. : Beispiel und Formelsammlung zur Spannungsberechnung dünnwandiger Stäbe mit wölbbehindertem Querschnitt,
Der Stahlbau 21 (1952) H. 12,
S.225-232 und
Der Stahlbau 22 (1953) H. 2, S.32-44
- KOLLBRUNNER, C. F. : Torsion
BASLER, K. Springer-Verlag, Berlin (1966)



HOESCH STAHLSPUNDWAND RICHTUNGWEISEND SEIT ÜBER 80 JAHREN IM GRUNDBAU BEWÄHRT



HOESCH



HOESCH HÜTTENWERKE AG
Postfach 902
D-4600 Dortmund 1
Telefon (0231) 844 -1
Telex 822 293



Anwendung eines Wellengleichungsprogramms zur Ermittlung der Tragfähigkeit von Rammpfählen

von Holger Meseck

1. Einleitung

Die statische Tragfähigkeit von Rammpfählen kann aus ihrem dynamischen Eindringverhalten abgeschätzt werden. Die hierfür i.a. verwendeten Rammformeln gehen zurück bis auf EYTELWAIN im Jahre 1820 (KRAPP 1906). Bis heute wurden mehr als fünfzig Rammformeln entwickelt, die das komplexe System von Rammbar, Pfahl und Boden mit mehr oder weniger pauschalen Ansätzen erfassen. Wegen der großen Vereinfachungen schwanken die zu berücksichtigenden Sicherheitsfaktoren zwischen $\eta = 1$ und $\eta = 6$ (KÜMMEL 1981). Aufgrund dieser Mängel können Rammformeln nicht zur Vorausbestimmung der absoluten Tragfähigkeit von Rammpfählen verwendet werden. Nur wenn die Rammformeln an einer statischen Probebelastung geeicht werden, können sie zur Abschätzung der Tragfähigkeit von Rammpfählen auf einer Baustelle eingesetzt werden. Geeichte Rammformeln werden seit langem erfolgreich zur Baustellenüberwachung verwendet.

Eine wesentliche Weiterentwicklung wurde möglich, als SMITH im Jahre 1950 ein numerisches Rechenverfahren vorstellte, mit dessen Hilfe die Differentialgleichung der sich in einem Stab fortpflanzenden Druckwelle auch bei komplizierten Randbedingungen gelöst werden konnte. Für die Anwendung seines Rechenverfahrens auf das Problem der Rammpfähle entwickelte SMITH ein diskretes Pfahlmodell (SMITH 1960). Dieses Modell erfaßt die komplexen Eigenschaften des Rammbaren, des Pfahls und des Bodens. Ähnlich wie mit einer Rammformel erhält man auch mit diesem Verfahren eine Tragfähigkeitskurve.

Ausgehend von dem Smith'schen Pfahlmodell wurden vor allem in den USA verschiedene Computerprogramme zur Lösung der Wellengleichung aufgestellt. Die einzelnen Verfahren unterscheiden sich im wesentlichen durch die Beschreibung der für die Simulation des Rammvorganges notwendigen Bär- und Pfahlparameter. Am bekanntesten sind heute das WEAP- und das TTI-Programm (LOWERY/HIRSCH/EDWARDS 1969, RAUSCHE 1970).

Das WEAP-Programm (Wave equation analysis of pile driving) ist seit 1981 auch am Institut für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig vorhanden. In diesem Beitrag soll über erste Erfahrungen mit diesem Rechenprogramm berichtet werden.

2. Das Modell von SMITH

Theoretische Grundlage der Überlegungen von SMITH ist die Differentialgleichung für die eindimensionale Wellenausbreitung von St. Venant. Erweitert man diese Differentialgleichung durch den Bodeneinfluß, so kann sie analytisch nicht mehr gelöst werden. Um diese Differentialgleichung auf ein lösbares System von Differenzgleichungen zurückzuführen, entwickelte SMITH ein diskretes Pfahlmodell (Bild 1).

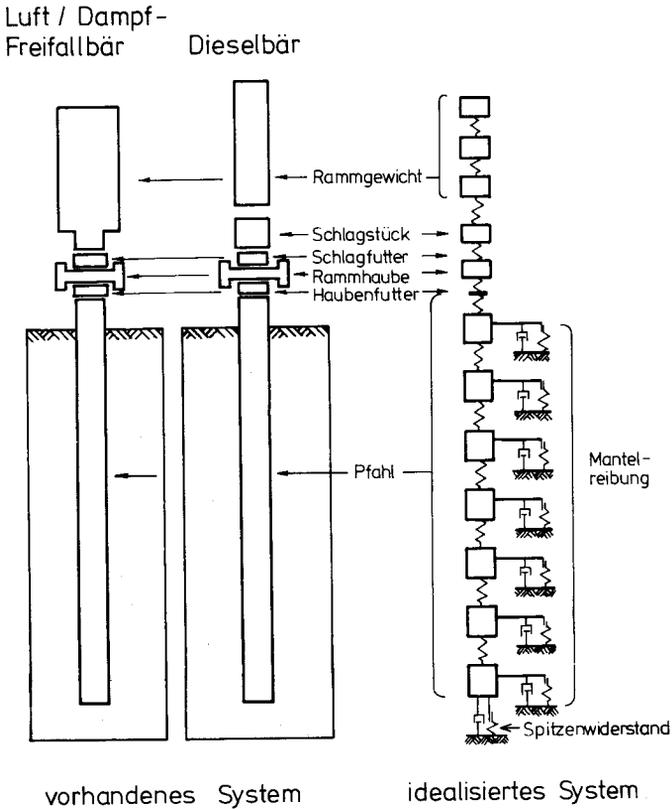


Bild 1: Diskretes Pfahlmodell von SMITH

Der kontinuierliche Pfahl wird dabei aufgelöst in Massenpunkte, die entsprechend der Steifigkeit des Pfahls durch Federn miteinander gekoppelt sind. Die inneren Dämpfungskräfte des Pfahls sind in der Regel vernachlässigbar klein, können aber mühelos berücksichtigt werden. Die Reaktion des Bodens wird durch parallel geschaltete Federn und Dämpfer erfaßt, die an den Massenpunkten angreifen (Bild 2). Über eine Grenztragfähigkeit der Federn hinaus kann keine weitere Kraft aufgenommen werden (bilineares Federgesetz). Die elastische Grenzverformung q wird als quake bezeichnet. Der lineare Dämpfer erzeugt eine der Pfahlelementsgeschwindigkeit proportionale Widerstandskraft.

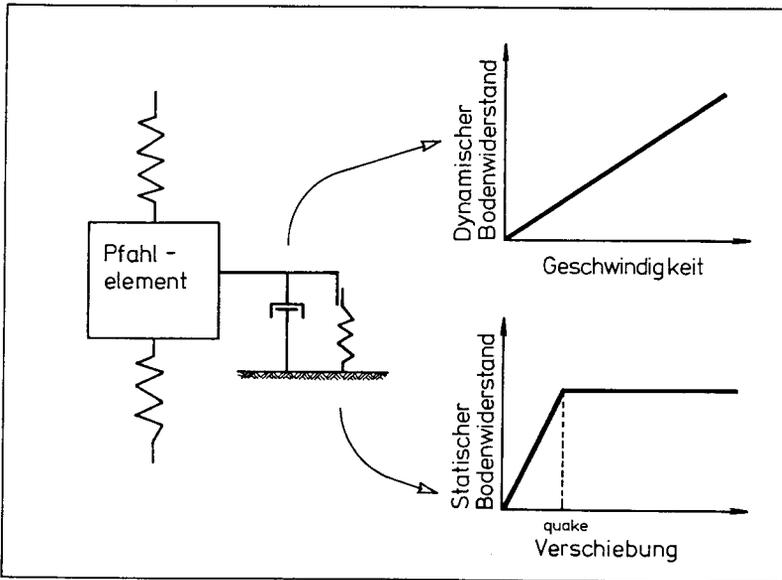


Bild 2: Bodenmodell

Das diskrete Pfahlmodell hat weiter den Vorteil, daß die Bestandteile der Rammausrüstung, wie z.B. Rammbar, Rammhaube oder -futter, in das Modell einbezogen werden können. Die elastischen und dämpfenden Eigenschaften der einzelnen Bestandteile der Rammausrüstung müssen dafür bekannt sein.

3. Das WEAP-Programm

In einem umfangreichen Forschungsvorhaben entwickelte das Texas Transportation Institute der Texas Universität 1969 ein Wellengleichungsprogramm mit umfangreichen Lösungen für Freifallbären. Einige Jahre später wurde von GOBLE und RAUSCHE im Auftrag des U.S. Department of Transportation das WEAP-Programm entwickelt und 1976 veröffentlicht. Aufbauend auf dem TTI-Programm wurden die Modelle der Luft/Dampfhämmer weiterentwickelt und realistische Modelle für Dieselhämmer geschaffen.

Für die Entwicklung geeigneter Modelle wurden umfangreiche Messungen an Rammhären durchgeführt. Das WEAP-Programm enthält heute die Kennwerte von 127 verschiedenen Luft-, Dampf- und Dieselhären. Vertreten sind die wichtigsten Hären der Firmen Delmag, Kobe, Vulcan, Raymond und Menck.

Die physikalischen Eigenschaften verschiedener Rammhäuben sowie der Schlag- und Häubenfutter wurden ebenfalls untersucht und hierfür geeignete Modelle entwickelt.

Für die Durchführung von Berechnungen mit dem WEAP-Programm müssen im wesentlichen folgende Daten vorgegeben werden:

- Pfahlgeometrie
 - Länge
 - Querschnitt
 - Steifigkeit

- Rammausrüstung
 - Rammbar
 - Futter
 - Haube

- Boden
 - Dämpfung
 - quake
 - Anteil von Mantelreibung/Spitzendruck
 - Verteilung der Mantelreibung

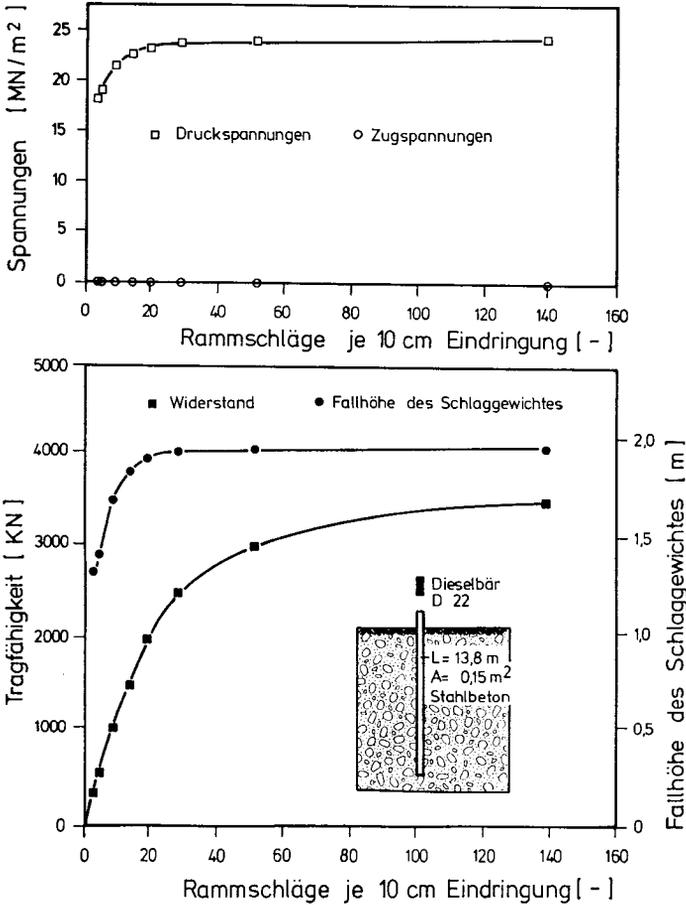


Bild 3: Beispiel für Ergebnisse nach dem WEAP-Programm

Die praktische Berechnung läuft nun so ab, daß man für eine beliebige Tragfähigkeit des Pfahles Annahmen über die Verteilung der Bodenwiderstandskräfte und der Dämpfung trifft. Mit dem Modell des eingesetzten Rammhärens wird nun ein Ramm-schlag simuliert. Von Zeitschritt zu Zeitschritt verfolgt man durch Lösung der Differenzgleichungen, wie sich die Spannungswelle im Pfahl ausbreitet. Die Computerrechnung liefert die bleibende Eindringung oder umgekehrt die erforderliche Schlagzahl in Abhängigkeit von der Pfahltragfähigkeit. Wiederholt man diese Rechnung mit anderen Grenztragfähigkeiten, kann aus allen Ergebnissen eine Tragfähigkeitskurve dargestellt werden (Bild 3). Hiermit können Rammkriterien für die Baustelle festgelegt werden. Als weiteres wichtiges Ergebnis kann vorab kontrolliert werden, ob die beim Rammen im Pfahl auftretenden Spannungen vom Material mit ausreichender Sicherheit ertragen werden können. Das WEAP-Programm ermöglicht im voraus die Untersuchung verschiedener Rammhärens. Es ermöglicht damit im voraus die Optimierung des Rammsystems für einen Baustelleneinsatz.

4. Parameterstudie

4.1 Allgemeines

Um erste Erfahrungen mit dem WEAP-Programm zu erhalten, wurde zunächst in einer Parameterstudie der Einfluß der Eingabedaten auf die errechneten Ergebnisse untersucht. Für diese Parameterstudie wurde das im Bild 4 dargestellte System vorgegeben. Es wurde immer nur der Eingabewert geändert, dessen Einfluß untersucht werden sollte.

4.2 Rammsystem

Zunächst wurde der Einfluß der Rammhärengröße und seiner Energie auf die Tragfähigkeitskurve untersucht. Als Parameter wurden die Delmag Dieselhärens D 5, D 12, D 22, D 30 und D 36 gewählt. Die Nennenergie dieser Härens liegt zwischen 12,5 kNm für den D 5 und 115 kNm für den D 36.

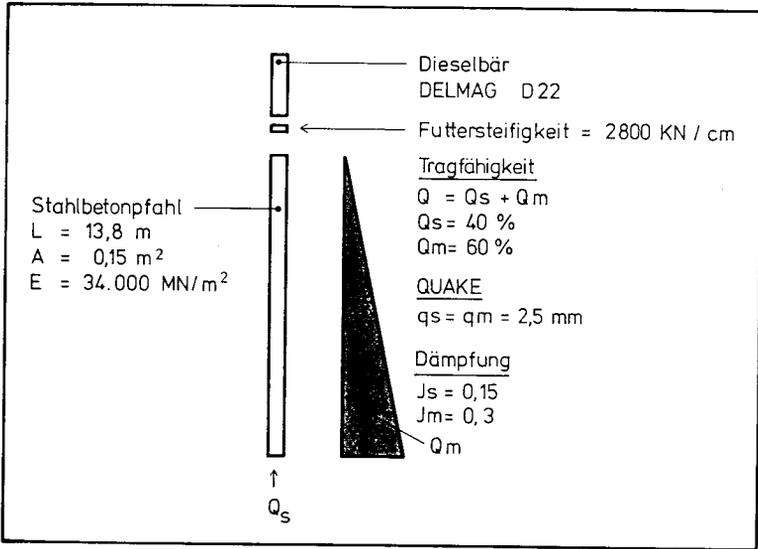


Bild 4: System für die Parameterstudie

Die Ergebnisse der Tragfähigkeitskurven sind im Bild 5 zusammengestellt. Mit wachsender Energie des Rammjärens sinkt die für gleiche Tragfähigkeiten notwendige Schlagzahl. Andererseits muß der Bär eine ausreichend große Energie besitzen, um den Pfahl bis zu einer geforderten Tragfähigkeit einrammen zu können. Die hier nicht dargestellten Druck- und Zugspannungsverläufe zeigen, daß bei der Rammung mit kleinen Rammjären erhebliche Zugspannungen im Pfahlmaterial auftreten.

In einer zweiten Berechnung wurden Rammjäre unterschiedlicher Bauart (Dieselbär, Dampfjär) und verschiedener Hersteller, aber mit annähernd gleicher Nennenergie verwendet. Die errechneten Tragfähigkeitskurven sind im Bild 6 zusammengestellt. Die Kurven für die beiden Dieseljären und für die vier Dampfjären stimmen jeweils gut überein. Die geringe Abweichung zwischen den beiden Gruppen kann auf die mittlere Abweichung der Rammenergie von ca. 8 % zurückgeführt werden.

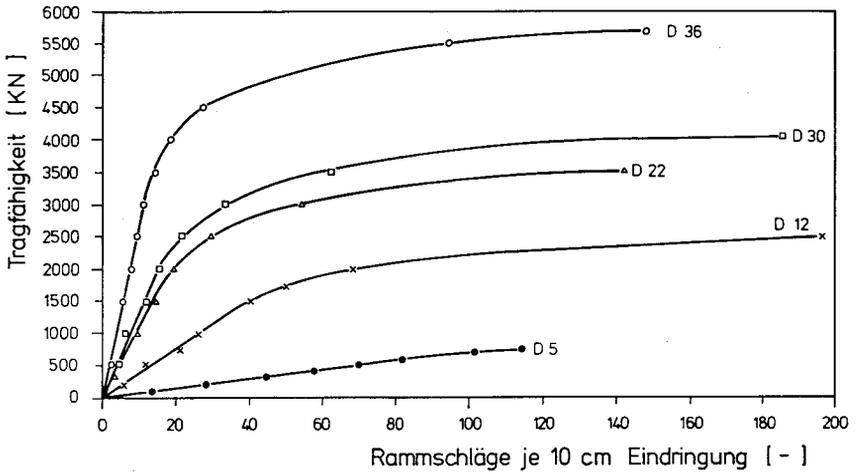


Bild 5: Tragfähigkeitskurven bei Rammung mit verschiedenen Dieselbären

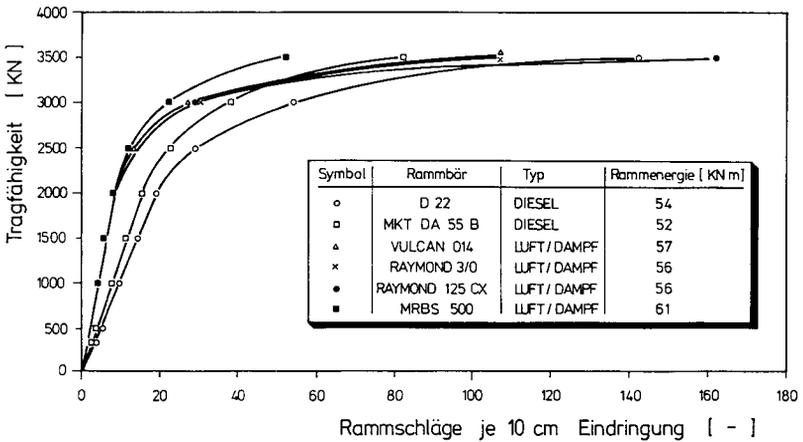


Bild 6: Tragfähigkeitskurven bei Rammung mit unterschiedlichen Bären mit annähernd gleicher Nennenergie

In weiteren Untersuchungen wurde der Einfluß der Steifigkeit des Rammfutters untersucht. Im WEAP-Programm wird die Futtersteifigkeit als das Produkt aus dem Elastizitätsmodul und der Querschnittsfläche des Futters, dividiert durch die Dicke, definiert. Erwartungsgemäß zeigte sich, daß durch harte Rammfutter steil ansteigende Kraftverläufe im Pfahl entstehen und hohe Materialspannungen auftreten. Weiche Rammfutter erzeugen flach verlaufende Kraft-Zeitkurven und geringe Materialspannungen. Zugspannungen können verhindert werden. Das Bild 7 zeigt den Einfluß der Futtersteifigkeit auf den zeitlichen Verlauf der Pfahlkopfkraft (Tragfähigkeit 1500 kN). Der Einfluß der Futtersteifigkeit auf die Tragfähigkeitskurven ist im Bild 8 dargestellt.

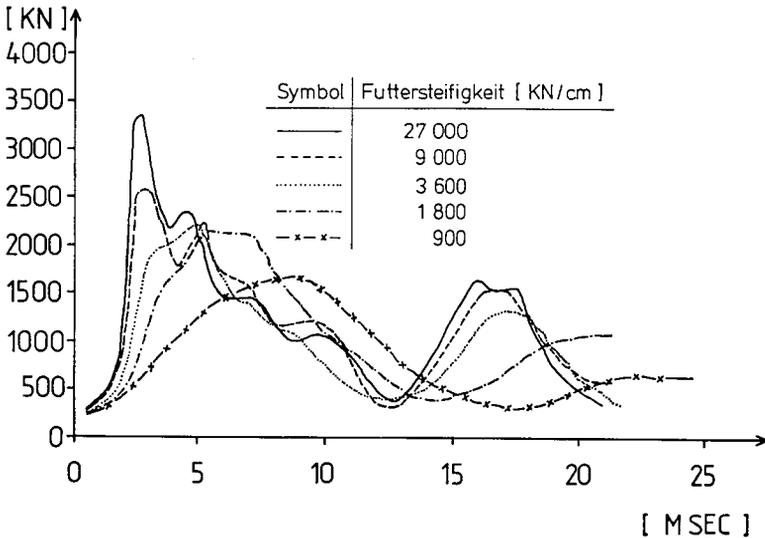


Bild 7: Zeitlicher Verlauf der Kraft am Pfahlkopf für verschiedene Futtersteifigkeiten.

Die Bilder 7 und 8 verdeutlichen den außerordentlich großen Einfluß des Rammfutters auf die Pfahlrammung. Bei der Wahl des Rammfutters muß in jedem Einzelfall zwischen einer möglichst schnellen Rammung und einer möglichst schonenden Rammung des Pfahles abgewogen werden. Hier können WEAP-Berech-

nungen eine wertvolle Entscheidungshilfe sein, um ein möglichst optimales Rammsystem für eine Baustelle auszuwählen.

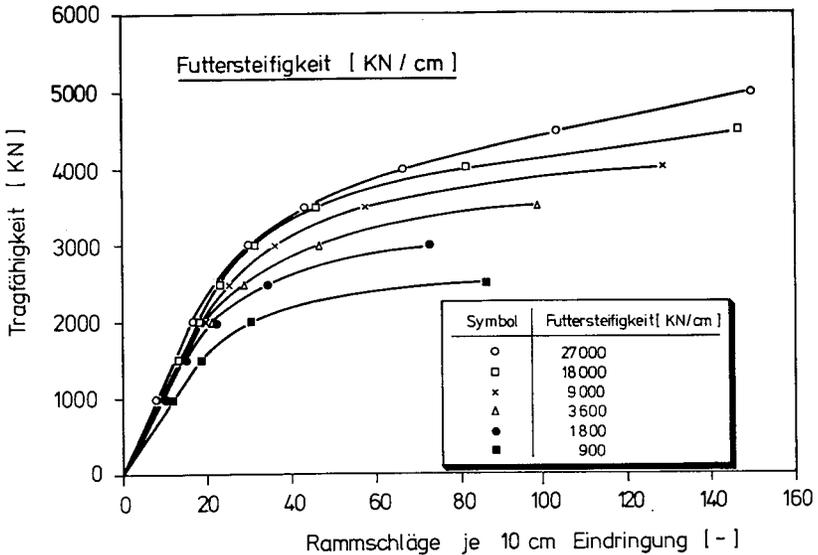


Bild 8: Tragfähigkeitskurven bei unterschiedlichen Futtersteifigkeiten

4.3 Elastische Grenzverformung - Quake

Die größte elastische Verformung des Bodens, der Quake, wird SMITH folgend im WEAP-Programm üblicherweise zu $q = 2,5$ mm angesetzt. Die Eingabe erfolgt getrennt für den Quake am Pfahlfuß und Pfahlmantel.

Neuere Untersuchungen bestätigen in allen rolligen Bodenarten die Grenzverformung von $q = 2,5$ mm. In einigen Schluffen und Tonen wurden dagegen Werte bis zu $q = 20$ mm gemessen.

Bild 9 zeigt den großen Einfluß des Quakes auf die Tragfähigkeitskurven. Das starke Ansteigen der Schlagzahlen mit größer werdendem Quake läßt sich anhand des Bodenmodells, das durch den Quake mitbeschrieben wird, erklären. Der Quake ist

letztendlich die Größe, die der Pfahl bei einem Rammschlag in in den Boden eindringen muß, um den maximalen Widerstand des Bodens zu erreichen. Eindringungen über den Quake hinaus führen zu keiner weiteren Erhöhung des Bodenwiderstandes, sondern nur zu plastischen Verformungen im Boden.

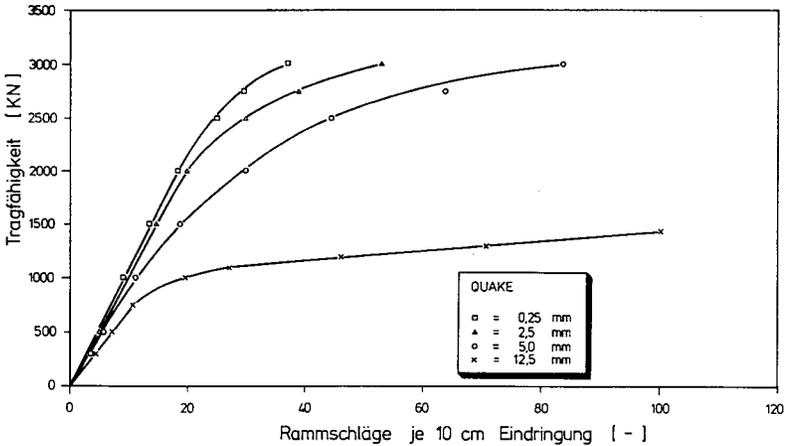


Bild 9: Tragfähigkeitskurven für unterschiedliche elastische Grenzverformungen (quake)

Das Bild 9 zeigt aber deutlich, daß der Einfluß des Quakes im Bereich der üblichen Größenordnung von $q = 2,5$ mm gering ist. Abweichungen von der tatsächlichen Grenzverformung des Bodens können in diesem Bereich für praktische Zwecke vernachlässigt werden.

4.4 Dämpfungsparameter

Die Differenz zwischen dem dynamischen und dem statischen Eindringwiderstand eines Pfahles bezeichnet man als Dämpfung.

Diese geschwindigkeitsabhängige Dämpfung ist in den bindigen Bodenarten wesentlich größer als in den rolligen Bodenarten. Im Rahmen unserer WEAP-Berechnungen wurden ausschließlich dimensionslose CASE-Dämpfungsfaktoren verwendet. Erfahrungswerte für verschiedene Bodenarten sind im Bild 10 zusammengestellt.

Bodenart	CASE - Dämpfungsfaktor J [-]	
	Pfahlmantel	Pfahlfuß
Kies	0,1 - 0,2	0,1
Sand	0,2 - 0,4	0,1 - 0,2
Schluff	0,3 - 1,5	0,2 - 0,8
Ton	0,4 - 2,0	0,2 - 0,8

Bild 10: Erfahrungswerte für CASE-Dämpfungsfaktoren
(nach: GOBLE u. RAUSCHE 1976)

Um einen grundsätzlichen Überblick über den Einfluß der Dämpfung auf die Tragfähigkeitskurven zu erhalten, wurde zunächst je ein reiner Spitzendruck- und Mantelreibungspfahl untersucht. Die Dämpfungsfaktoren wurden von 0 bis 1,0 variiert. Die Ergebnisse für den Spitzendruckpfahl sind im Bild 11 und für den Mantelreibungspfahl im Bild 12 dargestellt.

In beiden Fällen wachsen die Schlagzahlen für alle Tragfähigkeiten mit der Dämpfungskonstanten an. Beim reinen Reibungspfahl, ohne Kraft und Dämpfung am Pfahlfuß, ist dieser Einfluß größer als bei dem reinen Spitzendruckpfahl.

Bei gleicher Tragfähigkeit werden für den Reibungspfahl mehr Rammschläge benötigt als für den Spitzendruckpfahl. Der Unterschied zwischen den Tragfähigkeitskurven der beiden Pfähle ist bei kleinen Dämpfungsfaktoren und niedrigen Schlagzahlen gering. Die Abweichungen nehmen mit steigenden Dämpfungsfaktoren und größeren Schlagzahlen zu.

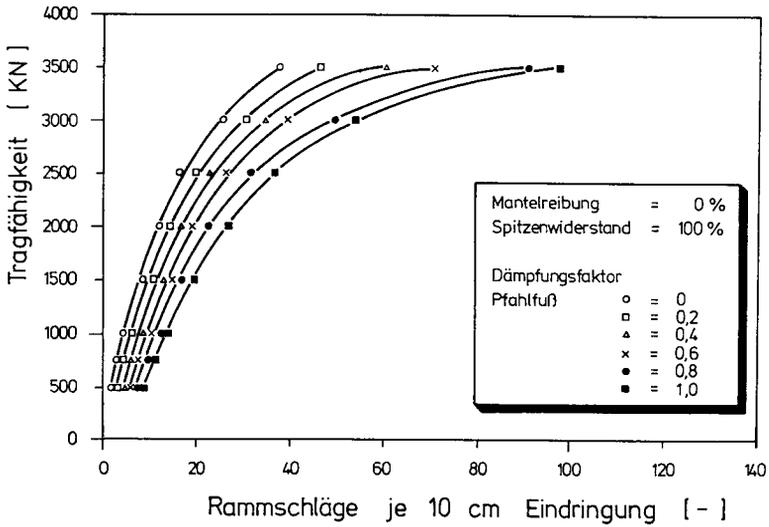


Bild 11: Tragfähigkeitskurven für einen Spitzendruckpfahl

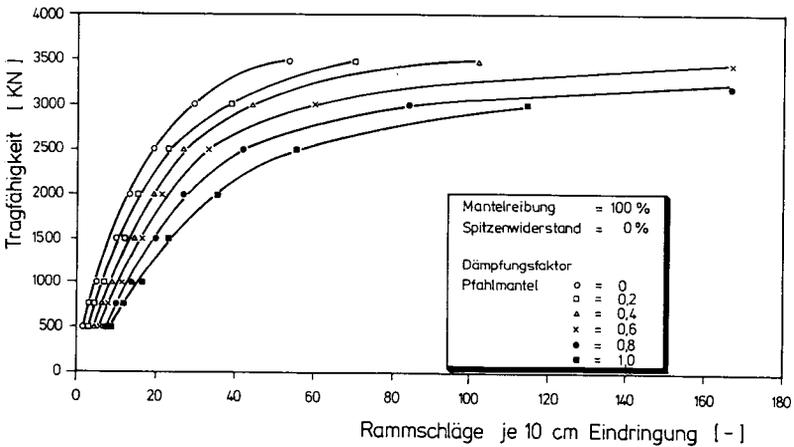


Bild 12: Tragfähigkeitskurven für einen Mantelreibungspfahl

4.5 Mantelreibungsverteilung

Das WEAP-Programm ermöglicht die Eingabe beliebiger Verteilungen der Mantelreibung über die Pfahllänge. Für einfache Fälle enthält das Programm bereits zehn verschiedene Verteilungen (Bild 13).

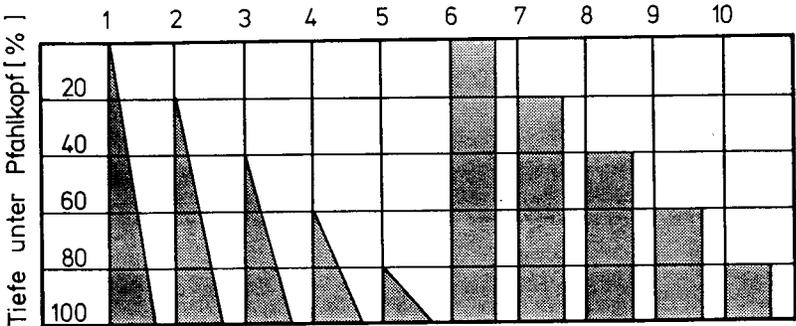


Bild 13: Standardverteilungen der Mantelreibung

Der vorgegebene Mantelreibungsanteil an der Gesamttragfähigkeit wird jeweils auf die gewählte Reibungsfläche verteilt. In dem für diese Parameterstudie gewählten Beispiel beträgt die Mantelreibung 60 % der Gesamttragfähigkeit (s. 4.1). Bei gleicher Gesamttragfähigkeit erhält man damit für die Verteilung 5 (nach Bild 13) eine größere spezifische Mantelreibung als für die Verteilung 1. Die gesamte Mantelreibung ist aber in beiden Fällen gleich.

Im Rahmen dieser Parameterstudie wurde zunächst der Einfluß der Mantelreibungsverteilung über die Pfahllänge untersucht. Für eine dreieckige Verteilung der Mantelreibung sind die Tragfähigkeitskurven im Bild 14 zusammengestellt. Danach hat die Verteilung der Mantelreibung kaum einen Einfluß auf die Tragfähigkeitskurven und damit auf die notwendigen Schlagzahlen. Dies ist verständlich, da in allen fünf untersuchten Verteilungen in der Summe stets derselbe Mantelreibungswiderstand überwunden werden muß.

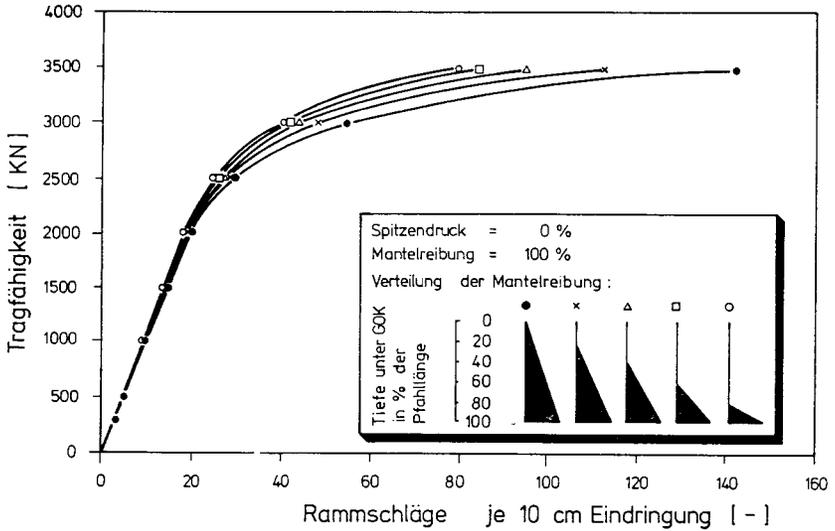


Bild 14: Tragfähigkeitskurven für verschiedene Mantelreibungsverteilungen.

Der Unterschied zeigt sich aber im zeitlichen Verlauf der hier nicht abgebildeten Kraft und Geschwindigkeit am Pfahlkopf.

Weitere Berechnungen zeigten, daß zwischen der Annahme einer dreieckigen und einer rechteckigen Mantelreibungsverteilung keine wesentlichen Unterschiede in den Ergebnissen auftreten.

4.6 Verhältnis Mantelreibung / Spitzendruck

Neben der qualitativen Mantelreibungsverteilung über die Pfahllänge muß der Anteil von Mantelreibung und Spitzendruck an der Gesamttragfähigkeit festgelegt werden.

Das Bild 15 zeigt die Tragfähigkeitskurven für verschiedene Anteile von Mantelreibung und Spitzendruck an der Gesamttragfähigkeit. Mit den für die Parameterstudie gewählten CASE-Dämpfungswerten von $J_{\text{Mantel}} = 0,3$ und $J_{\text{Fuß}} = 0,15$ und

einem Mantelreibungsanteil von 60 % der Gesamttragfähigkeit treten nur geringe Unterschiede in den Tragfähigkeitskurven auf. Weitere Berechnungen haben gezeigt, daß nur bei sehr großen Dämpfungswerten wesentliche Abweichungen zwischen den Tragfähigkeitskurven auftreten.

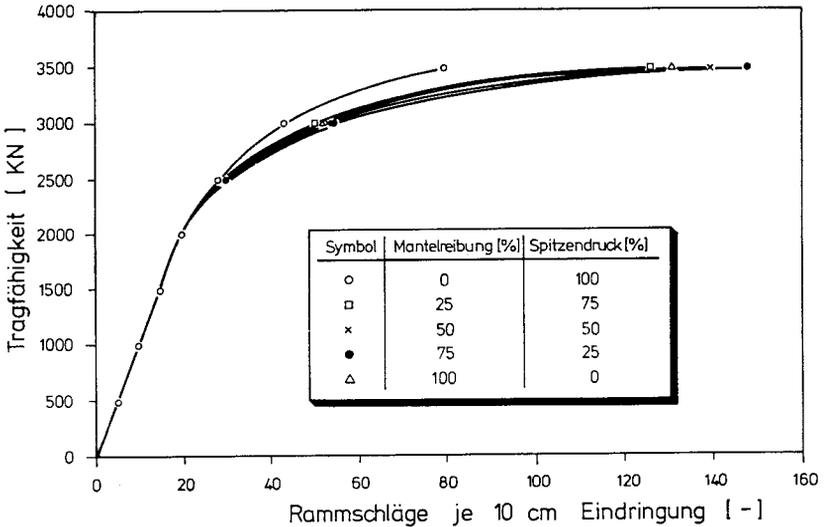


Bild 15: Tragfähigkeitskurven für verschiedene Verhältnisse von Mantelreibung und Spitzendruck

4.7 Kraftverlauf in den Pfahlelementen

Das WEAP-Programm ermöglicht für jedes Pfahlelement die Ausgabe des Kraft- und Geschwindigkeitsverlaufs über die Zeit. Für je einen reinen Spitzendruckpfahl und einen Mantelreibungspfahl sind die Kraftkurven einzelner Elemente im Bild 16 zusammengestellt. Sie wurden bei der WEAP-Berechnung für eine Gesamttragfähigkeit von 2.500 kN ermittelt.

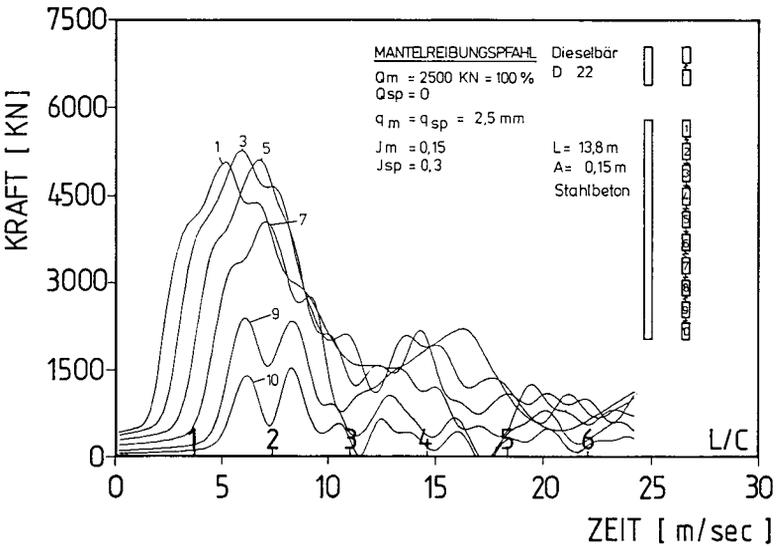
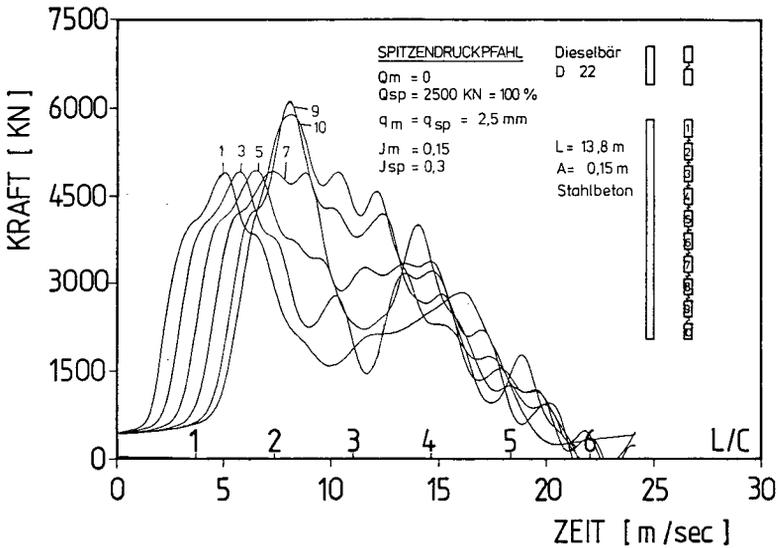


Bild 16: Zeitlicher Verlauf der Kräfte in einzelnen Pfehl-
elementen

Oben : Spitzendruckpfahl

Unten: Mantelreibungspfahl

Der Spitzendruckpfahl zeichnet sich dadurch aus, daß die Kräfte in den ersten sieben Pfahlelementen gleich groß bleiben. Da an diesen Elementen keine Mantelreibungskräfte und Dämpfungskräfte angreifen, wird die eingeleitete Stoßkraft nicht abgebaut. In den beiden letzten Elementen steigen die Pfahlkräfte an.

Die Kraft in einem Pfahlelement errechnet sich aus der Differenz der beiden Federkräfte, die oben und unten am Element angreifen. Auf das Element 10 wirken von der Unterseite nicht die Federn des Pfahles, sondern die Feder und der Kolbendämpfer des Bodenmodells. Sie stellen zusammen den Gesamtwiderstand des Bodens dar. Dieser Gesamtwiderstand wird durch die Eingabe festgelegt. Der statische Anteil der Feder kann durch eine Verschiebung des Elementes über den Quake hinaus nicht vergrößert werden (siehe Bodenmodell) und muß in der Kräftedifferenz am letzten Pfahlelement konstant bleiben.

Die eingeleitete Stoßkraft wird beim Mantelreibungspfahl in jedem Pfahlelement über die Bodenfedern und Dämpfungselemente abgebaut. Die Pfahlkräfte werden daher von Element zu Element kleiner.

4.8 Schlußfolgerungen aus der Parameterstudie

An einem einfachen Grundbeispiel wurde untersucht, welchen Einfluß die Variation der WEAP-Berechnung besitzt. Die Vergleiche der zusammengehörenden Schlagzahlen und Tragfähigkeiten innerhalb einer Parametervariation führen zu qualitativen Aussagen. Dabei muß immer auf das Grundbeispiel Bezug genommen werden. Ändert man eine zweite Eingabevoraussetzung, kann der Einfluß abgeschwächt oder verstärkt werden.

Die Ergebnisse der am Institut für Grundbau und Bodenmechanik durchgeführten Parameterstudie können wie folgt zusammengefaßt werden:

- Die Rammhörgröße beeinflusst die Berechnungen erheblich, was aufgrund der großen Unterschiede in der Rammenergie nicht anders zu erwarten war. WEAP eignet sich gut für eine Rammhörstudie.
- Die Futtersteifigkeit besitzt einen entscheidenden Einfluß auf Schlagzahl, Tragfähigkeit und Kraftverlauf im Pfahl. Bei der Wahl der Futtersteifigkeit muß berücksichtigt werden, daß sie sich durch einen längeren Rammvorgang ändert.
- Die elastische Grenzverformung, der Quake, beeinflusst im Bereich der üblichen Größenordnung von $q = 2,5$ mm die Ergebnisse wenig. Erfordern die anstehenden Bodenarten die Wahl sehr großer Werte für den Quake, ist der Einfluß erheblich.
- Den Dämpfungsparametern muß ein entscheidender Einfluß zugesprochen werden. Da die Wahl der Größe auf Erfahrung und Vergleichswerten beruht, ist hier besondere Sorgfalt empfohlen.
- Änderungen in der Mantelreibung bewirken keine großen Schwankungen in den Schlagzahlen und der Tragfähigkeit. Zu erkennen ist der Einfluß in den Kraft- und Geschwindigkeitsverläufen.
- Keine entscheidenden Einflüsse besitzen Variationen in Pfahllänge und Elastizitätsmodul des Pfahles.

Für praktische Berechnungen mit dem WEAP-Programm ergeben sich damit zwei Schlußfolgerungen:

- Bei Vorausberechnungen müssen die Eingabedaten für Rammbar, Futtersteifigkeit und Bodendämpfung, evtl. auch Quake, besonders wirklichkeitsnah getroffen werden, um zu realistischen Ergebnissen zu kommen.

- Man kommt ohne Messungen und Information von der aktuellen Baustelle nicht aus, denn viele Eingabedaten hängen vom Betrieb auf der Baustelle ab. Ein Diesel läuft z.B. nicht immer ideal, wodurch sich wichtige Eingabedaten ändern. Für den Boden stehen zwar die Bodenprofile zur Verfügung, aber die Dämpfungsparameter müssen abgeschätzt werden, am geeignetsten durch Vergleiche dynamischer mit statischer Probelastung.

5. Nachrechnung von Bauwerkspfählen

Um den Einsatz des WEAP-Programms für die Praxis zu überprüfen, wurden Berechnungen für Bauwerkspfähle von verschiedenen Baustellen durchgeführt. An allen Pfählen waren dynamische Pfahltests und statische Probelastungen durchgeführt worden. Darüberhinaus lagen uns die Rammprotokolle und die Baugrundgutachten vor. Bei allen Pfählen handelt es sich um Stahlbetonfertigungspfähle mit Längen bis zu 16,00 m.

Die Untersuchungen sind noch nicht abgeschlossen, so daß hier nur erste Ergebnisse mitgeteilt werden können.

Die erforderlichen Eingabedaten für die Rammausrüstung, den Pfahl und den Boden lagen in allen Fällen mit ausreichender Genauigkeit vor. Zur Eingabe folgender Werte mußten Annahmen gemacht werden:

- Anteil von Mantelreibung und Spitzendruck
- Verteilung der Mantelreibung
- Dämpfungsfaktoren
- Steifigkeit des Rammfutters.

Mit dem WEAP-Programm wurde für alle Bauwerkspfähle eine Tragfähigkeitskurve und die zugehörigen Kraft- und Geschwindigkeitkurven ermittelt. Die berechneten Kraftkurven können mit den in einem dynamischen Pfahltest gemessenen Kurven verglichen werden. Ein Beispiel für eine gute Übereinstimmung zeigt uns das Bild 17.

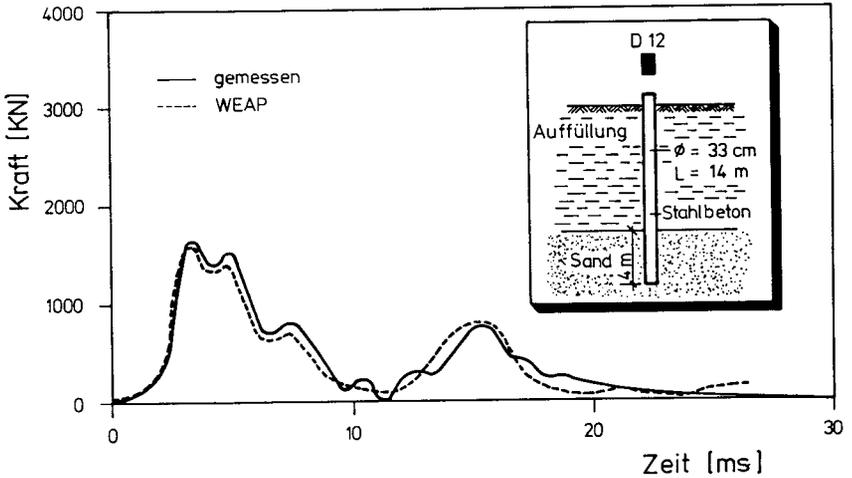


Bild 17: Vergleich der gemessenen und mit dem WEAP-Programm berechneten Kräfte am Pfahlkopf

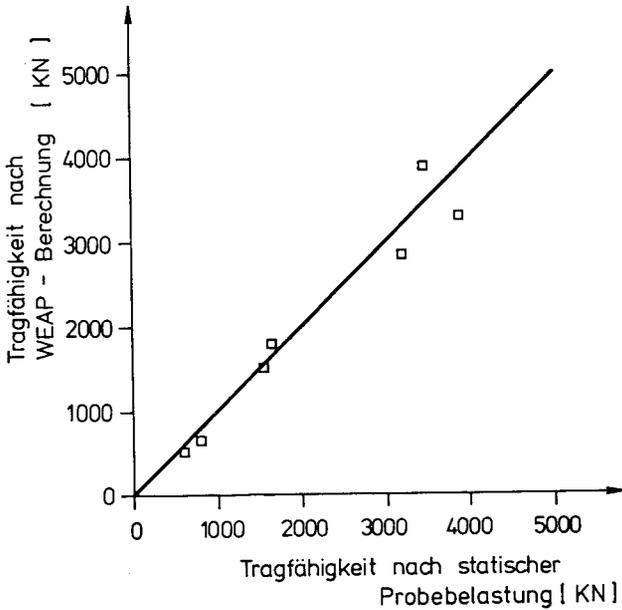


Bild 18: Vergleich der Pfahltragfähigkeit nach statischen Probelastungen und WEAP-Berechnungen

Die am Ende der Rammung ermittelte Schlagzahl (aus dem Rammprotokoll) wurde jeweils als Eingangsparemeter für die Tragfähigkeitskurve verwendet und die zugehörige Tragfähigkeit abgelesen. Diese Tragfähigkeit kann mit dem Ergebnis der statischen Probelastung verglichen werden. Die Ergebnisse der bisher ausgewerteten sieben Pfähle zeigt das Bild 18.

Dabei muß darauf hingewiesen werden, daß bisher nur kurze Pfähle in einfachen Bodenverhältnissen untersucht wurden.

Die bisher mit dem WEAP-Programm durchgeführten Nachrechnungen von Bauwerkspfählen ergaben befriedigende Ergebnisse. Weitere Untersuchungen werden zur Zeit durchgeführt. Neben Pfählen in schwierigen Baugrundverhältnissen werden lange Pfähle und Stahlpfähle mit aufgeschweißten Flügeln untersucht.

6. Schlußbemerkungen

Am Ende dieses Beitrages möchte ich Herrn Dipl.-Ing. P. Dohse für die Durchführung und Auswertung der umfangreichen WEAP-Berechnungen danken.

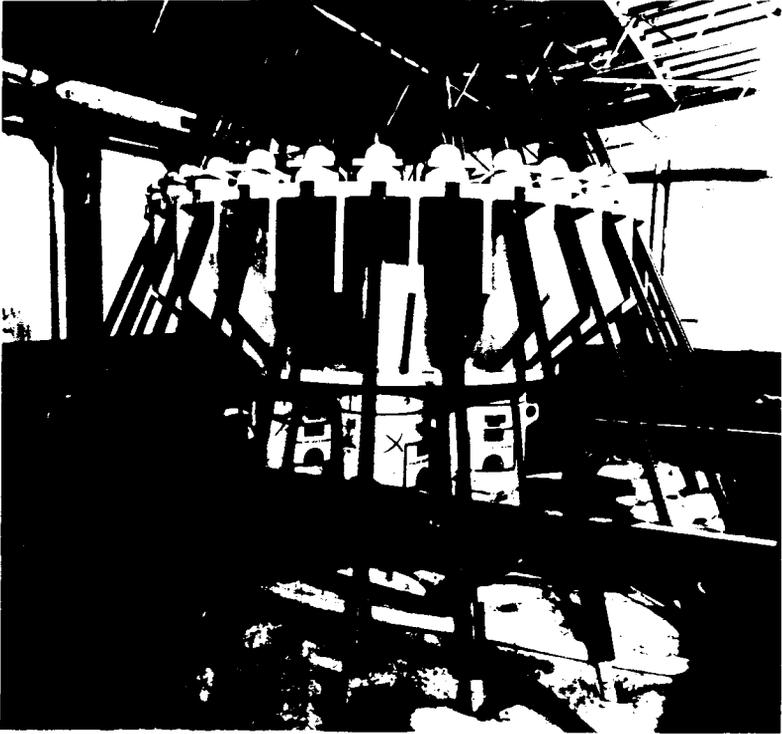
Mein besonderer Dank gebührt dem Leiter des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik, Herrn Prof. Dr.-Ing. Hanns Simons. Seinem persönlichen Einsatz ist es zu verdanken, daß die dynamischen Verfahren zur Untersuchung des Eindring- und Tragverhaltens von Rammspfählen heute an unserem Institut eingesetzt und weiterentwickelt werden.

Nicht zuletzt darf ich auch Herrn Dipl.-Ing. H.-G. Balhaus für seine Unterstützung danken.

7. Literaturverzeichnis

- GOBLE, G.G. : Wave Equation Analysis of Pile Driving -
RAUSCHE, F. WEAP Programm, 1976,
US Department of Transportation, FHWA,
Implementation Package 76 - 14.1
- LOWERY, L.L. : Use of the Wave Equation to Predict Soil
EDWARDS, L.C. Resistance on a Pile During Driving,
HIRSCH, T.C. Texas Transportation Institute,
Research Report 33-10, August 1968
- KRAPF : Formeln und Versuche über die Tragfähigkeit
eingerammter Pfähle, Fortschritte der
Ingenieur-Wissenschaften 1906,
2. Gruppe, Heft 12
- KÜMMEL, F. : Gründen mit schlagenden Rammen und Vibra-
tionsbären, Vortragsveranstaltung im Haus
der Technik am 17. Februar 1981, Eigenver-
lag Haus der Technik e.V., 1981
- RAUSCHE, F. : Soil Response from Dynamic Analysis and
Measurements on Piles, Ph. D. Thesis,
Case Western Reserve University,
Cleveland, Ohio, 1970
- SMITH, E.A.L. : Pile Driving Impact, Proc. Ind. Comput.
Seminar, International Business Machines
Corp., New York, 1950
- SMITH, E.A.L. : Pile Driving Analysis by the Wave
Equation, J. Soil Mech. Foundations
Div., ASCE, pap. 2574, SM4, 1960

Gemeinsam mit dem Institut für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig untersuchen wir das Tragverhalten von Großbohrpfählen, deren Bohrlochwandung im Bauzustand mittels einer Bentonit-Suspension gestützt wird.



Probelastung eines Großbohrpfahles in Düsseldorf

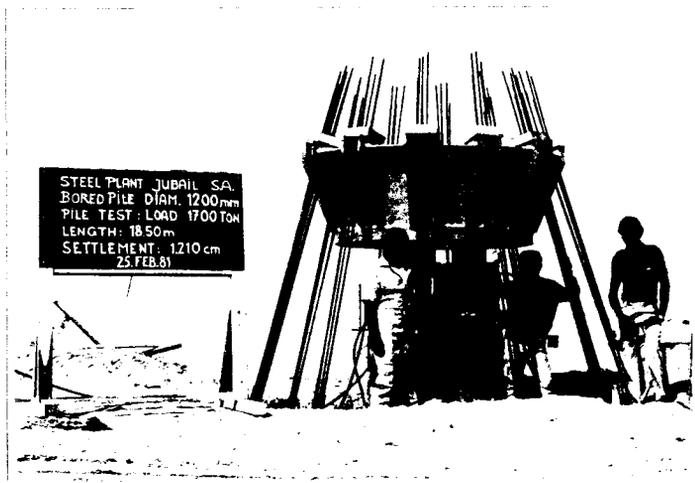


PHILIPP HOLZMANN

Aktiengesellschaft

Hauptniederlassung Düsseldorf

Spezialtiefbau ist Vertrauenssache



Um die getroffenen Annahmen und den Erfolg der Arbeit zu überprüfen, sind Belastungsversuche an Pfählen wie hier für das Stahlwerk in Jubail, Saudi Arabien, immer wieder notwendig. Der Versuchspfahl, Ø 1200 mm, Länge 18,5 m, wurde einer Testlast von 17'000 kN (= Sicherheitsfaktor 2,83) unterworfen. Noch höhere Testlasten wurden bei anderen Versuchen aufgebracht, wie zum Beispiel bei einem der Versuchspfähle für die Rombachtalbrücke von 23'000 kN. Erfolgreicher Spezialtiefbau als Resultat intensiver Zusammenarbeit von Praktikern und Wissenschaftlern.

BAUER **SCHROBENHAUSEN**

Berlin · Frankfurt · Stuttgart · Lahr
Wien · Zürich · Madrid · Jeddah

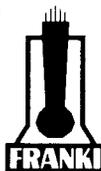
Für sichere Gründungen, auch bei schwierigen Bodenverhältnissen

Wir beraten, planen und führen aus



Kappen eines Franki-Großbohrpfahles Ø 130 cm

Frankipfähle
Ortbetonrammpfähle
Rammung von Fertig-
pfählen und Spundwänden
Bohrpfähle
Großbohrpfähle
Bohrpfahlwände
Franki-VB-Pfähle
(Verdrängungsbohrpfähle)
Schlitzwände
Dichtungswände
Baugrundverbesserungen
Kiesstammsäulen
Tiefendräns
Drucksondierungen
Preßpfähle für Bauwerks-
unterfangungen und
-hebungen
Injektionen
Kompl. Bauleistungen für:
Baugruben
Gründungen
Unterbauten



FRANKIPFAHL

BAUGESELLSCHAFT M. B. H.

Goethestraße 73, Postf. 3220, 4000 Düsseldorf
Telefon: (02 11) 66 50 67-69, Telex: 8 586 794

mit Zweigbüro: Zum oberen Felde 6, 3257 Springe 1
Telefon: (0 50 41) 34 32-33

Zweigstelle HAMBURG
Hittfelder Kirchweg 24-28, Postf. 111, 2105 Seevetal 3
Telefon: (0 41 05) 8 20 31-33, Telex: 2 180 306

mit Zweigbüro: Rennplatzstr. 4, 2900 Oldenburg
Telefon: (04 41) 3 08 55-56

Zweigstelle MÜNCHEN
Romanstraße 14, 8000 München 19
Telefon: (0 89) 16 20 11-12, Telex: 5 215 380
mit Zweigbüro: Badstraße 40, 7000 Stuttgart 50
Telefon: (07 11) 56 16 19

Bestimmung des Durchlässigkeitsbeiwertes von Tonböden

von Ria Möreke

1. Allgemeines

Die Durchlässigkeit bzw. der Durchlässigkeitsbeiwert k beschreibt die hydraulischen Eigenschaften eines Bodens. Der Durchlässigkeitsbeiwert k ist eine Geschwindigkeitsgröße, die der Wassermenge entspricht, die bei einem hydraulischen Gefälle $i = 1$ in der Zeit $t = 1$ den senkrecht zur Strömungsrichtung gemessenen Querschnitt durchströmt. Der Durchlässigkeitsbeiwert geht auf das Gesetz von DARCY zurück und ist abhängig von der Dichte und der Viskosität des Wassers und der Permeabilität des Gesteins.

2. Durchlässigkeitsbestimmung von Böden geringer Durchlässigkeit

Der Durchlässigkeitsbeiwert kann durch Laborversuche und Feldversuche bestimmt werden oder durch indirekte Labormethoden (Korngrößenanalysen, Plastizität) abgeschätzt werden.

2.1 Direkte Labormethoden

Bei den Laborversuchen zur Bestimmung der Durchlässigkeit wird eine Bodenprobe in einer bestimmten Richtung bei konstanter oder abnehmender Druckhöhe durchströmt.

Bei wenig durchlässigen Böden kann die Durchlässigkeit im Kompressionsapparat ermittelt werden. Um das Problem der Umläufigkeit bei den Proben zu verhindern, wurden z.B. spezielle Versuchszellen am Institut für Grundbau und Bodenmechanik entwickelt, mit denen Durchlässigkeiten bis zu $k = 10^{-12}$ m/s gemessen werden konnten.

Die Ermittlung der Durchlässigkeit im Labor hat allerdings den Nachteil, daß die Schichtung des Bodens, die eventuelle Klüftigkeit und Schwächezonen nicht berücksichtigt werden.

2.2 Indirekte Labormethoden

2.2.1 Zeitsetzungslinie (SCHULTZE/MUHS 1967)

Bei wassergesättigten, feinkörnigen Böden kann aus dem zeitlichen Verlauf der Zusammendrückung im Kompressionsapparat der Durchlässigkeitsbeiwert rückgerechnet werden.

Der Durchlässigkeitsbeiwert wird hier in Abhängigkeit von der Zeit t_{50} , nach der 50 % der primären Setzung auftreten, von der Porenzahl e_0 , die zu Beginn des Versuches herrschte, der Verdichtungsziffer a der spezifischen Dichte ρ_w und der Höhe h der Probe bestimmt:

$$k_f = \frac{h^2}{4} \cdot \frac{a}{1+e_0} \cdot \frac{0,2}{t_{50}} \cdot \rho \text{ (m/s)}. \quad (1)$$

Für quellfähige bindige Böden ist dieses Verfahren nur bedingt anwendbar.

2.2.2 nach NISHIDA (Mitteilungen der Westfälischen Berggewerkschaftskasse 1983)

NISHIDA entwickelte folgende Gleichung für den Durchlässigkeitsbeiwert:

$$e = (\alpha + \beta \cdot \log_{10} \cdot k_f) \quad (2)$$

$$\text{mit } \alpha = 0,085 \cdot I_p + 2,0 \quad (3)$$

$$\beta = 0,007 \cdot I_p + 0,19 \quad (4)$$

Aus der Plastizitätszahl und dem Porenanteil wird hier der Durchlässigkeitsbeiwert für aufbereitete Proben ermittelt.

2.2.3 nach YOSHING (Mitteilungen der Westfälischen Berggewerkschaftskasse 1983)

YOSHING entwickelte folgende Gleichung für die Bestimmung des Durchlässigkeitsbeiwertes von Tonen:

$$k = C \cdot \frac{n^{24}}{\eta \cdot N^{12} \cdot I_p^3} \quad (\text{cm/s}) \quad (5)$$

mit $C = 2 \cdot 10^{-23}$

n = Porenvolumen (-)

N = Tonanteil

η = dynamische Viskosität

I_p = Plastizitätszahl

Nach den Mitteilungen der Westfälischen Berggewerkschaftskasse liefert diese Gleichung nur brauchbare Ergebnisse, wenn die konstante C um sieben Zehnerpotenzen reduziert würde.

2.2.4 nach KOZENY/LARMAN erweitert von ENGELHARDT/PITTER-BENNER (Mitteilungen der Westfälischen Berggewerkschaftskasse 1983)

Die Formel zur Berechnung des Durchlässigkeitsbeiwertes lautet danach:

$$k_f = 2 \cdot 10^{-7} \frac{\phi^3}{(1-\phi)^2 \cdot S^2} / I_p \quad (6)$$

mit ϕ = Porosität

S = innere Oberfläche cm^3

I_p = Plastizität

Dieses Verfahren ist recht aufwendig, da die Porosität und die innere Oberfläche bestimmt werden müssen.

2.3 Feldmethoden

2.3.1 Auffüllversuche

Bei Auffüllversuchen wird das Absinken eines durch Wasserzugabe in einem bis zur Sohle voll verrohrten Pegelrohr künstlich aufgehöhtem Wasserspiegels in der Zeit gemessen. Das Verfahren von KOLLBRUNNER-MAAG (LANGGUTH/VOIGT 1980) geht davon aus, daß der Aquifer isotrop und homogen ist und die Äquipotentialflächen um das Rohrende herum Kugelflächen bilden.

Die OPEN-END TESTS des U.S. Bureau of Reclamation gehen von den gleichen Annahmen aus, hier wird jedoch der künstlich aufgehöhte freie Wasserspiegel durch Wasserzugabe konstant gehalten. Diese Tests werden auch mit einem Druckwasserspiegel, der am Manometer registriert wird, durchgeführt. Einer konstanten Spiegelhöhe muß somit einer zeitkonstanten Wasserzugabe entsprechen.

2.3.2 Pumpversuche

Pumpversuche werden so ausgeführt, daß das Wasser aus dem Bohr- oder Pegelloch abgepumpt wird, und die Absenkung des Wasserspiegels und die Entnahmemenge sowie der Wiederanstieg des Wasserspiegels über die Zeit gemessen werden (siehe Abschnitt 3).

3. Pumpversuche im Ton

In diesem Aufsatz soll von den erwähnten Verfahren nur auf den Pumpversuch näher eingegangen werden.

3.1 Allgemeines

Der Pumpversuch an sich kann zwei Hauptzwecken dienen, zum einen, um die hydraulischen Kennwerte des Leiters ("Leitertest") und zum anderen um die Ergiebigkeit eines Brunnens und Wasserspiegelsenkungen in der Umgebung ("Brunnentest") zu bestimmen.

Bei der Bestimmung der hydraulischen Kennwerte und damit auch der Durchlässigkeit wird Wasser bestimmter Mengen während einer bestimmten Dauer entnommen. Die Auswirkung der Entnahme auf den Wasserspiegel wird im Entnahmebrunnen selbst und evtl. in einigen benachbarten Pegelrohren gemessen. Die hydraulischen Kennwerte selbst findet man durch Einsetzen der gemessenen Werte in eine geeignete Formel, die die angetroffenen Verhältnisse am besten annähert. Ziel eines Pumpversuches ist es, einen stationären Fließzustand zu schaffen, d.h. bei konstanter Wasserentnahme einen konstanten Wasserspiegel zu erhalten.

3.2 Durchführung der Pumpversuche

Vor Beginn des Pumpversuches muß durch Pegelmessungen sichergestellt sein, daß im Brunnen oder Pegel der Wasserspiegel in Ruhe ist, d.h. kein Anstieg oder Abfallen des Wasserspiegels verzeichnet wird.

Aufgrund der geringen Durchlässigkeit von Tonböden und einer damit verbundenen geringen Reichweite des Absenktrichters wird hier auf die Beobachtung des Wasserspiegels in Nachbarpegeln verzichtet.

Da das Ziel eines Pumpversuches die Herstellung stationärer Fließzustände ist, wurde von uns für den Tonboden eine Tauchpumpe mit einer maximalen Leistung von 1,2 l/min verwendet.

Vor Beginn des Versuchs wurde der Wasserstand im Brunnen mit einem Lichtlot bestimmt. Von Beginn des Pumpvorgangs an wurde die Wassermenge in Meßbehälter abgepumpt. Während des Pumpvorgangs wurde in Abhängigkeit von der Zeit die abgepumpte Wassermenge und der Wasserstand ermittelt. Nach Beendigung des Pumpvorgangs wurde der Wiederanstieg des Grundwassers über die Zeit gemessen, zunächst in kleinen Zeitabständen (ca. 30 sec, 1 min), dann in größeren Abständen, bis zum Erreichen des ursprünglichen Wasserstandes. Nützlich sind hierbei Pegelschreiber, die kontinuierlich den Wiederanstieg aufzeichnen.

3.3 Auswertung von Pumpversuchen im Kreideton

3.3.1 Allgemeines

Während der Durchführung des Pumpversuchs werden zwei Arten von Messungen durchgeführt:

- Wasserspiegelmessungen und
- Messungen der Fördermenge.

Die Auswertungsart der gewonnenen Daten ist abhängig vom Aquifer und den Randbedingungen (stationäre und instationäre Fließbedingung) des Brunnens. In dem hier zu untersuchenden Kreideton war es trotz der geringen Pumpenleistung nicht möglich, aufgrund der geringen Durchlässigkeit, stationäre Fließbedingungen zu schaffen, d.h. bei konstanter Wasserentnahme einen konstanten Wasserspiegel zu erhalten.

Es kommen also nur Auswertungsverfahren infrage mit instationären Fließbedingungen.

Die meisten Auswertungsverfahren für instationäre Zustände setzen folgende Randbedingungen und Annahmen voraus:

- a) Der Leiter hat eine unbegrenzte Flächenausdehnung.
Diese Annahme bezieht sich auf den Absenkungstrichter und ist in der Natur nur selten erfüllt, der Kreideton im untersuchten Bereich besitzt jedoch eine große Ausdehnung, aus diesem Grunde wird diese Randbedingung als erfüllt angesehen.
- b) Der Leiter ist in dem Bereich, der vom Pumpversuch beeinflusst wird, homogen, isotrop (d.h. in allen Richtungen gleich durchlässig) und von gleichbleibender Dicke.
- c) In dem vom Pumpversuch beeinflussten Bereich ist vor Pumpbeginn der gespannte und/oder der freie Wasserspiegel (nahezu) horizontal.

- d) Aus dem Leiter wird eine konstante Wassermenge gefördert. Während der Pumpzeit wurde die Wassermenge über die Zeit ermittelt. Es ergab sich eine konstante Fördermenge (Bild 1).

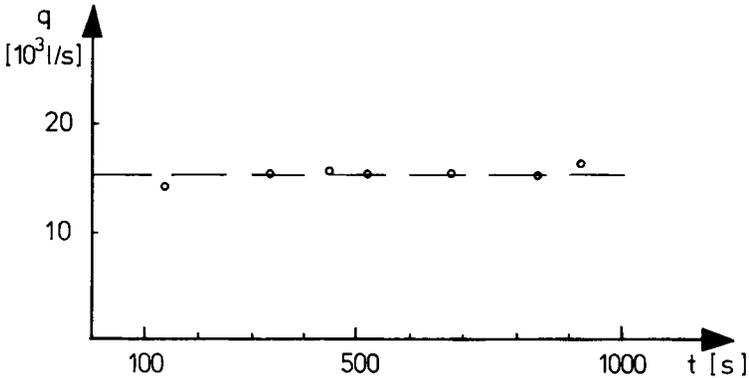


Bild 1: Fördermenge

- e) Der Brunnen durchdringt den gesamten Leiter (vollkommener Brunnen), entnimmt Wasser aus dem gesamten Leiter und wird nur horizontal angeströmt.

In diesem Fall steht der Kreideton in einer Mächtigkeit von 200 m an, der Brunnen ist aber nur 40 m tief. Es liegt also ein unvollkommener Brunnen vor, näherungsweise wird jedoch die Auswertung für vollkommene Brunnen angewandt, da aus Vergleichsberechnungen keine großen Unterschiede ermittelt werden konnten.

- f) Der Speichervorrat im Brunnen ist vernachlässigbar.

Diese Annahme ist hier nicht erfüllt. Der Brunnen besitzt einen großen Radius, bedingt durch die geringe Durchlässigkeit des Tones bildet sich nur ein sehr steiler Absenke-trichter im Vergleich zum Brunnenradius aus. Bei der Auswertung muß deshalb der Inhalt des Brunnens von der Wasser-

entnahmemenge abgezogen werden, wenn das Wiederanstiegsverfahren von THEIS angewandt werden soll.

- g) Das aus dem Leitervorrat entnommene Wasser wird unverzüglich unter Abnahme der Druckhöhe gefördert.

Da im Ton einige Voraussetzungen oder Annahmen nicht erfüllt werden, können nur wenige Auswertungsverfahren angewandt werden. In den Bildern 2 und 3 sind alle möglichen Verfahren zusammengestellt worden.

Sämtliche Auswertungsverfahren ermitteln die Transmissivität des Gesteins.

Die Transmissivität T ist die Abflußrate in einem Querschnitt der Breite 1 und der gesamten Höhe des wassererfüllten Leiters bei einem hydraulischen Gefälle der Größe 1. Sie hat die Dimension Länge² /Zeit (KRUSEMANN/DE RIDDER 1973). Die Durchlässigkeit k kann aus der Transmissivität ermittelt werden:

$$k = \frac{T}{M} \quad (\text{m/s}) \quad (7)$$

mit: k = Durchlässigkeitsbeiwert (m/s)
 T = Transmissivität (m²/s)
 M = Mächtigkeit der wasser-
verfüllten Schicht (m)

Tabelle : Übersicht der Berechnungsverfahren unter besonderen Leiterbedingungen

Hauptannahmen (falls sie ersetzt sind ist es in Spalte 1 angegeben): 1. Der Leiter hat eine scheinbar unbegrenzte Flächenausdehnung 2. Der Leiter ist homogen, isotrop und überall gleich dick. 3. Vor Pumpbeginn sind Grundwasserdruckfläche und/oder freier Wasserspiegel (nahezu) horizontal. 4. Die Fördermenge ist konstant 5. Der Brunnen ist vollkornig (d.h. durchdringt den gesamten Leiter). Nur für instationäre Zustände: 6. Der Speichervorrat im Brunnen ist vernachlässigbar 7. Das aus dem Leitervorrat entnommene Wasser wird unverzüglich unter Abnahme der Druckhöhe abgefordert.

Ersetzte Annahme	Leitertyp	Fließzustand	Berechnungsverfahren	Name	Art	Anmerkungen	Berechnete Parameter	Abchnitt	Quelle
1. Leiter mit einer oder mehreren im voll durchdringenden Anreicherungs- oder Staugrenzen	stationär	gespannt oder ungespannt	Berechnung	Dietz	Berechnung	nur Anreicherungsgegenzen	\bar{T}	1.1.1	Dietz, 1943
	instationär	gespannt oder ungespannt	Kurvendeckung	Straliman	Kurvendeckung	Anreicherungs- und/oder Staugrenzen	\bar{T} und S	1.2.1	Farris u.a. 1962
2. Leiter homogen, anisotrop und von gleichbleibender Dicke	instationär	gespannt oder ungespannt	Berechnung	Hantush-Bildverfahren	Gerade	eine Anreicherungsgegenze	\bar{T} und S	1.2.2	Hantush, 1959
	instationär	halbespannt	Berechnung	Hantush	Berechnung		$(\bar{T})_x, (\bar{T})_y$ und S	2.1.1	Hantush, 1966
2. Leiter homogen und isotrop, aber von exponentiell veränderlicher Dicke	instationär	gespannt	Berechnung	Hantush-Thomas	Berechnung	auch für Wiederanstiegsdaten	$(\bar{T})_x, (\bar{T})_y$ und S	2.1.2	Hantush u. Thomas, 1966
	instationär	halbespannt	Berechnung	Hantush	Berechnung		$(\bar{T})_x, (\bar{T})_y, \text{und } c$	2.2.1	Hantush, 1966
3. Freier Ruhewasserspiegel hat in Fließrichtung ein Gefälle	stationär	gespannt	Kurvendeckung	Hantush	Kurvendeckung	$dd/dx < 0,20$	\bar{T}_0 und S	3.1.1	Hantush, 1964
	stationär	ungespannt	Kurvendeckung	Kulminationspunkt	Berechnung		\bar{T}	4.1.1	mündl. Mitteilung
4. Veränderliche Entnahmemenge	instationär	gespannt	Berechnung	Hantush	Kurvendeckung	$1 < 0,20$	\bar{T} und S	4.2.1	Hantush, 1964
	instationär	ungespannt	Berechnung	Cooper-Jacob	Gerade	stufenweise Förderung	\bar{T} und S	5.1.1	Cooper u. Jacob, 1946
5. Unvollkommener Brunnen	stationär	gespannt oder ungespannt	Berechnung	Aron - Scott	Gerade	kontinuierlich abnehmende Fördermenge	\bar{T} und S	5.2.1	Aron und Scott, 1965
	stationär	gespannt	Berechnung	Sternberg	Gerade		\bar{T} und S	5.2.2	Sternberg, 1966
	stationär	gespannt	Berechnung	Wiederanstiegsverfahren Sternberg	Gerade		\bar{T}	5.2.3	Sternberg, 1967
	stationär	gespannt	Berechnung	Huisman Berichtigung I	Berechnung	$r > r_w$	\bar{T}	6.1.1	Anonymous, 1964
	stationär	gespannt	Berechnung	Huisman Berichtigung II	Berechnung	$r = r_w$	\bar{T}	6.1.2	Anonymous, 1964
	stationär	halbespannt	Berechnung	Jacob Berichtigung I	Berechnung	Filter in der Nähe der Deckschlächt oder Sohle des Leiters	\bar{T}	6.1.3	Jacob, 1963
	stationär	ungespannt	Berechnung	Huisman Berichtigung I u. II	Berechnung		\bar{T}	6.2.1	Anonymous, 1964
	stationär	ungespannt	Berechnung	Hantush Berichtigung	Berechnung		\bar{T}	6.3.1	Hantush, 1964
	stationär	gespannt	Berechnung	Hantush, modif. Theis-Verfahren	Kurvendeckung	kurze Pumpdauer	\bar{T} und S	6.4.1	Hantush, 1962
	stationär	gespannt	Berechnung	Hantush, modif. Jacob-Verfahren	Gerade	lange Pumpdauer	\bar{T} und S	6.4.2	Hantush, 1962
6. Vorrat im Pumpbrunnen ist nicht vernachlässigbar (große g)	stationär	gespannt	Kurvendeckung	Papadopulos-Cooper	Kurvendeckung	Eintrittswiderstand = 0	\bar{T} und S	7.1.1	Papadopulos u. Cooper, 1967
2 u.5. Zweischichtiger Leiter mit halbdurchlässiger Trennschicht	stationär	halbespannt	Nemigramm und Kurvendeckung	Huisman-Kemperman	Nemigramm und Kurvendeckung	es wird nur aus oberem Leiter entnommen	$\bar{T}_1, \bar{T}_2, c_1$ und c_2	8.1.1	Huisman u. Kemperman, 1951
	stationär	halbespannt	Berechnung	Bruggeman	Gerade	oberer und unterer Leiter mit getrennter Entnahme	$\bar{T}_1, \bar{T}_2, c_1$ und c_2	8.1.2	Bruggeman, 1966
Zusätzliche Annahme, Eintrittswiderstand des Pumpbrunnens = 0	stationär	gespannt	Berechnung	Logan	Berechnung	Näherungsverfahren ohne Pegel	\bar{T}	9.1.1	Logan, 1964
	stationär	ungespannt	Berechnung	Gosselin	Berechnung	Näherungsverfahren ohne Pegel für sehr tiefe Leiter	\bar{T}	9.1.2	Gosselin, 1951
Zusätzliche Annahme wie oben und 5 unvollkommener Brunnen	stationär	ungespannt	Berechnung	Logan	Berechnung	Näherungsverfahren ohne Pegel	\bar{T}	9.2.1	Logan, 1964
	stationär	gespannt	Berechnung	Zangar	Berechnung	Näherungsverfahren ohne Pegel	k	9.3.1	Zangar, 1953
Zusätzl. Annahme: Eintrittswiderstand d Pumpbrunnens = 0; S ist bekannt	stationär	gespannt	Berechnung	Hurr	Berechnung	Näherungsverfahren ohne Pegel	\bar{T}	9.4.1	Hurr, 1966
	stationär	ungespannt	Berechnung	Hurr	Berechnung	Näherungsverfahren ohne Pegel	\bar{T}	9.5.1	Hurr, 1966
Frei ausfließende Brunnen; Absenkung konstant; Entnahmemenge wechsell	stationär	gespannt	Berechnung	Jacob-Lohman	Gerade	Näherungsverfahren ohne Pegel	\bar{T} und S	10.1.1	Jacob und Lohman, 1952

Bild 2: Übersicht der Berechnungsverfahren

(KRUSEMANN/DE RIDDER 1973)

Leiterlyp		Fließgleichung	Berechnungsverfahren	Anmerkungen	Berechnete Parameter	Abschnitt	Quelle
<p>Tabelle : Übersicht der Berechnungsverfahren</p> <p>Hauptannahme 1. Der Leiter hat eine scheinbar unbegrenzte Flächenausdehnung. 2. Der Leiter ist homogen, isotrop und überall gleich dick. 3. Vor Pumpbeginn sind die Grundwasserdrückflächen und der freie Wasserspiegel (nahezu) horizontal. 4. Die Entnahmemenge ist konstant. 5. Der Brunnen ist vollkommen (d.h. durchdringt den gesamten Leiter). Nur für instationäre Zustände. 6. Der Speichervorrat im Brunnen ist vernachlässigbar. 7. Das aus dem Leiterverort entnommene Wasser wird unverzüglich unter Abnahme der Druckhöhe geföhrt. 8. Der Speichervorrat im Brunnen ist vernachlässigbar. 7. Das aus dem Leiterverort entnommene Wasser wird unverzüglich unter Abnahme der Druckhöhe geföhrt.</p>							
gespannt	stationär	$Q = \frac{2\pi T}{\ln(r_2/r_1)} (s_1 - s_2)$	Thiem	Berechnung	T	1.1	Thiem, 1906
	instationär	$s = \frac{Q}{4\pi T} \int_0^\infty e^{-y} dy = \frac{Q}{4\pi T} W(u)$	Thies Chow	Kurvendeckung Nomogramm	T und S T und S	2.1 2.2	Jacob, 1940 Chow, 1952
halbgespannt	stationär	$s^* = \frac{2.30 Q}{4\pi T} \log \frac{r}{r_0}$	Jacob	Gerade	T und S	2.3	Cooper u. Jacob, 1946
		$s_m = \frac{Q}{2\pi T} K_0\left(\frac{r}{L}\right)$	Wiederansichtsverfahren von Thies	Gerade	T	2.4	Thies, 1935
		$s_m = \frac{2.30 Q}{2\pi T} \left(\log 1.12 \frac{r}{L} \right)$	De Glee	Kurvendeckung	T und c	3.1	De Glee, 1930
		$Q - Q' = \frac{2\pi T}{\ln(r_2/r_1)} (s_1 - s_2)$	Hantush, Jacob	Gerade	T und c	3.2	Hantush u. Jacob, 1955
instationär	stationär	$s = \frac{Q}{4\pi T} \int_0^\infty \int_0^\infty \text{erfc}(-y - \frac{r^2}{4Ty}) dy = \frac{Q}{4\pi T} W(u, r/L)$	Walton	Kurvendeckung	T, S und c	4.1	Walton, 1962
		$= \frac{Q}{4\pi T} W(u, r/L)$	Hantush I Hantush II	Wendepunkt Wendepunkt	T, S und c T, S und c	4.2 4.3	Hantush, 1956 Hantush, 1956
		$s = \frac{Q}{4\pi T} [2K_0(r/L) - W(Q, r/L)]$	Hantush III	Kurvendeckung	T, S und c	4.4	Hantush, 1956
ungespannt mit vergrößerter Schürfung und halb-ungespannt	instationär	$s = \frac{Q}{4\pi T} \int_0^\infty \int_0^\infty [1 - \exp(-4\pi T(y^2 + t))] dy = \frac{Q}{4\pi T} W(u, v, r/B)$	Boulton	Kurvendeckung	T, S, S _y , B und 1/a	5.1	Boulton, 1963
	stationär	$Q = \pi K \frac{h_1^2 - h_2^2}{\ln(r_2/r_1)} = \frac{2\pi T}{\ln(r_2/r_1)} (s_{m1} - s_{m2})$	Thiem-Dupuit	Berechnung	T	6.1	Thiem, 1906
instationär	wie für gespannte Leiter	wie für gespannte Leiter			T und allgemein S	7 und 2.1 bis 2.4	Thiem, 1906 Jacob, 1940 Chow, 1952 Cooper und Jacob 1946

Bild 3: Übersicht der Berechnungsverfahren für besondere Leiterbedingungen (KRUSEMANN/DE RIDDER 1973)

3.3.2 Auswertungsverfahren für Tonböden

3.3.2.1 Das Wiederanstiegsverfahren von THEIS (LANGGUTH/VOIGT 1980)

Nach dem Abstellen der Pumpe steigt der Wasserspiegel wieder bis zur ursprünglichen Höhe an.

Aus den beim Wiederanstieg gemessenen Werten läßt sich dann die Transmissivität berechnen.

Dieses Verfahren hat den Vorteil, daß die Auffüllmenge konstant ist, nämlich der mittleren Entnahmemenge entspricht.

Während der Wiederanstiegszeit beträgt nach THEIS (1935) (KRUSEMANN/DE RIDDER 1973) die verbleibende oder Restabsenkung

$$s'' = \frac{Q}{4\pi T} \left(\ln \frac{4T t}{r^2 S} - \ln \frac{4T t''}{r^2 S''} \right) \quad (8)$$

s'' = Restabsenkung in m

r = Abstand des Pegelrohres in Metern vom Entnahmebrunnen oder, beim Entnahmebrunnen selbst,

$r = r_w$ = tatsächlicher Brunnenradius

S'' = Speicherkoeffizient während des Wiederanstiegs, dimensionslos

S = Speicherkoeffizient während des Pumpens, dimensionslos

t = Zeit in Tagen seit Pumpbeginn

t'' = Zeit in Tagen seit Pumpende

Q = Zuflußmenge = Entnahmemenge in m^3 /Tag

T = Transmissivität

Für einen der Pegel oder für den Pumpbrunnen trägt man auf einfach logarithmischem Papier s'' gegen t/t'' auf (t/t'' auf logarithmischer Achse) und legt eine Gerade durch die Punkte.

Der Anstieg der Geraden ist

$$s'' = \frac{2 \cdot 30 \cdot Q}{4\pi T} \quad (9)$$

Der Wert von s'' als bleibende Absenkung pro log. Zyklus kann aus dem Diagramm abgelesen und eingesetzt werden in

$$T = \frac{2 \cdot 30 \cdot Q}{4\pi s''} \quad (10)$$

Dann ermittelt sich die Durchlässigkeit k zu:

$$k = \frac{T}{M}$$

M = Mächtigkeit

Als Voraussetzung bei diesem Verfahren gilt, daß der Inhalt des Brunnens vernachlässigbar klein ist gegenüber der Entnahmemenge. Das ist hier jedoch nicht der Fall, deshalb muß der Brunneninhalt von der Entnahmewassermenge abgezogen werden.

3.3.2.2 Verfahren von PAPADOPULOS - COOPER

Dieses Verfahren ist anwendbar bei Brunnen mit großen Durchmessern. Alle weiteren Voraussetzungen nach Abschnitt 3.3.1 müssen ebenfalls erfüllt sein.

Dann lautet die allgemeine Strömungsgleichung innerhalb eines Brunnens mit großem Durchmesser:

$$s = \frac{Q}{4\pi T} F(u_w, \beta) \quad s = \text{Absenkung im Brunnen} \quad (11)$$

Darin ist $F(u_w, \beta)$ eine Funktion, deren Zahlenwerte im Bild 4 dargestellt sind.

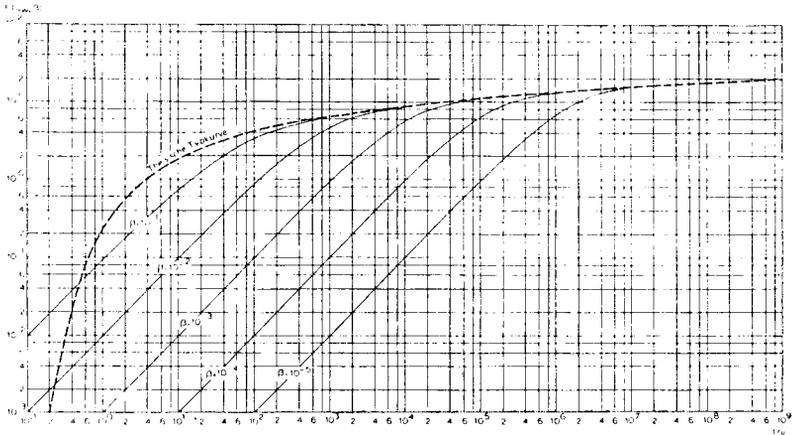


Bild 4: Typkurvenschar von PAPADOPULOS/COOPER:

$F(u_w, \beta)$ gegen $1/u_w$ für verschiedene Werte von β
(KRUSEMANN, DE RIDDER 1973)

Dieses Verfahren beruht auf der Kurvendekung. Die Funktion $F(u_w, \beta)$ wird gegen $1/u_w$ auf doppelt logarithmischem Papier gezeichnet. Auf einem anderen Blatt gleicher Teilung wird dann s gegen t aufgetragen.

Die Blätter werden aufeinandergelegt und durch achsenparalleles Verschieben wird versucht, die Beobachtungswerte mit einem Zweig der Typkurvenschar möglichst gut zur Deckung zu bringen.

Man wählt einen Deckungspunkt und schreibt sich hierfür die Werte $F(u_w, \beta)$, $1/u_w$, s_w und t auf. Diese Werte werden dann in die obige Gleichung eingesetzt und die Transmissivität bestimmt.

3.3.3 Beispiel

In einem Tonboden mit folgenden bodenmechanischen Kennwerten wurde ein Pumpversuch in einem Brunnen durchgeführt:

Porenzahl $e = 0,67$

Porenanteil $n = 0,40$

Plastizität $I_p = 0,284$

Korngrößen : Ton ($< 0,002 \text{ mm}$) 62 %

Schluff ($< 0,06 \text{ mm}$) 33 %

Feinsand 5 %

Der Brunnenaufbau ist im Bild 5 dargestellt:

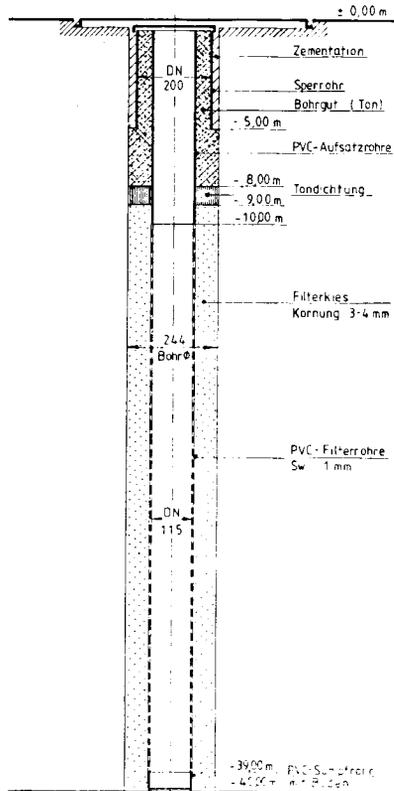


Bild 5: Brunnenschnitt

Die gemessenen Daten des Pumpversuchs sind in Bild 6 gegeben:

Wasserstand im Ruhezustand : 1,88 m

Wasserstand nach Einhängen der Pumpe: 1,82 m

Beginn des Pumpens: 0,0 sec

Zeit (s)	abgepumpte Wassermenge (l)	Wasserstand (m)
135	1,9	2,0
330	5,0	2,24
450	7,0	2,40
520	8,0	2,49
675	10,5	2,67
840	13,0	2,86
920	15,0	3,01

Wasserstand nach Beendigung des Pumpens: 3,01 m

Wasserstand ohne Pumpe : 3,04 m

Ende des Pumpens nach : 920 sec

abgepumpte Wassermenge : 15,0 l

Wiederanstieg des Wasserspiegels

Zeit (s)	Datum	Uhrzeit	Wasserstand (m)
1.020			3,04
1.260			2,99
1.500			2,96
1.800			2,96
236.400			1,95
250.800			1,94
673.800			1,89

Bild 6: Pumpversuchsdaten

3.3.3.1 Auswertung nach dem Wiederanstiegsverfahren nach THEIS

Bei diesem Auswertungsverfahren muß der Brunneninhalt von der abgepumpten Wassermenge abgezogen werden. Für die Pumpversuche ergeben sich damit folgende Wassermengen:

Entnahmewassermenge : $Q' = 15,0 \text{ l}$

Zeit : $t = 920 \text{ sec}$

tatsächliche Wassermenge : $Q'' = Q' - V_{\text{Br.}}$ (SCHULTZE/MUHS 1967)

mit Q' = Entnahmewassermenge

$V_{\text{Br.}}$ = Brunneninhalt

Es ergibt sich die tatsächliche Wassermenge zu:

$$Q'' = 2,95 \text{ l}$$

$$q = 3,21 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3/\text{s}$$

Für den Versuch werden auf einfach logarithmischem Papier der Wiederanstieg des Pegels s über dem Verhältnis der Zeit seit Pumpbeginn t zur Zeit seit Pumpende t'' (t/t'') aufgetragen (Bild 7).

Die Wiederanstiegskurve wird durch eine Gerade angenähert und die Absenkung pro log. Zyklus ermittelt. Eingesetzt in Gleichung 10 und 7 ergibt sich die Durchlässigkeit mit

$$s'' = 0,48 \text{ m}$$

$$Q = 3,21 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\text{zu: } k = 6,1 \cdot 10^{-9} \text{ m/s}$$

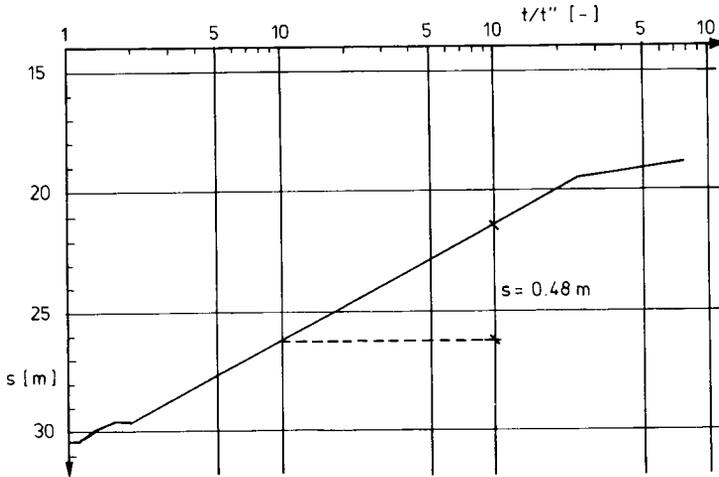


Bild 7: Auswertung nach THEIS

3.3.3.2 Auswertung nach dem Verfahren von PAPADOPULOS/COOPER

Bei diesem Verfahren müssen die Beobachtungswerte mit Typkurvenscharen von PAPADOPULOS/COOPER verglichen werden.

Verglichen wird die Neigung im Absenkungsdiagramm mit den Neigungen der Typkurven. Da nur recht wenige Meßwerte zur Verfügung standen, wurden die Typkurven in DIN A 0-Größe gezeichnet, um eine bessere Vergleichsmöglichkeit zu erzielen.

Der Deckungspunkt A, für den die Beobachtungs- und Funktionswerte abgelesen wurde, ist eingetragen (Bild 8).

Für diesen Deckungspunkt ergaben sich folgende Werte:

$$s = 0,67 \text{ m}$$

$$t = 520 \text{ s}$$

$$1/u_w = 22,0$$

$$F(u_w, \beta) = 0,21$$

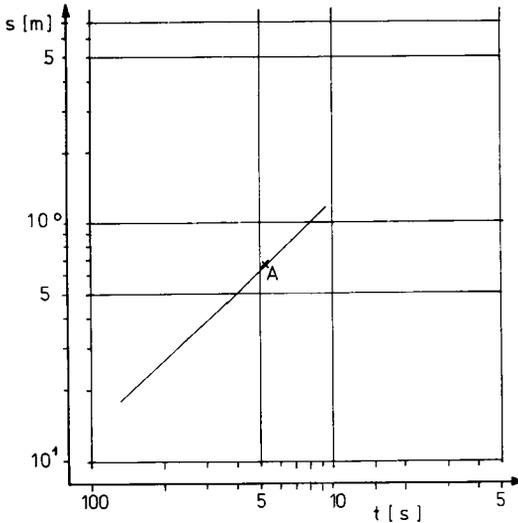


Bild 8: Auswertung nach PAPADOPULOS/COOPER

Nach Gleichung (11) und (7) ergibt sich der Durchlässigkeitsbeiwert zu:

$$k = 2,03 \cdot 10^{-9} \text{ m/s}$$

3.3.3.3 Zusammenstellung der Ergebnisse

Ein Pumpversuch wurde im vorliegenden Fall mit zwei unterschiedlichen Verfahren ausgewertet.

Aus dem Wiederanstiegsverfahren nach THEISS ergab sich der Durchlässigkeitsbeiwert zu:

$$k = 6,1 \cdot 10^{-9} \text{ m/s}$$

Nach dem Verfahren von PAPADOPULOS/COOPER ergab sich der Durchlässigkeitsbeiwert zu:

$$k = 2,03 \cdot 10^{-9} \text{ m/s}$$

Es ist jedoch zu bemerken, daß das grafische Verfahren von PAPADOPULOS/COOPER erst bei einer großen Anzahl von Meßwerten über größeren Zeitraum genauer wird, da erst dann die Neigung der Absenkungskurve gut mit den Typkurvenscharen verglichen werden kann.

4. Vergleich der ermittelten Versuchsergebnisse

Im folgenden werden die im Feld ermittelten Durchlässigkeitswerte mit im Labor bestimmten Werten verglichen.

Am Institut für Grundbau und Bodenmechanik wurde an einer ungestörten Probe, bei Durchströmung mit Aqua dest. eine Durchlässigkeit von

$$k = 3 \cdot 10^{-11} \text{ m/s} \quad \text{gemessen.}$$

Nach dem Verfahren von NISHIDA (Mitteilungen der Westfälischen Berggewerkschaftskasse 1983) ergibt sich die Durchlässigkeit an aufbereiteten Proben (Gleichung 2 bis 4) mit $I_p = 28,4$ und $e = 0,67$ zu:

$$\alpha = 4,414 \quad \beta = 0,388$$

$$k = 2,35 \cdot 10^{-10} \text{ m/s}$$

Nach dem Verfahren von YOSHING (Mitteilungen der Westfälischen Berggewerkschaftskasse 1983) ergibt sich der Durchlässigkeitsbeiwert mit der dynamischen Viskosität $\eta = 1,3 \cdot 10^{-3} \text{ N}\cdot\text{s/m}^2$ der Porenzahl $n = 0,40$, dem Tonanteil $N = 62 \%$ und der Plastizitätszahl $I_p = 0,284$ zu:

$$k = C \cdot 0,003$$

$$k = 2 \cdot 10^{-16} \cdot 0,003 \cdot \frac{1}{100} \text{ m/s}$$

$$k = 6 \cdot 10^{-21} \text{ m/s.}$$

Das unrealistische Ergebnis zeigt, daß dieses Verfahren hier nicht anwendbar ist.

Aus der Zeitsetzungslinie (Bild 9) ergibt sich der Durchlässigkeitsbeiwert mit:

$$\begin{aligned} t_{50} &= 3.300 \text{ sec}, & h &= 0,04 \text{ m}, \\ a &= 0,0002, & e_0 &= 0,940, \\ \rho &= 1 \text{ t/m}^3 & & \text{(Gln (1)) zu:} \\ & & k &= 2,5 \cdot 10^{-11} \text{ m/s} \end{aligned}$$

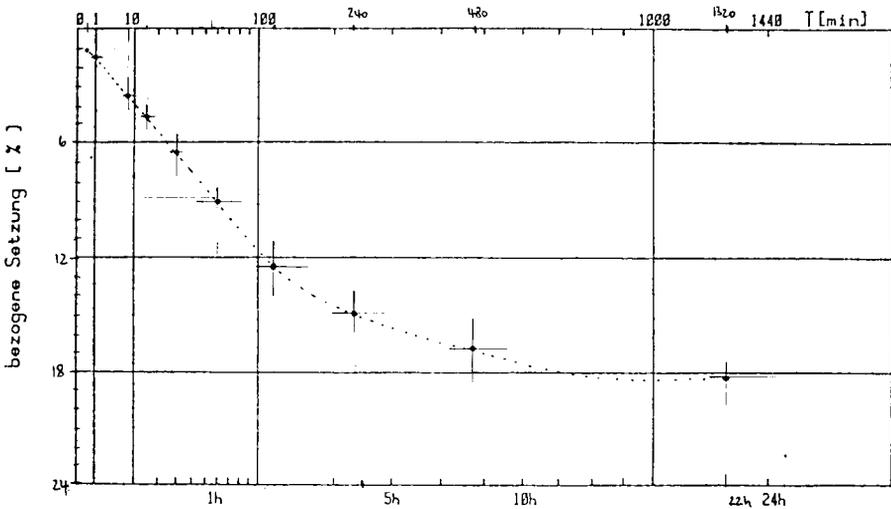


Bild 9: Zeitsetzungslinie

Aus den Pumpversuchen ergaben sich Ergebnisse von

$$k = 6,1 \cdot 10^{-9} \text{ m/s}$$

und

$$k = 2,03 \cdot 10^{-9} \text{ m/s}$$

Die Durchlässigkeiten aus Laborversuchen ergeben also geringere Werte als aus den Pumpversuchen. In Pumpversuchen werden die Randbedingungen (Klüfte, Schwächezonen) miteinfaßt, die im Laborversuch nicht berücksichtigt werden.

4. Zusammenfassung

In diesem Aufsatz wurden die Methoden zur Bestimmung von Durchlässigkeiten kurz beschrieben, und zwar Labormethoden, als auch Feldmethoden.

Aus den Labormethoden ergaben sich günstigere Werte als aus Feldversuchen. Aus diesem Grunde sollten zur Bestimmung von Durchlässigkeiten in gewachsenen Böden immer Feldversuche herangezogen werden.

5. Literatur

SCHULTZE, E./MUHS, H. : Bodenuntersuchungen für Ingenieurbauten. Springer, Berlin 1967

LANGGUTH, H.R./
VOIGT, R. : Hydrogeologische Methoden.
Berlin, Heidelberg, New York,
Springer-Verlag, 1980

KRUSEMAN, G.P./
DE RIDDER, N. : Untersuchung und Anwendung von Pumpversuchsdaten. Übersetzt von A.W. Uehlendahl. Köln, Verlag R. Müller, 1973

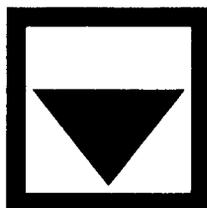
HVORSLEV, M.J. : Time lag and Soil Permeability in Ground-Water Observations. Bulletin No. 36, Waterways Experiment Station, Corps of Engineers, U.S.Army, Vicksburg, Mississippi, 1951

Mitteilungen des Westfälischen Berggewerkschaftskasse, Heft 43 : Untersuchungen zur Wasserdurchlässigkeit bindiger Böden. Bochum, August 1983

Der technische Fortschritt beruht auf dem Zusammenwirken von Wissenschaft und Praxis. Die geologischen Voraussetzungen unserer Erdkruste stellen besondere Aufgaben.

Unser Spezialgebiet läßt sich in 4 Hauptgruppen zusammenfassen:

Dichtungswände, Gründungsarbeiten, Tiefbohrungen, Wasserversorgungsanlagen einschließlich Brunnen.



BRECHTEL SPEZIAL-TIEFBAU

Johannes Brechtel GmbH

Industriestr. 11 · D-6700 Ludwigshafen · W-Germany · Tel. (06 21) 69 30 41 · Telex 4 64 827

Stuntzstr. 16 · D-8000 München 80 · W-Germany · Tel. (089) 47 40 35 · Telex 5 24 237

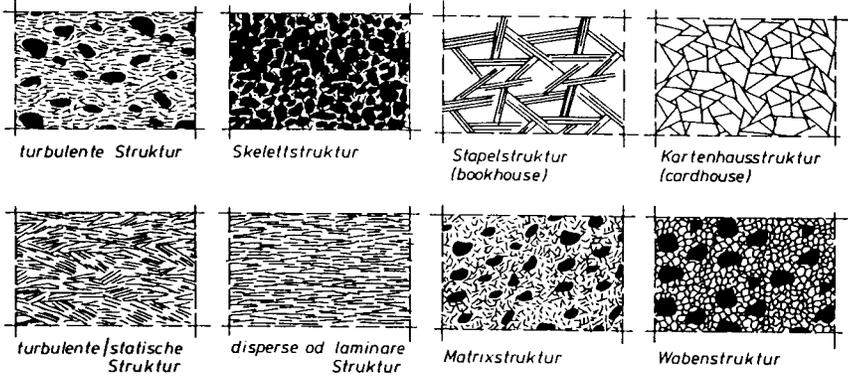
Mikrogefüge und bodenmechanische Eigenschaften überkonsolidierter Tone

Ernst - Werner Raabe

1. Einleitung

Tone sind überkonsolidiert, wenn ihre Porenzahlen nicht der momentanen, sondern einer früheren, von Eis- oder Sedimentlast gebildeten höheren Spannung äquivalent sind. Im norddeutschen Raum stehen derartige, oft glazial vorbelastete Tone in weiter Verbreitung oberflächennah an. Gerade bei überkonsolidierten Tonen mit der meist hohen Dichte nimmt das Mikrogefüge Einfluß auf das mechanische Verhalten. Die Vielzahl von beobachtbaren Strukturen (Bild 1) läßt sehr unterschiedliche Verhaltensweisen erwarten.

Im Rahmen eines von der Deutschen Forschungsgemeinschaft über 2 Jahre geförderten Vorhabens wurden mehrere norddeutsche Tone mit dem Ziel untersucht, Zusammenhänge zwischen Gefügeeigenschaften, Mineralbestand und bodenmechanischem Verhalten zu erkennen. Über ausgewählte Ergebnisse, die das anisotrope Verhalten der Tone bei Gebrauchszuständen betreffen, wird im folgenden berichtet.



Linien: Schnittkanten von Tonteilchen
Punkte: Schnittflächen von Einlagerungen

Bild 1: Beobachtete Gefüge von Tonen, schematisiert, in Anlehnung an BARDEN/SIDES (1971), u.a.

2. Untersuchte Tone und Klassifikationsparameter

Untersucht wurden 5 Tone (Gruppe I, komplettes Versuchsprogramm) und 4 weitere Tone (Gruppe II, ergänzende Untersuchungen).

Mit der Auswahl der Tone sollte eine möglichst weite stratigraphische Bandbreite abgedeckt werden.

Die Tone wurden nach der Entnahme der Proben sofort vor Ort mit Unterdruck dampfdiffusionssicher verpackt. Die bodenmechanischen Grundkennwerte sind in Bild 3 angegeben.

	SYMPOL	BEZEICHNUNG	ENTNAHMEORT	TIEFE**	BEMERKUNG
G R U P P E I	ME	Kreide-Ton Unterkreide, Apt	Mehrum	8-15 m	Bohrung
	SP	Oligozän- Ton* Rupel-Ton	Sprendlingen	18-21 m	Bohrung
	HH	Miozän-Ton Glimmerton	Hamburg	30-50 m	Bohrung
	KI	Miozän-Ton Glimmerton	Kirch- gellers.	8-10 m	Gruben- böschung
	ED	Quartär-Ton Lauenburger Ton	Edeweicht	7- 9 m	Gruben- sohle
G R U P P E II	WO	Kreide-Ton Oberkreide	Woltorf	16-18 m	Bohrung
	AN	Kreide-Ton Oberkreide	Anderten	9-13 m	Bohrung
	QU	Quartär-Ton Lauenburger Ton	Querenstede	14-16 m	Gruben- sohle
	OD	Oligozän- Ton	Ochsendorf	3- 4 m	Schurf

*: ein geeigneter Aufschluß im norddeutschen Raum stand nicht zur Verfügung

** : bei Entnahme in Tongruben: langfristige Tiefe unter ursprünglicher Geländeoberkante

Bild 2: Ausgewählte Tone (stratigraphische Bandbreite: Quartär bis Kreide)

	T	U	S	e	w	w _L	w _P	I _p	I _c	I _a	V _{Ca}	V _{gl}
	(%)	(%)	(%)	(-)	(%)	(%)	(%)	(%)	(-)	(-)	(%)	(%)
ME	67	31	2	0,60	21	112	20	92	0,99	1,37	1,30	6,7
WO	68	30	2	0,75	27	76	21	55	0,95	0,81	18,20	18,8
AN	50	45	5	0,51	20	48	15	32	0,89	0,64	60,5	24,5
SP	50	47	3	0,55	23	58	19	39	0,90	0,78	17,6	15,1
OD	57	35	8	-, -	23	65	19	46	0,91	0,81	1,0	6,2
HH	29	61	10	0,40	15	49	16	33	1,03	1,14	1,5	6,0
KI	29	46	25	0,55	19	46	17	29	0,93	1,00	2,1	4,9
ED	62	36	2	0,87	31	84	26	58	0,91	0,94	6,0	11,9
QU	51	48	1	0,90	35	81	28	53	0,91	0,81	7,0	13,0

Bild 3: Grundkennwerte der Tone

3. Mineralbestand und Gefüge

Die röntgenographische Untersuchung des Mineralbestandes wurde durch eine Bestimmung des Quarzgehaltes nach Wiegmann & Kranz und eine Bestimmung des Kohlenstoffgehaltes mit einer LECO-Apparatur sowie (bei den Miozän-Tonen) durch eine visuelle Beurteilung von Dünnschliffen ergänzt.

Beobachtet wurden sehr hohe Glaukonit-Gehalte bei den Miozän-Tonen und sehr hohe Karbonat-Gehalte bei dem Rupel-Ton, dem Kreide-Ton und auch beim Lauenburger Ton. Quellfähige Smektitte und Wechsellagerungsminerale sind in den Miozän-Tonen nur schwach, in den anderen Tonen stark vertreten (Bild 4).

Das Gefüge der Tone wurde mit Dünnschliffen, Rasterelektronenmikroskopaufnahmen und Röntgentexturanalysen (Illit und Kaolinit) untersucht. Neben ungestörten Proben wurden dabei

	KI	HH	ED	ME	SP
Quarz	13	10	8	8	7
Karbonate	2	12	10	3	24
Pyrit	2	2	1	2	1
org. Anteile	3	3	2	3	1
Feldspäte	3	4	2	2	3
sonst.					
Nichttone	3	3	3	3	2
Glaukonit	25	20	-	-	-
Kaolinit	3	4	12	16	5
Illit	37	30	26	37	23
Wechsellag. minerale	7	7	12	18	10
Smektit	-	-	18	-	16
Chlorit	2	5	6	8	8

Bild 4: Mineralbestand der Tone

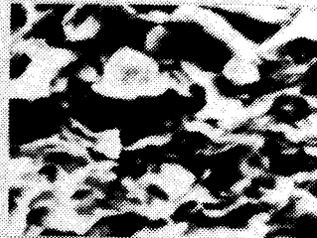
auch aufbereitete, teilweise auch sedimentierte und dann konsolidierte Proben untersucht. Die Tone ließen dabei charakteristische Unterschiede im Mikrogefüge und bei Gefügeänderungen durch Belastung erkennen.

Der Lauenburger Ton zeigte in den Dünnschliffen eine sehr feine, horizontale Bänderung, die Miozän-Tone ein isotropes Gefüge, das durch die charakteristischen Fraktionen Glaukonit, Quarz und Feinstanteile (Tonminerale außer Glaukonit) bestimmt wird. Schichtungen lagen bei den Tonen, wenn vorhanden, stets horizontal.

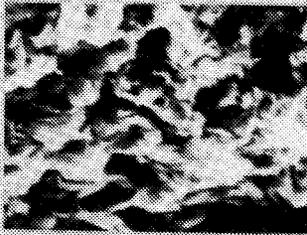
Die Röntgentexturanalysen samt einer Vorauswertung wurden am Geologischen Institut der Universität Göttingen ausgeführt. Beachtet werden muß, daß mit der Texturanalyse jeweils nur



ME Vertikalschnitt, ungestörte Probe



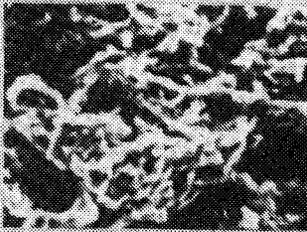
ME Vertikalschnitt, aufbereitete und wiederbelast. Probe



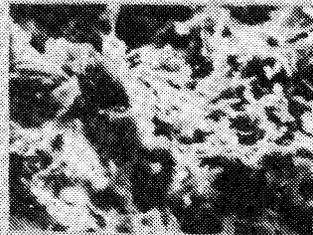
SP Vertikalschnitt, ungestörte Probe



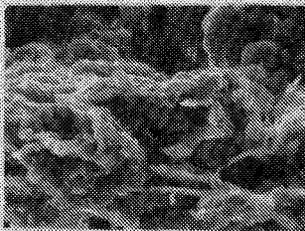
SP Vertikalschnitt, aufbereitete und wiederbelast. Probe



KI Vertikalschnitt, ungestörte Probe



KI Vertikalschnitt, aufbereitete und wiederbelast. Probe



ED Vertikalschnitt, ungestörte Probe (10µm:————→)



ED Vertikalschnitt, ungestörte Probe (2µm:————→)

Bild 4: REM-Aufnahmen der Tone (10µm:————→)

die Einregelung eines Minerals untersucht wird, die nicht notwendigerweise repräsentativ für die Gesamteinregelung in dem betreffenden Ton sein muß. Hier wurden deshalb stets zwei Tonminerale untersucht (Illit und Kaolinit).

Ergebnis der Vorauswertung ist ein bereinigtes Poldiagramm mit einem Zahlenraaster aus Intensitätsangaben (siehe auch SCHILLER, 1980).

Aus den erhaltenen Meßdaten wurden Texturdiagramme entwickelt und zunächst aus Axialsymmetrie untersucht.

Da alle untersuchten Proben eine eindeutig axialsymmetrische Einregelung zeigten, konnte aus den Texturdiagrammen jeweils ein Texturprofil als Mittel der 4 Einzelprofile MA, MB, MC, MD ermittelt werden (Bild 6).

Für die Quantifizierung von Einregelungen bei Tonen gibt es keinen allgemein anerkannten Parameter. Da die in der Literatur vorgeschlagenen Kennwerte nicht geeignet erscheinen, wurde ein Parameter neu definiert.

Der hier verwendete Texturparameter T (Einregelungsgrad) wird aus dem mittleren Polwinkel $\bar{\pi}$ der jeweiligen Messung und dem bei vollständig regelloser Anordnung der betreffenden Tonminerale errechenbaren mittleren Polwinkel π^* ermittelt:

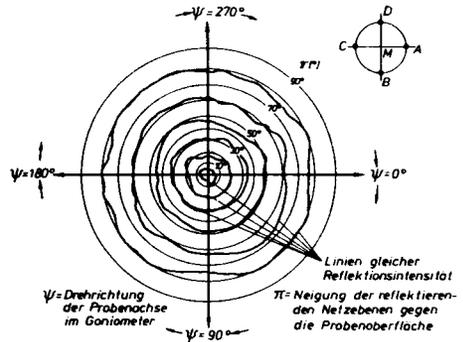


Bild 6: Texturdiagramm mit Linien gleicher Reflektionsintensität

$$T = 1 - \frac{\bar{\pi}}{\pi^*}$$

$\bar{\pi}$ = mittlerer Polwinkel
der betreffenden Mes-
sung

π^* = mittlerer Polwinkel
bei regelloser An-
ordnung

Bei vollkommener Einregelung parall zur Probenoberfläche be-
trägt der mittlere Polwinkel $\bar{\pi} = 0^\circ$, der Texturparameter er-
hält dann den Wert 1.0, bei vollkommen regelloser Anordnung
wird $T < 0.15$.

Die errechneten
Texturparameter
T zeigen, daß
der Lauenburger
Ton im unge-
störten Zustand
die beste Ein-
regelung auf-
weist, gefolgt
vom Kreide-Ton
und vom Rupel-
Ton.

Der hohe Tex-
turwert des
Lauenburger
Tons wird durch
die REM-Aufnah-
men (Bild 5)

jedoch relati-
viert. Dort
zeigte der Ton
eine bevorzugte
Einregelung der
größeren Struk-
turelemente,
die nicht not-

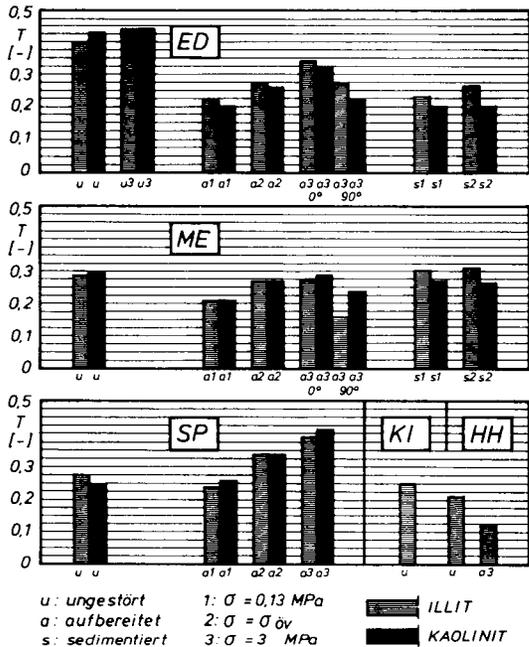


Bild 7: Texturparameter T verschiedener
Tone und Probenzustände
Zustände u3, a, s: ödometrisch be-
lastet
(90°: Probe mit $\sigma = 0,13$ MPa kon-
solidiert und nach Drehung um 90°
weiter belastet, siehe Bild 8)

wendigerweise für das bodenmechanische Verhalten in allen Spannungsbereichen ausschlaggebend sein müssen.

Der Kreide-Ton ME hingegen zeigt in den REM-Aufnahmen (Bild 5) eine von einer Wellung überdeckte, bessere Einregelung, die von den Texturanalysen nicht voll erfaßt wird.

Auch der Miozän-Ton KI, bei dem eine Einregelung aufgrund der Korngrößenanalyse, der lichtmikroskopischen Beurteilung und der REM-Aufnahmen nicht erwartet wurde, besitzt mit $T = 0,25$ einen ähnlich hohen Texturparameter wie die Tone ME und SP. Dieser Wert wird durch die REM-Aufnahmen (Bild 5) ebenfalls relativiert. Er kam durch die gute Einregelung des Hellglimmers (Muskovit) zustande, der aber keine zusammenhängende Struktur bildet und das mechanische Verhalten kaum beeinflußt. Die Einregelung des Hellglimmers ist durch Wiederbelastung von aufbereitetem Material nicht reproduzierbar (Bild 7).

Der Rupel-Ton besitzt eine deutliche Einregelung, die in den REM-Aufnahmen (Bild 5) aufgrund des stark von den Karbonatkongkretionen und eingelagerten Fossilien bestimmten Gefüges optisch nur schwach erkennbar ist.

Die Untersuchung der aufbereiteten und wiederbelasteten Proben zeigt, daß der Einregelungsgrad beim Rupel-Ton stark, beim Lauenburger Ton schwächer und beim Kreide-Ton nur geringfügig mit der Belastung wächst.

Beim Rupel-Ton SP wird eine bessere Einregelung, beim Kreide-Ton ME eine etwa gleich gute Einregelung wie im ungestörten Zustand durch die Belastung mit 3 MPa erreicht. Beim Lauenburger Ton bleibt die Einregelung deutlich unter dem natürlichen Grad (Bild 7).

Diese Beobachtung kann auf die Wirkung der beim ungestörten Lauenburger Ton auf den REM-Aufnahmen (Bild 5) angedeuteten, Verknüpfungen zwischen den größeren Strukturelementen zurückzuführen sein, die vermutlich durch Anwesenheit von Kar-

bonat begünstigt wurden. Der Einfluß dieser Bindungen konnte qualitativ auch bei der Untersuchung der Kornverteilung (nach Ultraschallbehandlung wurde ein wesentlich höherer Tonanteil gemessen) und bei den Scherparametern (ED: höchste Kohäsion, geringster Reibungswinkel) festgestellt werden.

Die Bindungen, die die gute Textur des Tons erhalten haben, sind nach der Aufbereitung zum größten Teil zerstört. Die Kompaktion im Versuch mit Drücken bis 3 MPa reicht nicht aus, um einen ähnlich hohen Einregelungsgrad wieder herzustellen. Die sedimentierten und belasteten Proben zeigen die gleiche Tendenz. Die hohe natürliche Einregelung des Lauenburger Tones kann sehr viel höhere geologische Vorbelastungen als bisher angenommen zur Ursache haben. Ebenso denkbar ist jedoch auch ein besser als hier, bei Sedimentation in situ in einem Milieu mit schwacher Alkalinität erreichtes, eingeregeltetes Primärgefüge als Ursache. Schließlich ist auch die Wirkung von glazialen Schubbeanspruchungen auf das Gefüge denkbar, die zu Einregelungsverbesserungen geführt haben könnten. Die Untersuchungen an aufbereitetem oder sedimentierten und belasteten Ton zeigen, daß die Einregelung der ungestörten Tone von der Belastung sehr viel weniger als vom Primärgefüge und den diagenetischen Veränderungen und Neubildungen bestimmt wird. Die Beobachtung, daß der Miozän-Ton HH nach Aufbereitung und Belastung keine Einregelung besitzt, unterstreicht diese Beurteilung.

Die Untersuchung von aufbereiteten Proben (ME, ED), die nach Vorbelastung mit 0,13 MPa um 90° gedreht bis 3 MPa weiter belastet wurden, zeigt (Bild 7), daß die Anpassung des Gefüges an den neuen, durch gedrehte Hauptspannungen gekennzeichneten Spannungszustand nicht in vollem Umfange erfolgt, die Einregelung ist stets geringer als bei nicht gedrehten Proben und Belastung mit 3 MPa. Das Primärgefüge und die erste Belastung der Proben nehmen also Einfluß auf das endgültige Gefüge, auch wenn, wie hier, neue, um den Faktor 23 höhere Belastungen hinzutreten. Nach der Primärbelastung von Tonen auftretende Belastungen hinterlassen offensichtlich

sehr viel geringere meßbare Spuren im Gefüge, so daß der qualitativen und besonders der quantitativen Erkennung sekundärer Belastung im Mikrogefüge Grenzen gesetzt sind.

4. Anisotropes Verhalten

Anisotropes Verhalten bei Gebrauchszuständen wurde im Ödometer- und im Triaxialversuch (Konsolidationsphase) untersucht.

Im Ödometerversuch wurden dazu ungestörte Proben, aufbereitete und auch sedimentierte und rekonsolidierte Proben bei 2 Entnahmerichtungen belastet (Bild 8)

Die an den ungestörten Proben nach Casagrande ermittelten Vorbelastungsspannungen σ'_0 sind deutlich geringer als die geschätzte (Literaturauswertung) maximale geostatische Auflast (Bild 9).

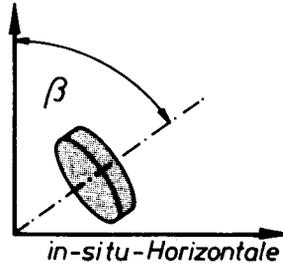


Bild 8: Belastungsrichtungen von Proben

Die Tone zeigen mit verschiedenen σ'_0 -Werten für horizontal und vertikal entnommene Proben bereits eine teilweise sehr starke Anisotropie, die mit zunehmender Porenzahl (abnehmender Dichte) deutlich geringer wird.

Die Ermittlung der richtungsabhängigen Vorbelastungen an den gestörten, mit $\sigma = 130$ kPa rekonsolidierten und dann weiter belasteten Proben ergab Werte $\sigma'_{0h} < \sigma'_{0v}$. Dieses Ergebnis zeigt, daß bei Normalkonsolidation die Zusammendrückung in

		KI	HH	ED	ME	SP	WO	AN	QU
T_e	(m)	2,0	66,0	1,5	8,0	20,0	17,0	9,5	1,5
T_1	(m)	10,0	66,0	8,0	8,0	20,0	17,0	9,5	15,0
σ_{vm}^*	(MPa)	4,0	4,0	4,0	5,0	6,0	5,0	5,0	4,0
$\sigma_{\dot{v}}'$	(MPa)	1,45	-	0,33	0,35	0,42	0,46	0,95	0,51
$\sigma_{\dot{h}}'$	(MPa)	1,0	-	0,34	0,43	0,58	0,52	1,15	0,55

σ_{vm}^* : über Literaturlauswertung erhaltene Abschätzung der maximalen geostatischen Auflast (Mindestwerte)

HH: die σ'_0 -Spannungen sind aus gerätetechnischen Gründen nicht bestimmbar

T_e : Entnahmetiefe

T_1 : langfristige Tiefe unter ursprünglicher Geländeoberkante

Bild 9: Vorbelastungsspannungen der untersuchten Tone und Entnahmetiefen

horizontaler Richtung aufgrund der um den Faktor K_0 geringeren Vorspannung bei allen untersuchten Tönen erwartungsgemäß und in Übereinstimmung u.a. mit FROSS (1972) größer als in vertikaler Richtung ist. Die entgegengesetzte Beobachtung bei den ungestörten Proben kann deshalb nur auf die Spannungsgeschichte der Tone und das Gefüge zurückgeführt werden.

Dies wird unterstrichen durch die Tatsache, daß der Miozän-Ton KI, der sich bevorzugt in horizontaler Richtung entspannen konnte (Bild 10) in dieser Richtung auch eine geringere Vorbelastung zeigt.

Die beobachtete Anisotropie kann strukturinduziert sein, aber auch durch einen in-situ-Spannungszustand, der durch einen k_0 -Wert über 1 gekennzeichnet ist, zustandekommen.

Für eine weitgehende Betrachtung des Zusammen-drückungsverhaltens in horizontaler und vertikaler Richtung wird das Verhältnis (siehe Bild 8)

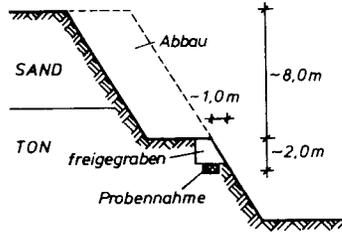


Bild 10: Entnahmesituation beim Miozän-Ton KI

$$\alpha_k = E_S (\beta = 90^\circ) / E_S (\beta = 0^\circ)$$

auf Abhängigkeit von der aufgebrachtten Versuchsspannung untersucht.

Die gestört eingebauten, mit $\sigma' = 130$ kPa rekonsolidierten Proben zeigen ein Verhalten, das sich bei Spannungen bis zur Rekonsolidationsspannung durch kleine, aber mit σ stark zunehmende α_k -Werte, also zunächst sehr große horizontale Zusammendrückbarkeit auszeichnet. Im Bereich der Vorkonsolidationsspannung beginnen die α_k -Werte einem Grenzwert asymptotisch zuzustreben, der bei den Miozän-Tonen bei 1,03, bei den plastischeren Tonen ME und ED bei 0,9 bzw. 0,8 liegt (Bild 11).

Die Miozän-Tone verhalten sich noch am ehesten "isotrop".

Im Gegensatz zu dem an den gestörten und rekonsolidierten, also normalkonsolidiert vorliegenden Proben erzielten Ergebnis wird bei der Betrachtung der ungestört untersuchten Proben ein anderes Verhalten sichtbar (Bild 11). Die Tone zeigen, mit Ausnahme des miozänen Tons KI, bei kleinen Versuchsspannungen deutlich über 1 liegende und mit zunehmenden

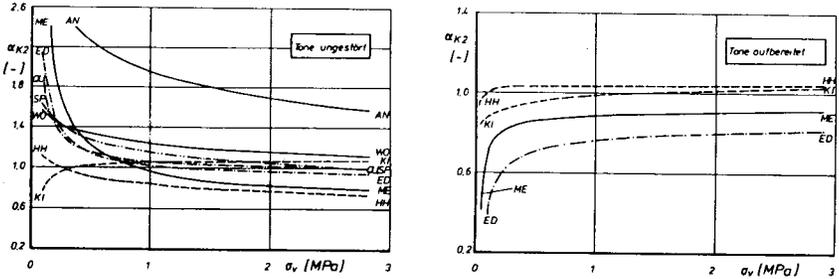


Bild 11: Anisotropieparameter α_k als Funktion der Druckspannung im Ödometer bei ungestörten und aufbereiteten, mit $\sigma = 130$ kPa vorkonsolidierten Proben

der Versuchsspannung abnehmende α_k -Werte, also zunächst sehr viel geringere Zusammendrückungen (höhere Steifigkeiten) in horizontaler Richtung. Auch hier streben die α_k -Werte Grenzwerten um 1 zu, die aber nur von den Tönen mit geringen ermittelten Vorbelastungen in etwa erreicht werden. Der Tonmergel AN zeigt auch bei der maximalen Gerätespannung von 3 MPa noch eine deutlich geringere Steifigkeit in vertikaler Richtung gegenüber der horizontalen Richtung.

Der Miozän-Ton KI unterliegt mit seinem von den anderen Tönen abweichenden Verhalten (Entspannung im Gegensatz zu den anderen Tönen vorwiegend in horizontaler Richtung) dem Einfluß der Aufschlußsituation (Bild 10).

Insbesondere unterhalb der ödometrischen Vorbelastungsspannung zeigen alle Töne ein stark anisotropes Verhalten, gekennzeichnet durch unterschiedliche Steifigkeiten und Steifigkeitsänderungen in horizontaler und vertikaler Richtung.

Auch im Quellverhalten kann eine Anisotropie beobachtet werden. Die Tone quellen stets in vertikaler stärker als in horizontaler Richtung. Der Unterkreide Ton ME zeigt die höchsten, der quartäre Lauenburger Ton erstaunlicherweise keine Quelldrücke, obwohl der Schwellbeiwert ähnlich hoch wie bei den Tönen ME und SP ist (Bild 12).

e	C _s	Quelldruck		Quellhebung		
		0°	90°	0°	90°	
ME	0,58	0,029	170	115	11,0	7,7
SP	0,57	0,026	96	35	3,3	2,8
HH	0,40	0,004	30	20	1,3	1,5
KI	0,53	0,004	0	0	0,0	0,0
ED	0,87	0,028	0	0	0,0	0,0

Quelldrücke (kPa);
 Quellhebung (%)

Bild 12: Quellverhalten der Tone bei verschiedenen Entnahmerichtungen β (siehe Bild 8)

Während der Konsolidationsphase von Triaxialversuchen kann das Zusammendrückungsverhalten unter einem definierten Spannungszustand beobachtet werden.

Im vorliegenden Fall wurden alle Tone mit einem Spannungsverhältnis $K = \sigma'_r / \sigma'_a = 1,2$ ($r =$ radial), $a =$ axial) belastet, da eine Belastung unter K_0 -Bedingungen nicht möglich war und die Erdruhedruckbeiwerte bei allen Tönen in-situ mit Sicherheit größer als 1,0 sind. Diese Annahme konnte mit Pressiometerversuchen für die Tone ME, HH, WO und AN bestätigt werden (RAABE 1984).

Mit dem festgewählten Wert von $K = 1,2$ wurde zweierlei sichergestellt:

- Die größere Hauptspannung wirkt in der Konsolidationsphase des Versuchs in der gleichen Richtung wie in-situ, so daß keine Hauptspannungsdrehung erfolgt und damit eventuell verbundene signifikante Umorientierungen im Gefüge unterbleiben
- Die deviatorische Beanspruchung in der Konsolidationsphase ist noch so gering, daß keine Gefügeänderungen durch "Vorscheren" auftreten.

Charakteristisch für das Spannungs-Verformungs-Verhalten aller Tone mit Ausnahme des Miozän-Tones KI ist für die Konsolidationsphase ein eindeutiger linearer Zusammenhang zwischen dem - zunehmenden - mittleren Druck p' und der Volumen- und Axialdehnung (Beispiel in Bild 13). Der Miozän-Ton KI zeigt zunächst ebenfalls lineares Verhalten, bei $p' = 250$ kPa jedoch dann eine schwach abnehmende Volumendehnung bei weiter linearer Axialdehnung. Die radiale Zusammendrückbarkeit dieses Tones wurde demnach ab Radialspannungen von ca. 230 kPa geringer. Aus der gemessenen Volumendehnung und Axialdehnung kann die Radialdehnung der Tone errechnet werden.

Trotz eines Spannungszustandes mit $\sigma'_r > \sigma'_a$ ($K = 1,2$) ist die horizontale Zusammendrückbarkeit der Tone in den meisten Fällen sehr viel geringer als die vertikale Zusammendrückbarkeit (Bild 14). Lediglich der Miozän-Ton KI zeigt wiederum das mit der dortigen Aufschlußsituation interpretierbare besondere Verhalten.

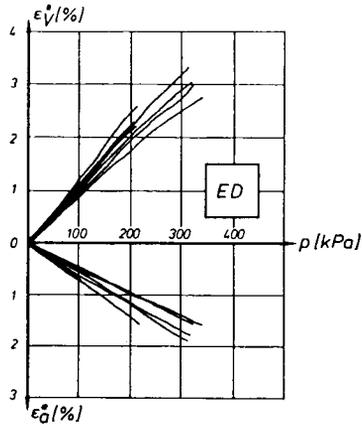


Bild 13: Axial- und Volumendehnung während der Konsolidation, Beispiel: Lauenburger Ton

	ϵ_V/ϵ_a	ϵ_r/ϵ_a
ME	1,85	0,43
WO	2,10	0,55
SP	1,45	0,23
HH	2,09	0,54
KI*	3,50	1,30
ED	1,86	0,43

* bestimmt im Bereich
 $0 < p < 250$ kPa

Bild 14: Dehnungsverhältnisse während der Konsolidation;
 ϵ_V = Volumendehnung

Auch im Triaxialversuch ist also anisotropes Verhalten erkennbar. Die bei allen Tönen beobachtete Linearität im Dehnungsverhalten ist auf die Tatsache zurückzuführen, daß die Konsolidationsspannungen mit $\max p = 500 \text{ kPa}$ stets nur Wiederbelastungen darstellten und die Belastung zudem nahezu isotrop war.

5. Beurteilung der Ergebnisse

Die geostatischen Auflastspannungen, die die bei den Tönen zur Zeit meßbare Porenzahl erzeugt haben, sind bei allen Tönen höher als die aus den Ödometerversuchen zu ermittelnden Vorbelastungsspannungen. Diese Beurteilung, die sich aus Betrachtung der äquivalenten Spannungen bei aufbereiteten Proben ergeben hat, gilt uneingeschränkt für die Tone ME und ED, da bei diesen Porenzahländerungen durch andere Wirkungen als Druck nicht erkennbar sind. Bei den Miozän-Tönen und teilweise auch beim Rupel-Ton ist die aktuelle Porenzahl nicht nur durch mechanische Diagenese (Druck), sondern auch durch chemische, diagenetische Wirkungen, wie die Glaukonitneubildung in den Miozän-Tönen oder die Karbonatkonkretionen im Porenraum des Rupel-Tones zustande gekommen. Eine Trennung der verschiedenen diagenetischen Wirkungen ist nicht mehr möglich.

Dies gilt auch für die vermutlich diagenetisch entstandenen, in den REM-Aufnahmen angedeuteten Kontakte im Lauenburger Ton.

Die im Ödometer ermittelten Vorbelastungsspannungen sind deshalb nicht notwendigerweise der momentanen Porenzahl äquivalente Spannungen, sie zeigen jedoch die Spannung an, bei der das Zusammendrückungsverhalten der Tone eine signifikante Änderung erfährt, ob diese nun durch Überschreitung der äquivalenten Spannung oder der von den neugebildeten diagenetischen Kontakten aufnehmbaren Druckspannung herührt. Die im Ödometer gemessene Spannung $\sigma'_{\text{öv}}$ wird in der Bodenmechanik deshalb unabhängig von der mikromechanischen Ursache tendenziell richtig verwendet.

Die bei Versuchen an aufbereitetem und an resedimentiertem Material beobachteten Meßwerte zeigen an, daß nur ungestörte Proben untersucht werden sollten und der Versuch, die Spannungsgeschichte im Versuch an gestörten Proben nachzufahren, das Risiko für große Fehleinschätzungen beinhaltet.

Die Ergebnisse zeigen außerdem, daß der Versuch, die geologische Vorbelastung aus Ödometerversuchen zu bestimmen, wenig Aussicht auf Erfolg hat.

Fehlerquellen bei der Abschätzung der geologischen Auflast im Versuch sind:

- Alterungskriechen
- Quellvorgänge, Entspannungsdehnungen
- Diagenetische Verfestigungen, Kontaktausbildungen und Neubildungen
- Zeitpunkt der diagenetischen Verfestigungen ("Einfrieren" eines unbekanntem Dehnungszustandes)
- Änderung des Dehnungszustandes durch zusätzliche Schubbeanspruchung.

Die Untersuchung von senkrecht zur Schichtung (hier: horizontal) entnommenen Proben kann zur Abschätzung einer Vorbelastung ebenfalls nicht herangezogen werden, da mit diesen Versuchen hauptsächlich die strukturbedingte Anisotropie erfaßt wird und nicht notwendigerweise eine ehemalige, in horizontaler Richtung wirksame größere Hauptspannung.

Die Zusammendrückbarkeit von horizontal eingeregelteten Tonen ist in senkrechter Richtung eher möglich (Bild 15 a, c), da in diesem Falle vorwiegend die Abstände von Teilchenflächen gegen die Abstoßung von Doppelhüllen durch Auspressen von physikalisch freiem oder nur schwach gebundenen Wasser verringert werden müssen. Bei Belastung gedrehter Proben (horizontale Belastung) hingegen (Bild 15 b, d) sind zur Zu-

sammendrückung Relativverschiebungen von Teilchen erforderlich, die stark behindert sind und Umorientierungen im Gefüge (Rotation) erfordern.

Die dafür erforderlichen Freiheitsgrade sind bei geringer Dichte (Bild 15 a, b), wie sie der Lauenburger Ton aufweist, eher vorhanden, so daß bei dichten Tonen auch bei geringer Einregelung eine größere Anisotropie auftreten kann (z.B. ME, SP).

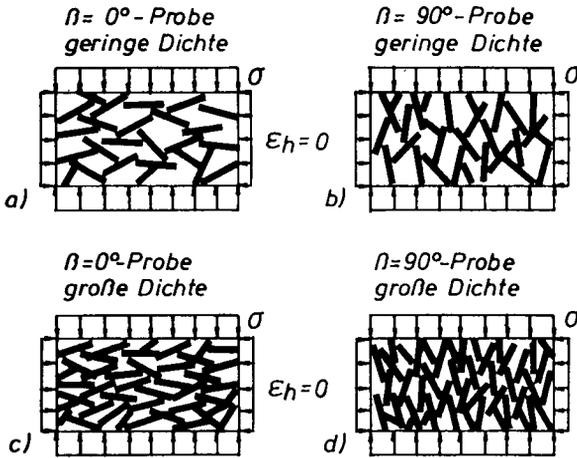


Bild 15: Prinzipskizze zur richtungsabhängigen Zusammendrückbarkeit bei Strukturanisotropie

Die Tone speichern also auch Spannungszustände, ohne daß dies an der Porenzahl oder am Mikrogefüge meßbar ist. Das liegt zum einen an den verfügbaren Meßmethoden, zum anderen aber auch daran, daß die verbliebene horizontale Vorspannung in den Kontakten der Strukturelemente wegen fehlender Dehnungsmöglichkeiten weitgehend elastisch gespeichert und deshalb im Gefüge nicht erkennbar ist. Das von den anderen Tonen abweichende Verhalten des gestaltlich isotropen Miozän-Tones KI unterstreicht diese Beurteilung ausdrücklich.

Die Versuche von aufbereiteten, vorkonsolidierten und nach Drehung um 90° weiter belasteten Proben zeigen trotz auch dort vorhandener, durch die Vorkonsolidation erzeugter Einregelung (Bild 7) in horizontaler Richtung zunächst höhere Zusammendrückungen. Daraus kann geschlossen werden, daß die Strukturanisotropie insbesondere bei großen Porenzahlen nicht allein ausschlaggebend für anisotropes Verhalten ist.

Eine vorwiegend horizontale Einregelung der Tonminerale und damit auch der bei Wasserzutritt aufweitbaren Doppelhüllen auf den Flächen der Teilchen führt zu vorwiegend vertikalen Quelldehnungen und Quelldrücken. Quellfähige Tonminerale sind im Kreide-Ton ME, der die größten Quelldrücke und -dehnungen aufweist, die Wechsellagerungsminerale. Beim Rupel-Ton SP sind als quellfähige Minerale Smektite und Wechsellagerungsminerale enthalten (Bild 4).

Der Lauenburger Ton ED, der ebenfalls mit einem hohen Gehalt an Wechsellagerungsmineralen und Smektiten Quellverhalten erwarten ließ, zeigt dies nur bei Entlastung im Ödometer von 3 MPa auf 0 MPa mit einem Schwellbeiwert, der beinahe gleich hoch ist wie bei den Tonen ME und SP. Daß der Lauenburger Ton im ungestörten Zustand keine Quellerscheinungen zeigt, wurde wegen der sehr hohen Porenzahl zunächst auf ein möglicherweise durch die Oberflächennähe eingetretenes vollständiges Ausquellen zurückgeführt.

Diese Erklärung konnte jedoch u.a. angesichts der hohen Kohäsion des Tones nicht befriedigen. Nach Beurteilung des Gefüges und des Karbonatgehaltes muß eine weitere Ursache darin gesehen werden, daß beim Lauenburger Ton dem Quellvorgang die sehr festen Bindungen der größeren Tonminerale und Aggregate bei den Fläche/Kante-Stellungen entgegenstehen, die die entstehenden Quelldrücke über Zugspannungen aufnehmen. Damit ist dann auch geklärt, warum bei Entlastung von großen Drücken beim Lauenburger Ton im Gegensatz zum ungestörten Zustand Quellen beobachtet wird: Dort sind die Bin-

dungen der Tonminerale durch Überschreiten des dafür erforderlichen Druckes, der der $\sigma'_{\text{öv}}$ -Spannung entspricht, zerstört worden.

Die geringen Quelldrücke des Miozän-Tones HH sind auf den geringen Gehalt an Wechsellagerungsmineralen und die beim Miozän-Ton KI nicht vorhandenen Quellerscheinungen auf die Oberflächennähe zurückzuführen.

Die Anisotropie im Quellverhalten korrespondiert qualitativ mit der Einregelung der Tone.

Das Quellverhalten überkonsolidierter Tone wird also nicht nur vom Mineralbestand und den äußeren Spannungen, sondern auch erheblich von der Wirkung diagenetisch entstandener oder verstärkter Bindungen im Gefüge beeinflusst. Horizontal eingeregelter Tone quellen vorwiegend in vertikaler Richtung.

6. Zusammenfassung

Aus den durchgeführten Untersuchungen geht hervor: Die betrachteten Tone verhalten sich insbesondere bei Spannungsänderungen, die bei Gebrauchszuständen auftreten, bereits bei rotationssymmetrischer Beanspruchung teilweise hoch anisotrop.

Die Mikrogefüge der Tone weisen ebenfalls eine unterschiedlich ausgeprägte gestaltliche Anisotropie auf.

Aus diesen Beobachtungen und aus bei den Tönen ME, WO, AN und HH zusätzlich durchgeführten Bestimmungen der Horizontalspannungen in-situ mit dem Pressiometerversuch sowie aus hier nicht beschriebenen Versuchen zu Grenzzuständen konnte dann gefolgert werden, daß die Anisotropie im mechanischen Verhalten der untersuchten Tone auf die 3 Ursachen

- a) gestaltliche Anisotropie im Mikrogefüge
- b) Eigenspannungszustand vor der neuen Belastung (bei überkonsolidierten Tonen meist durch einen K_0 -Wert über 1 gekennzeichnet)
- c) Art der Belastung (spannungsinduzierter Anisotropieanteil)

zurückgeführt werden kann.

Die Versuche haben gezeigt, daß die Anisotropie im mechanischen Verhalten sehr stark und nichtlinear vom Spannungsniveau abhängt und mit zunehmenden Spannungen abnimmt.

Der Einfluß des Eigenspannungszustandes in situ (b) wird durch das besondere Verhalten des gestaltlich nahezu isotropen Miozän-Tons KI unterstrichen. Die KI-Proben zeigten im Gegensatz zu den anderen Tonen im ungestörten Zustand eine höhere Zusammendrückbarkeit in horizontaler Richtung, die durch die am Entnahmeort (Bild 7) abgelaufene bevorzugte Entspannung in horizontaler Richtung zustandekam. Alle anderen untersuchten Tone konnten sich in horizontaler Richtung im Gegensatz zu vertikaler Richtung nur bedingt entspannen.

Die 3 nur schwer erfassbaren Ursachen und vor allem die ausgeprägte Spannungsabhängigkeit des anisotropen Verhaltens gerade bei kleinen Spannungsänderungen (Gebrauchszustände) führen zu einer eher vorsichtigen Beurteilung der Chancen für eine rechnerische Berücksichtigung von Anisotropien, wie sie etwa durch die vom numerischen Aufwand noch vertretbare Annahme elastisch-anisotropen Verhaltens denkbar ist.

Vor einer Berücksichtigung bei grundbautechnischen Berechnungen muß in einem nächsten empirischen Schritt der Einfluß von Anisotropien und Primärspannungszuständen überkonsolidierter Tone durch in-situ-Messungen genauer geklärt werden.

7. Literatur

- BARDEN, L. : Sample disturbance in the investigation
SIDES, G. R. (1971) of clay structure
Geotechnique 21, No. 3, 211-222
- FROSS, M. (1973) : Untersuchungen über die Zusammendrück-
barkeit vorbelasteter toniger Böden des
Wiener Beckens
Mitt. Inst. für Grundbau und Boden-
mech., TH Wien, No. 12
- RAABE, E.-W. (1984): Abhängigkeit des Spannungs-Verformungs-
Verhaltens überkonsolidierter Tone von
ingenieurgeologischen Merkmalen
Mitt. Inst. für Grundbau und Bodenme-
chanik TU Braunschweig, (in Vorberei-
tung)
- SCHILLER, H. J. : Röntgenographische Texturuntersuchungen
(1980) an feinkörnigen Sedimenten unterschied-
licher Kompaktion
Bochumer geolog. und geotechn. Arbei-
ten 4



Spezialtiefbau

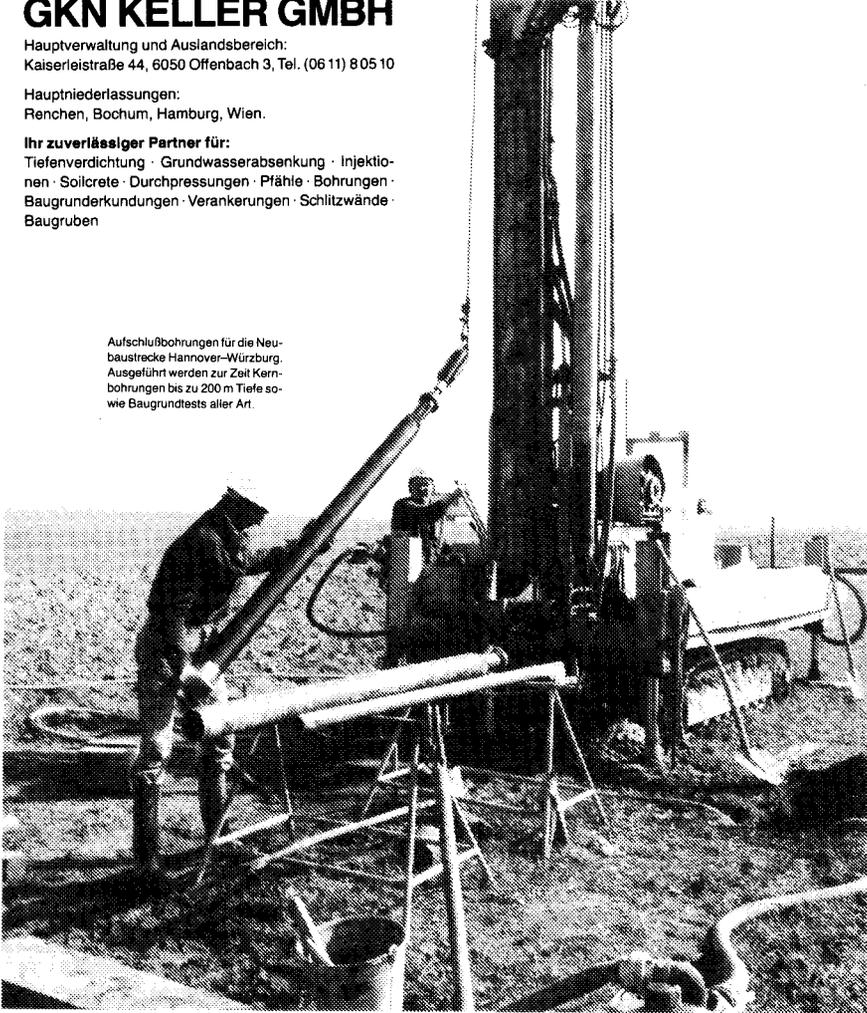
GKN KELLER GMBH

Hauptverwaltung und Auslandsbereich:
Kaiserleistraße 44, 6050 Offenbach 3, Tel. (06 11) 8 05 10

Hauptniederlassungen:
Renchen, Bochum, Hamburg, Wien.

Ihr zuverlässiger Partner für:
Tiefenverdichtung · Grundwasserabsenkung · Injektio-
nen · Soilcrete · Durchpressungen · Pfähle · Bohrungen ·
Baugrunderkundungen · Verankerungen · Schlitzwände ·
Baugruben

Aufschlußbohrungen für die Neu-
baustecke Hannover-Würzburg.
Ausgeführt werden zur Zeit Kern-
bohrungen bis zu 200 m Tiefe so-
wie Baugrundtests aller Art.



Gekuppelte Stahlbetonpfähle

von Eckart Scheffler

1. Anwendungsgebiet

In unseren dicht besiedelten Gebieten werden bebaubare Flächen immer knapper, so daß neuere Flächennutzungs- und Bebauungspläne jetzt schon häufig Zonen ausweisen, in denen sehr schlechter Baugrund vorhanden ist. Hier wird der Grundbauer gefordert. Es kommen in zunehmendem Maße schwierige Probleme auf ihn zu.

Viele Bauvorhaben können in den erwähnten Gebieten nur noch tief gegründet werden. Beispielsweise werden die oberen weichen Deckschichten mit Ramppfählen durchteuft, die dann in den tieferliegenden tragfähigen Baugrund einbinden. Die Bauwerkslasten werden also über die Pfähle in den tragfähigen Boden eingeleitet. Der Einsatz von herkömmlichen Ramppfählen ist durch die Länge der Transportfahrzeuge und die Höhe der Rammgeräte (Bild 1) beschränkt.

Um Ramppfähle normaler Transportlänge auch bei größeren Gründungstiefen einsetzen zu können, sind Pfahlkupplungen entwickelt worden. Es kann ein Pfahl normaler Länge gerammt werden - das nächste Pfahlstück wird angekuppelt und es kann weiter gerammt werden. So sind sukzessiv große Gründungstiefen erreichbar. Die Lagerhaltung der Pfähle wird einfacher: Es können Standardlängen auf Vorrat hergestellt werden, die dann in verschiedenen Längenkombinationen einsetzbar sind.

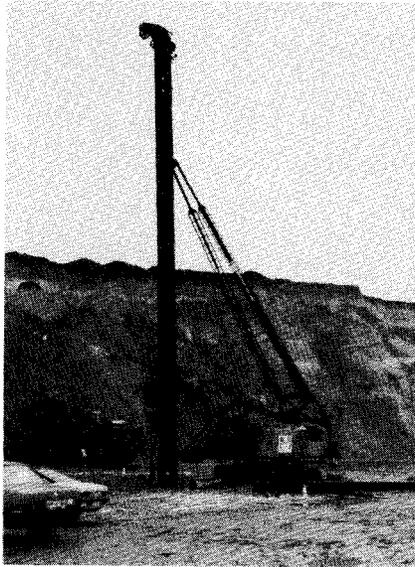


Bild 1: Rammgerät mit beschränkter Nutzhöhe

Dieser flexible Einsatz ermöglicht es auch, Mängel der Baugrunderkundung zu kompensieren. Bei konventionellen Rammpfählen geschieht es immer wieder, daß die Pfähle entweder zu kurz sind, wenn die tragfähige Schicht tiefer liegt als dies durch die vorangegangene Erkundung festgestellt worden war - oder im umgekehrten Fall die Pfähle zu lang sind.

2. Rammvorgang

Während des Rammens von Pfählen wird ein kompliziertes Schwingungssystem wirksam: Rammbar, Rammhaube, Futter, Pfahl und Boden. Außerdem beeinflussen Imperfektionen dieses System, z.B. Exzentrizitäten beim Rammen, ungewollte Pfahlneigung, Fehler beim Herstellen des Stahlbetonpfahls und Baugrundverhältnisse,

die bei der Erkundung nicht bemerkt wurden. Das Problemfeld "Rammen" ist bis heute noch nicht vollständig geklärt.

Schon vor der Übernahme des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik an der TU Braunschweig hat Herr Prof. Dr. Hanns Simons im Jahre 1970 interessante Forschungsergebnisse zu dem genannten Thema vorgestellt (SIMONS 1970). Er hat frühzeitig erkannt, daß der Bauingenieur auf diesem Gebiet eng mit dem Maschinenbauer zusammenarbeiten muß, da die Rammgeräte einen großen Einfluß haben. Im Rahmen des Forschungsvorhabens sind verschiedene Rammhären der Firma Menck, Delmag und Cordes eingesetzt worden. Unterschiedliche Holzarten für das Rammfutter und verschiedene Rammgüter wurden berücksichtigt. Im Bereich der Versuchsorte standen mitteldicht gelagerte Kiessande, sehr dicht gelagerte Kiessande und steife bis halbsteife schluffige Tone an, so daß den heterogenen Baugrundverhältnissen in Deutschland Rechnung getragen wurde. Die Leistung der verschiedenen Rammgeräte ergab sich aus der Zeit, die benötigt wurde, bis ein Rammgut eine bestimmte Tiefe erreicht hatte. Diese Eindringungen sind in Zeit- Weg- Diagrammen erfaßt worden. Auch die Geräuschemission der Rammgeräte sowie Verfahren zum Dämpfen des Schalls beim Rammen wurden untersucht.

3. Kupplungskonstruktionen

Pfahlkupplungen sind im wesentlichen in den skandinavischen Ländern entwickelt worden. Anfangs verwendete man in Schweden einfache Pfahlhülsen, die am Unterpfahl befestigt waren und in die der Überpfahl hineingeschoben wurde. Damit erlebte man zunächst viele Mißerfolge, die besonders darin bestanden, daß bei großen Gründungstiefen und vielen Hülsenverbindungen, die annähernd wie Gelenke wirkten, während des Rammens große Abweichungen von der Sollachse eintraten. Für die durch diese Exzentrizitäten verursachten Biegebeanspruchungen war das Pfahlssystem nicht dimensioniert und es entstanden beträchtliche Bauschäden. Heute existieren u.a. in Großbritannien, Japan, Kanada, Norwegen, Schweden und den USA Konstruktionen,

die sich vor allem dadurch auszeichnen, daß es sich - im Gegensatz zu den früheren Hülsenverbindungen - auch dann um biegefesten Anschlüsse handelt, wenn keine planmäßigen Biegemomente angreifen.

Zunächst sollen einige Bilder die Wirkungsweise des Gründungssystems zeigen. Zu Beginn wird der erste Teil eines vorgefertigten Stahlbetonpfahls (Unterpfahl) gerammt. Danach wird der zweite Pfahlteil angehoben (Bild 2), aufgesetzt und mit Ver-



Bild 2: Anheben des zweiten Pfahlteiles (Oberpfahl)

bindungsplinten an den Kupplungsecken verbunden, wodurch ein biegefesten Anschluß entsteht. Es wird nun weiter gerammt und dann das nächste Pfahlstück genauso angeschlossen. So können größere Gründungstiefen erreicht werden. Der Kupplungsbereich ist im Bild 3 perspektivisch zu sehen. Nut und Feder greifen

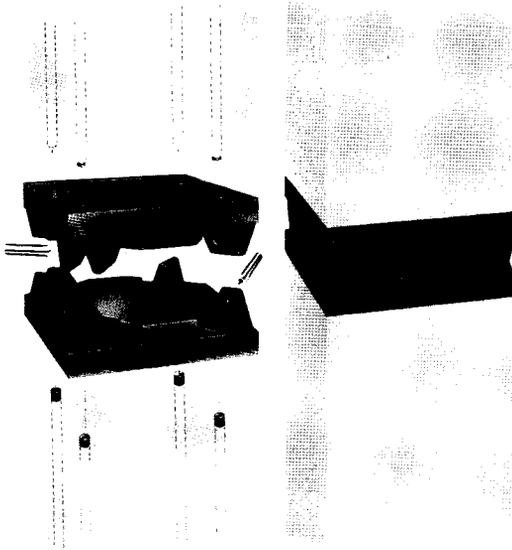


Bild 3: Perspektivische Darstellung des Kupplungsbereiches

beim Kupplungsvorgang ineinander und werden durch Splinte in den Kupplungsecken gesichert. Die Anschlußbewehrung zum jeweiligen Stahlbetonpfahl wird in die Kupplung eingeschraubt. In ähnlicher Art und Weise können Pfähle auch mit anderen Konstruktionen gestoßen werden.

4. Analyse der technischen Probleme

Wie bereits erwähnt, sind Pfahlkupplungen im skandinavischen Raum entwickelt worden. Da dort teilweise andere Verhältnisse vorliegen, konnten die Konstruktionen und die Beurteilungskriterien nicht vollständig übernommen werden. Es werden z.B. in Schweden vorzugsweise Rammpfähle mit kleinen Querschnitten (22,4 cm/22,4 cm) verwendet, die Baustoffeigenschaften (Betonstähle) unterscheiden sich von denen in Deutschland, und die zulässigen Lasten sind in Schweden ver-

hältnismäßig gering, im allgemeinen zwischen 330 kN und 450 kN (SCHEFFLER 1982). Außerdem sind im skandinavischen Raum die Baugrundverhältnisse nicht so ungleichmäßig wie bei uns.

Bei einer Neuentwicklung oder wenn eine neue Konstruktion, die in einem anderen Land entwickelt worden ist, bei uns angewendet werden soll, ist zunächst ein "Nachweis der Brauchbarkeit" (z.B. durch eine allgemeine bauaufsichtliche Zulassung) zu führen. Das Institut für Bautechnik erteilt u.a. für Pfahlkupplungen derartige Zulassungen. Im Rahmen der Bearbeitung sind mit Hilfe von Sachverständigen die technischen Probleme analysiert worden: Man erkannte, daß gekuppelte Pfähle oft schadhaft werden, wenn die Rammenergie zu gering ist. Das liegt daran, daß ein Teil der Energie von der Kupplungsstelle absorbiert wird. Die restliche Energie reicht dann nicht aus, um den Pfahl in die erforderliche Tiefe zu rammen. Das Pfahlssystem wird zu lange beansprucht. Eine Auswertung von Schadensfällen mit der Angabe des jeweiligen Pfahlquerschnittes ist im Bild 4 zu erkennen. Die durchgezogenen Linien entsprechen der zulässigen Pfahlbelastung nach DIN 4026. Man erkennt, daß bei einem großen Teil der schadhaft gewordenen Kupplungspfähle die Einbindetiefe zu groß war. Dabei waren auch weitere Zusammenhänge zu erkennen: Die Bemessung der konventionellen Stahlbetonpfähle geschieht oft nach dem Lastfall "Transport". In der technischen Baubestimmung DIN 4026, Ausgabe August 1975, Abschnitt 5.2.1.4, heißt es dazu:

" Die Bewehrung der Rammpfähle aus Stahlbeton muß so bemessen werden, daß die beim Befördern und Hochnehmen des Pfahles auftretenden Biegemomente ohne nennenswerte Rissebildung aufgenommen werden können. Für die Ermittlung der erforderlichen Bewehrung ist im allgemeinen ein Lastfall zugrunde zu legen, der dem einseitigen Anheben des Pfahles beim Entformen bzw. Hochnehmen vor der Ramme Rechnung trägt"

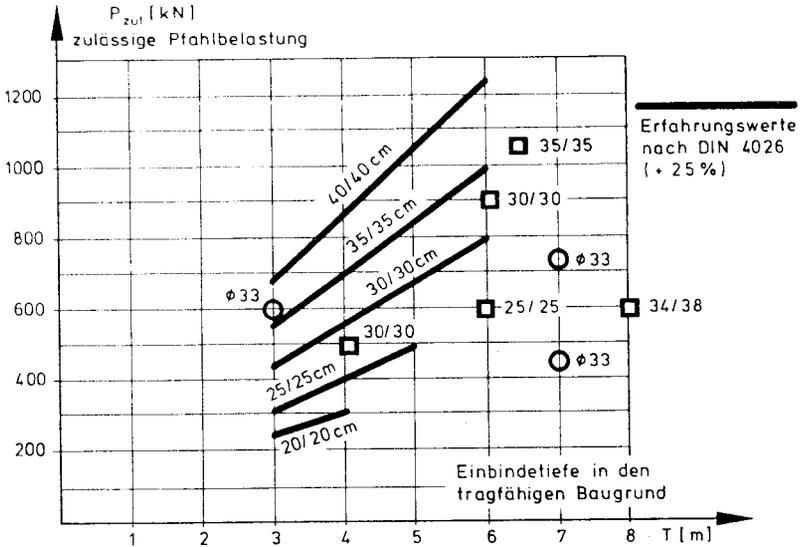


Bild 4: Schadensfälle an gekuppelten Pfählen

Aufgrund der großen Längen erhielten konventionelle Ramm-
 pfähle dabei eine starke Bewehrung. Nun sind die konstru-
 ierenden Ingenieure offenbar dazu verleitet worden, auch bei
 Kupplungspfählen nach dem Lastfall "Transport" zu bemessen,
 obwohl es sich um wesentlich kleinere Einzellängen handelt.
 Die daraus resultierende geringere Bewehrung reichte nun für
 die dynamische Beanspruchung während des Rammens nicht mehr
 aus. Es ist daher wichtig, daß bei gestoßenen Stahlbeton-
 pfählen die Beanspruchung infolge des Lastfalls "Rammen"
 durch eine bestimmte Mindestbewehrung abgedeckt wird.

Ein weiteres Problem besteht darin, daß sich beim Rammen teilweise die Verriegelungen der Kupplungen gelöst haben und damit die Biegesteifigkeit des jeweiligen Systems verloren ging. Dieses Problem kann z.B. dadurch gelöst werden, daß Splinte verwendet werden, die längs geschlitzt sind, beim Einschlagen zusammengedrückt werden und damit ständig unter Eigenspannung stehen.

5. Empirische Prüfungen

Nachdem die technischen Probleme der gekuppelten Pfahlsysteme erkannt und die wesentlichen Ursachen der Schadensfälle analysiert worden sind, folgen nun einige Bemerkungen zu den Prüfungen. Nach einer Proberammung, bei der mehrere 1000 Rammschläge mit festgelegter Fallmasse und -höhe durchzuführen sind, wird der gekuppelte Pfahlbereich freigelegt (Bild 5) und visuell beurteilt; z.B. wird untersucht, ob sich durch die Rammung im Beton Risse gebildet haben oder sich die Verriegelung der Kupplungsteile gelöst hat. Anschließend ist mit dem durch die Proberammung beanspruchten Pfahlssystem eine Biegeprüfung durchzuführen. Der Versuchspfahl, dessen Kuppelung sich in der Mitte befindet, ist als Träger auf zwei Stützen gelagert und wird durch zwei Einzellasten schrittweise bis zum Bruch belastet (Bild 6). An drei Stellen werden jeweils die Verformungen gemessen (f_{al}, f_i, f_{ar}).

Einige Bilder sollen einen Eindruck von der Versuchsdurchführung vermitteln: Das Bild 7 zeigt die Anordnung der beiden Einzellasten und die Meßuhren im gestoßenen Pfahlbereich. Im Bild 8 ist die Kupplung besser zu erkennen; in unmittelbarer Nähe des Stoßes ist der Bruchzustand eingetreten.

Durch diese Biegeprüfung sollen empirisch und summarisch im wesentlichen folgende Einflüsse berücksichtigt werden: Baugrundverhältnisse, Exzentrizitäten beim Rammen, Pfahlneigung und ungewollte Achsenabweichungen.



Bild 5: Freilegen des Kupplungsberereiches nach der Schlagprüfung

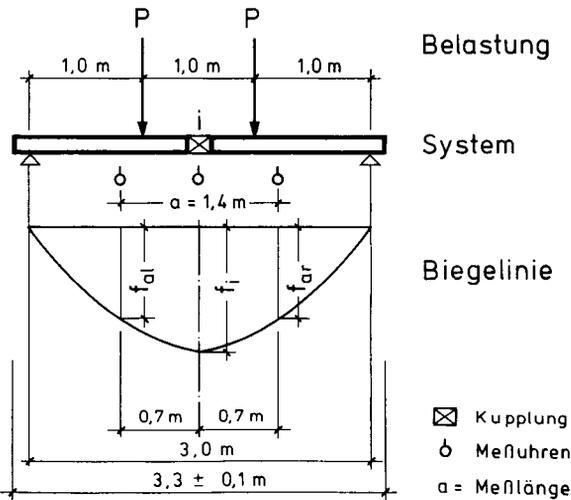


Bild 6: Biegeprüfung an einem gekuppelten Pfahl

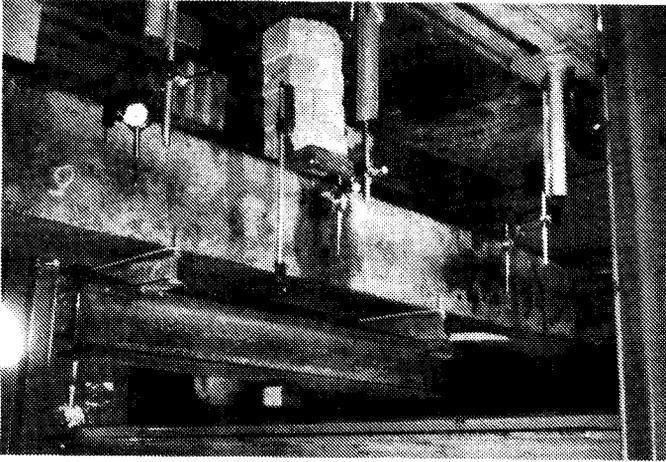


Bild 7: Durchführung einer Biegeprüfung

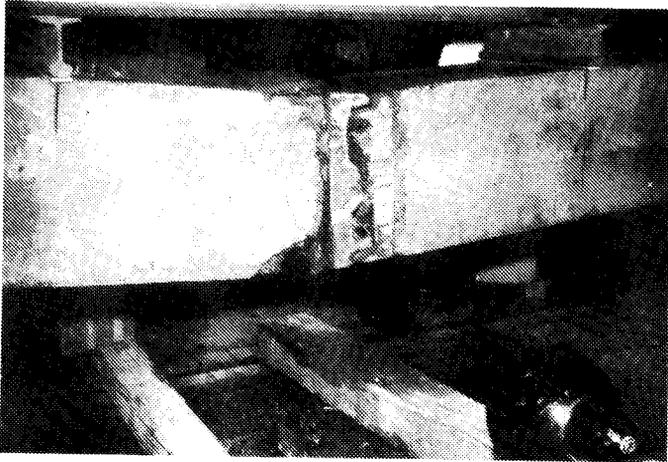


Bild 8: Bruchzustand im gestoßenen Pfahlbereich

6. Auswertung der Prüfungsergebnisse

Mit den während der Biegeprüfung gemessenen Verformungen können folgende Steifigkeitsgrößen ermittelt werden:

Biegesteifigkeit des Gesamtsystems im Meßbereich

$$EI = \frac{M \cdot a^2}{8 (f_i - f_a)} \quad (1)$$

$a = 1,4$ m (Meßlänge)

M = Biegemoment im Meßbereich

Biegesteifigkeit EI_{Pf} des Pfahlabschnittes

$$EI_{Pf} = 0,156 \cdot \frac{M \cdot a^2}{1,5 \cdot f_a - 0,8 \cdot f_i} \quad (2)$$

Drehwiderstand C_M der Kupplung

$$C_M = 0,1636 \cdot M \frac{a}{-1,4375 \cdot f_a + 1,072 \cdot f_i} \quad (3)$$

Im Bild 7 sind die maßgebenden Meßwerte schematisch dargestellt:

f_{al} : Durchbiegung an der Stelle a_l (linke Meßuhr)

f_{ar} : Durchbiegung an der Stelle a_r (rechte Meßuhr)

f_i : Durchbiegung an der Stelle i (mittlere Meßuhr)

Die Innendurchbiegung f_i und die gemittelte Außendurchbiegung

$$f_a = \frac{1}{2} \cdot (f_{al} + f_{ar})$$

sind in die Formeln (1) bis (3) einzusetzen. Für bestimmte Laststufen sind für die jeweiligen Biegesteifigkeiten des Gesamtsystems (EI) Grenzwerte einzuhalten. Durch die Ermittlung

der übrigen Steifigkeitsgrößen (EI_{Pf} und C_M) besteht die Möglichkeit, bei der Versuchsauswertung ggf. die Ursachen eines Versagens während der Biegeprüfung besser zu erkennen, z.B. bei der Frage, ob im Vergleich zu bisherigen Erfahrungen zuerst im Pfahl- oder Kupplungsbereich Schäden aufgetreten sind.

Es ist auch eine Biegeprüfung mit einem ungestoßenen Pfahlteil durchzuführen, wobei die gleiche Versuchsanordnung gewählt werden muß. Die Biegesteifigkeit (EI) des gekuppelten Pfahls muß mindestens gleich der des ungestoßenen Pfahls sein. Diese Anforderung geht auf den Abschnitt 5.4 von DIN 4026, Ausgabe August 1975 zurück:

" Die Stoßverbindung muß mindestens die gleiche Druck- und Biegefestigkeit, bei Zugpfählen auch die gleiche Zugfestigkeit wie der benachbarte Pfahlabschnitt (Teillänge) haben."

7. Herstellung der Gründung

Während der Herstellung der Gründung kommt dem Rammvorgang eine besondere Bedeutung zu. Durch das Rammen dürfen keine Schäden am Stahlbetonpfahl (z.B. größere Risse oder Betonabplatzungen) entstehen. Da dieser Gesichtspunkt für den Erfolg einer Tiefgründung sehr wichtig ist, wird nachfolgend der Abschnitt 6.1 von DIN 4026, Ausgabe August 1975 vollständig zitiert:

"Das Rammgerät soll so beschaffen sein, daß die Pfähle mit der nötigen Sicherheit und Schonung gerammt und soweit erforderlich, ausreichend geführt werden können. Als Rammbare können langsam wirkende Freifallbäre, Explosionsbäre sowie automatische Schnellschlaghämmmer verwendet werden. Bei Verwendung von Fallbären muß die Fallhöhe dem jeweiligen Untergrund und Pfahlbaustoff sowie dem Verhältnis Bärengewicht : Pfahlgewicht angepaßt werden. Das Verhältnis Bärengewicht : Pfahlgewicht ist mit 1:1 bis 2:1 besonders günstig; in Ausnahmefällen kann auch ein kleineres Verhältnis noch ausreichend sein. Der Schlag soll immer mittig und in Achsrichtung geführt werden. Zur Schonung des Pfahlkopfes sol-

len bei Rammpfählen aus Stahlbeton und Spannbeton schwere Rammbäre mit geringen Fallhöhen gewählt werden. Die Rammhaube ist dabei zwischen Pfahlkopf und Haube sachgemäß auszufuttern und muß den Pfahlkopf eng umschließen."

Bei gekuppelten Stahlbetonpfählen kann das Gewicht des gesamten Pfahlsystems sehr hoch werden, so daß das zuvor genannte Verhältnis Bäregewicht : Pfahlgewicht von 1:1 bis 2:1 oft nicht mehr eingehalten werden kann. Für Ausnahmefälle, z.B. lange und schwere Pfähle, erwähnt das Beiblatt zu DIN 4026 ein mögliches Verhältnis von nur 0,6:1 oder 0,4:1. In diesem Beiblatt wird aber in diesem Zusammenhang folgendes "Warnschild" aufgestellt:

"Besonders bei Stahlbetonpfählen führt ein zu leichter Rammbar dazu, daß durch eine zu große Fallhöhe bzw. hohe Gesamtschlagzahl der Pfahlkopfbereich zerstört wird."

Rammpfähle aus Stahlbeton werden im allgemeinen in Fertigteilwerken hergestellt. Wenn es sich um zu stoßende Pfähle handelt, müssen die Kupplungen vor dem Betonieren in die Schalung mit entsprechender Anschlußbewehrung eingesetzt werden. Dabei ist ein besonderes Augenmerk darauf zu richten, daß die Kupplungen möglichst genau rechtwinklig zur Pfahlachse eingebaut werden und sich während des Betonierens nicht verschieben oder verkanten können. Bei einer zu großen Abweichung von der rechtwinkligen Lage kann es auf der Baustelle zu Schwierigkeiten kommen. Denn nach dem Kupplungsvorgang würde der Überpfahl gegenüber dem Unterpfahl eine Neigungsänderung aufweisen. Die Rammschläge könnten dann eine schädliche Biegebeanspruchung bewirken. Auch auf der Baustelle ist deshalb bei jedem Pfahl vor den Rammarbeiten zu prüfen, ob die Kupplung rechtwinklig eingebaut worden ist. Nach dem Kupplungsvorgang muß man sich davon überzeugen, daß zwischen Unter- und Oberpfahl keine größeren Neigungsabweichungen aufgetreten sind.

8. Zusammenfassung

Durch die Entwicklung von Pfahlkupplungen ist die Möglichkeit geschaffen worden, Stahlbetonpfähle zu stoßen. Dadurch ist dieser Gründungsart ein erweitertes Anwendungsgebiet eröffnet worden: Größere Gründungstiefen sind mit Pfählen normaler Transportlänge und üblichen Rammgeräten durch das Stoßen mit Kupplungen sukzessiv erreichbar. Im Rahmen der Bearbeitung von allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen sind technische Probleme untersucht worden. Es mußten Grundsatzprüfungen durchgeführt werden, wobei im wesentlichen der Einfluß des Rammvorgangs, die konstruktive Ausbildung der Kupplung und die Biegesteifigkeit des gestoßenen Pfahlbereichs zu untersuchen waren. Auch auf der Baustelle sind die Anforderungen an die zu stoßenden Stahlbetonpfähle zu überprüfen; vor allem ist auf die rechtwinklige Lage der Kupplung zur Pfahlachse zu achten. Das Rammgerät und die Rammenergie soll auf das Gesamtgewicht des gestoßenen Pfahls und den Baugrund besonders gut abgestimmt werden.

Abschließend danke ich den Sachverständigen, die während der Bearbeitung von Zulassungen beratend tätig waren. Zu diesen Sachverständigen gehörte auch Herr Prof. Dr. Simons. Durch seine große Erfahrung auf dem Gebiet der Ramppfähle konnte er an der Lösung wichtiger Probleme maßgebend mitwirken.

9. Literaturverzeichnis

- SIMONS, H. : Rammen und Rütteln in verschiedenen Böden.
Baumaschine + Bautechnik (1970), H. 9 u. 10.
- SCHEFFLER, E. : Ramppfähle in Schweden. Geotechnik 5 (1982),
S. 203 - 207.



STRABAG BAU-AG

Ingenieurbau - Niederlassung Hamburg

2000 Hamburg 76

Pappelallee 28

Fernschreiber 0214562 · Ruf (040) 20 22-1

Brückenbau

Fertigteilebau

Hafen- und Seebau

Hochbau

Industriebau

Schlüsselfertige Bauten

Ramm- und Gründungsarbeiten

Tunnelbau

U-Bahnbau

MAST
GRUNDBAU

Siemensstraße 3
4018 Langenfeld/Rhld.
Tel. (02173) 70040

SCHAFIR
+ MAST
SCHLITZWÄNDE

IHRE PARTNER IM GRUNDBAU

Bohrpfähle ϕ 62 - 200 cm

Ortbeton Ramppfähle ϕ 37 - 60 cm

Verdrängungspfähle ϕ 50 + 60 cm

Schlitzwände d = 40 - 150 cm

Dichtwände

Baugrubenumschließungen als Bohr -
oder Rammträgerverbau

Rammarbeiten

Injektionen

Wasser – Wichtigste Schadensursache im Grundbau

von **Wolfgang Schnell**

1. Einleitung

"Wasser ist ein eigentümliches Material". Mit diesem Satz beginnt Kézdi (1969) sein Kapitel über Eigenschaften und Struktur des Wassers. Und diese "Eigentümlichkeiten", auf die im folgenden noch einzugehen sein wird, führen dazu, daß bei sehr vielen Bauwerken des Grund- und Spezialtiefbaus die aufgetretenen Schäden letztlich auf die Einwirkung von Wasser zurückzuführen sind.

In diesem Bericht sind Erfahrungen geschildert, die bei der Diagnose und der Therapie von Schadensfällen gewonnen wurden.

2. Erscheinungsformen des Wassers

Die "Eigentümlichkeit" des Wassers zeigt sich u.a. darin, daß es im Boden in verschiedenen Erscheinungsformen vorkommt :

a) Grundwasser

Das Grundwasser füllt die Poren des Bodenmaterials zusammenhängend aus. Die einwirkende Kraft ist nur die Schwerkraft, unter deren Einfluß es sich frei bewegen kann.

b) Kapillarwasser

Kapillarwasser wird durch die Oberflächenspannung über den Grundwasserspiegel gehoben. Bis zu einer gewissen Höhe oberhalb des Grundwassers, die als geschlossener Kapillarsaum bezeichnet wird, sind die Poren mit Wasser gefüllt, und das Erdreich ist wassergesättigt. Darüber befindet sich der offene Kapillarsaum, der mit dem Grundwasser noch in Verbindung steht. Hierbei sind jedoch nicht mehr alle Poren mit Wasser gefüllt, sondern sie enthalten zum Teil Luft.

c) Adsorbiertes Wasser

Adsorbiertes Wasser umgibt die äußeren und bei Tonmineralen mit Gitterstruktur auch die inneren Flächen mit einer außerordentlich dünnen Schicht. Die Adsorptionskräfte sind so groß, daß das Wasser durch normale hydrodynamische Kräfte nicht in Bewegung gebracht werden kann.

d) Haftwasser

Hierunter versteht man Wasser, das infolge der Oberflächenspannung an den Körnern haftet.

e) Sickerwasser

Sickerwasser dringt in das Erdreich von oben her ein und bewegt sich unter dem Einfluß der Schwerkraft und der Kapillarkräfte.

Aus dieser Zusammenstellung geht hervor, daß das Wasser je nach Erscheinungsform verschiedenen Kräften ausgesetzt ist, die eine Bewegung oder ein Verharren im Boden hervorrufen können.

Diesen unterschiedlichen Erscheinungsformen trägt beispielsweise die DIN 18195 (Bauwerksabdichtungen) Rechnung, die Abdichtungen gegen Bodenfeuchtigkeit, nichtdrückendes und drückendes Wasser jeweils separat behandelt.

3. Beispiele

3.1 Drän- und Abdichtungsmaßnahmen

Bei Schadensuntersuchungen an Bauteilen im Erdreich (Schild, Rogier, Oswald, Schweikert, 1977) zeigte sich, daß ein großer Teil der Schäden auf nicht funktionierende oder falsch konzipierte Dränagen zurückzuführen ist. Obwohl seit 1973 eine Norm (DIN 4095) vorliegt, in der Planung und Ausführung von Dränagen behandelt sind, werden immer wieder Dränagen angelegt, die den dort angegebenen Entwurfsprinzipien völlig widersprechen. Die Bilder 1 - 4 aus DIN 4095 zeigen einige dieser Entwurfsprinzipien.

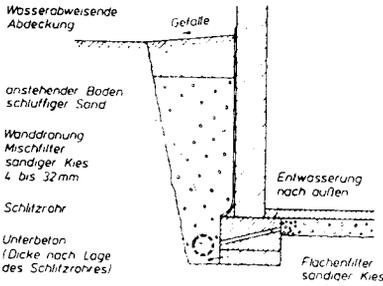


Bild 1 Beispiel einer Rohrdrainung mit Mischfilter

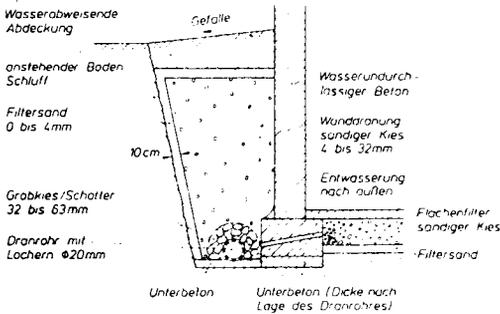


Bild 2 Beispiel einer Rohrdrainung mit Stufenfilter

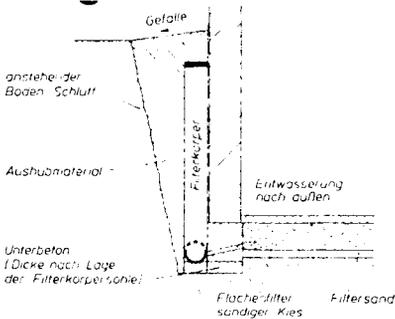


Bild 3 Beispiel einer Drainung mit Filterkörper

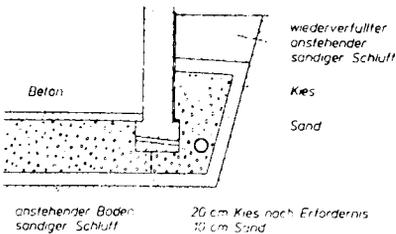


Bild 4 Beispiel einer Flächendrainung mit äußerer Ringleitung

An diesen Bildern lassen sich die häufigsten Fehler, die beim Anlegen von Dränagen gemacht werden, aufzeigen. In Bild 1 ist der wohl häufigste Fall einer Dränage dargestellt. Schäden traten bei diesem Konzept häufig auf, wenn die darin gezeigten Hinweise nicht oder nicht hinreichend beachtet werden.

1. Das Filtermaterial muß aus gut durchlässigem, nichtbindigen Boden bestehen.

In vielen Fällen wird statt sandigen Kiesen das vorgefundene Aushubmaterial, das z.Teil nicht unbeträchtliche Mengen bindigen Bodens enthält, wieder eingefüllt. Das führt zu einem Wasseraufstau, für den die Wandabdichtung nicht bemessen ist. Sie ist i.a. nur für Bodenfeuchtigkeit, nicht aber für drückendes Wasser dimensioniert.

2. Der Filter muß durch eine wasserabweisende Abdeckung vor dem Niederschlagswasser geschützt werden.

Grundsätzlich sollte das Oberflächenwasser durch eine Abdeckschicht mit einer vom Gebäude abweisenden Neigung vom Filter und damit auch von der Dränageleitung ferngehalten werden. Die Dränageleitung ist nämlich i.a. nur für das in den Filter eintretende Sickerwasser dimensioniert, nicht aber für Oberflächenwasser. Bei starken Regenfällen wäre dann die Dränage nicht mehr imstande, das auftretende Wasser abzuführen, und es käme zu einem Aufstau hinter der Wand, der leicht zu Durchfeuchtungen führen kann.

3. Die Dränageleitung muß unterhalb der Bauwerkssohle liegen.

In sehr vielen Fällen wurde festgestellt, daß die Dränageleitung zu hoch angeordnet war und somit große Teile der Kellerwand ständig unter dem Wasserspiegel lagen.

4. Es darf kein Grundwasser vorhanden sein.

Obwohl der Keller im Grundwasser liegt, wird immer wieder versucht, mit der Kombination von Dränage und Abdichtung gegen Bodenfeuchtigkeit einen trockenen Keller zu erhalten. Das wird nur in den seltensten Fällen gelingen, da die Dränagen üblicherweise nur für die Ableitung von Sickerwasser, nicht aber für die dauerhafte Absenkung von Grundwasser bemessen sind.

Anhand des Bildes 3 (entnommen der DIN 4095) sei auf einen weiteren Fehler hingewiesen, der bei der Anlage von Dränagen nach dem dort geschilderten Prinzip gemacht wird. Die verwendeten "Filterkörper" sind oft nicht auf den Verfüllboden abgestimmt, so daß es zu Einschwemmungen von Feinstteilen aus dem Verfüllmaterial kommt und der Filterkörper sich zusetzt. Das führt wiederum zu einem Aufstau von Wasser hinter der Wand, das die nur auf Bodenfeuchtigkeit dimensionierte Abdichtung nicht abhalten kann.

Ein anderes Beispiel für einen Schaden, der u.a. auf eine langfristig nicht funktionierende Dränage zurückzuführen ist, zeigt Bild 5.

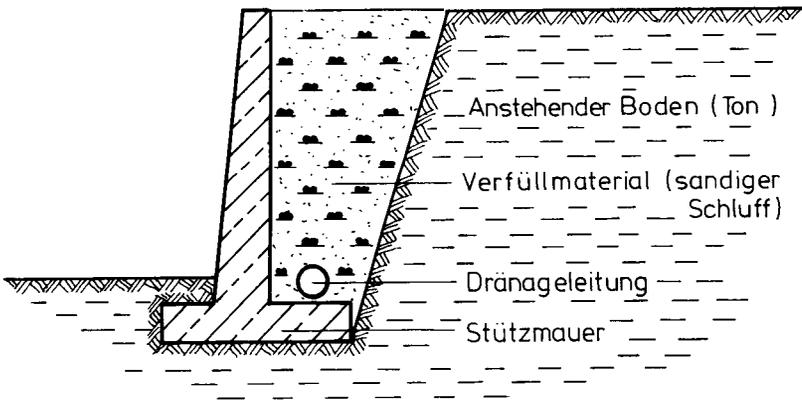


Bild 5 : Querschnitt der Stützmauer

Das Verfüllmaterial "sandiger Schluff" wirkte sich in doppelter Hinsicht negativ auf die Wasserverhältnisse hinter der Mauer aus. Zum einen floß das in das Verfüllmaterial eindringende Oberflächenwasser nur sehr langsam der Dränage zu, da die Durchlässigkeit des Bodens relativ gering war. Zum anderen setzte sich die Dränage im Lauf der Zeit mit den Feinstteilchen des Bodens zu, was zu einem Aufstau des Wassers hinter der Stützmauer führte. Um zu vermeiden, daß der Wasserdruck, für den die Mauer nicht bemessen war, zu Beschädigungen führt, mußten Entlastungslöcher in die Wand gebohrt werden.

3.2 Rutschflächen

Bei den meisten eingetretenen Rutschungen ist in irgendeiner Form Wasser als Mit- oder Hauptursache festgestellt worden, wobei das Wasser in den verschiedensten Erscheinungsformen aufgetreten ist. Schäden sind sowohl bei natürlichen Böschungen als auch bei Geländesprüngen aufgetreten, die durch konstruktive Maßnahmen wie z.B. Stützmauern, gehalten wurden.

In verschiedenen von uns bearbeiteten Fällen war bei der Gleitkreisuntersuchung der Wasserdruck nicht oder nicht zutreffend angesetzt worden, weil z.B. der Grundwasserspiegel falsch angenommen wurde. In anderen Fällen war eine Dränage Ausgangspunkt eines Böschungsbruches, denn Dränagen entwässern nicht nur, sondern führen in vielen Fällen Wasser erst heran (Bild 6) .

Das sich im Dränagegraben sammelnde Wasser versickerte zum Teil in den Klüften des Tons, weichte diesen auf und im Lauf der Zeit bildete sich eine Rutschfläche aus.

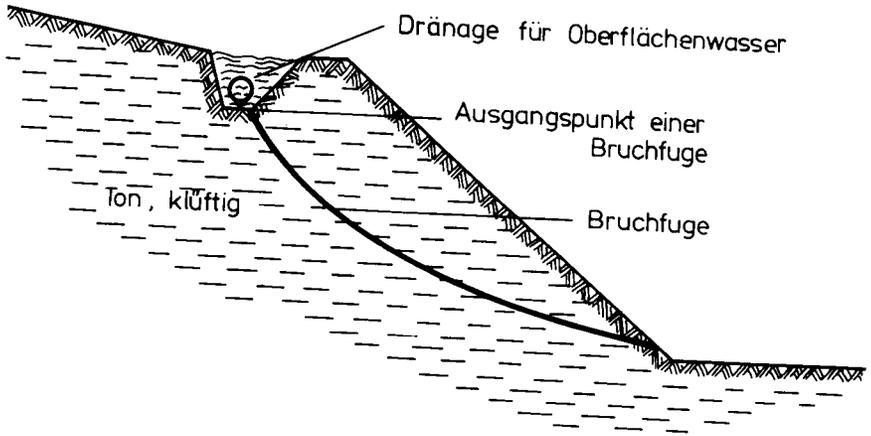


Bild 6 : Böschungsbruch

Ähnliche Beobachtungen waren zu machen bei einer Böschung, die seit Jahren in Bewegung ist und bei der eine Vielzahl von Gebäuden bereits beträchtliche Schäden aufweist. Der Untergrund besteht aus einem halbfesten bis festen Ton, der überlagert ist von einem schwach feinsandigen Schluff. Der Tonhorizont verläuft mehr oder minder böschungsparell (Bild 7).

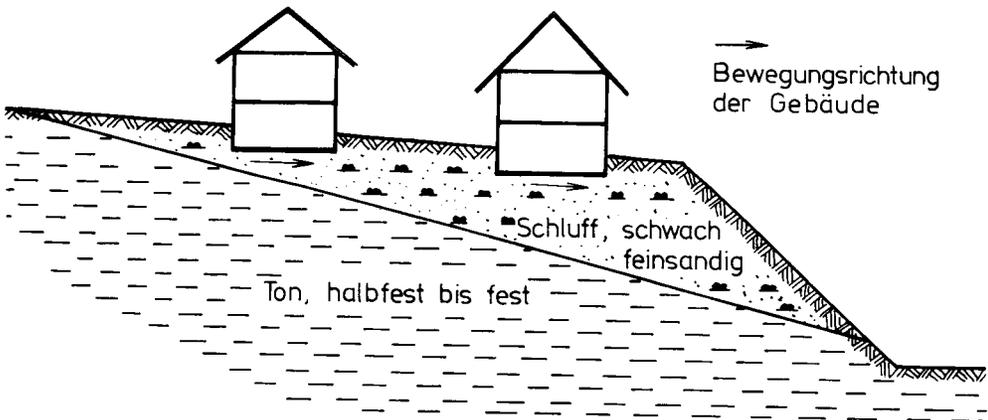


Bild 7 : Rutschhang

Das von der Oberfläche einsickernde Wasser staut sich auf der ca. 2-3 Zehnerpotenzen undurchlässigeren Tonschicht und weicht den Ton und den Schluff im Grenzbereich auf, so daß hier eine Zone verminderter Scherfestigkeit entsteht, auf der die Böschung langsam abrutscht.

Dieses Baugrundprofil war bei der Bebauung des Geländes nicht bekannt, es wurde erst im Zuge eines Beweissicherungsverfahrens erkundet.

Als letztes Beispiel sei eine Böschung angegeben, die durch Strömungsdruck ins Rutschen kam. Langanhaltende Regenfälle haben in den eine Tonschicht überlagernden Sanden und Kiesen zu einem Grundwasseraufstau geführt (Bild 8).

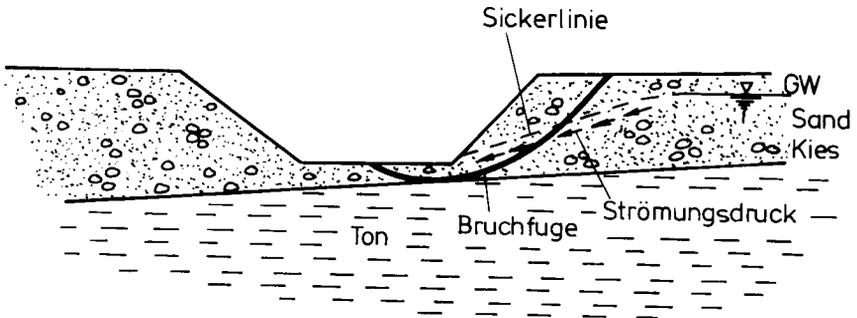


Bild 8 : Rutschung durch Strömungsdruck

Dieser Grundwasseraufstau wurde durch den nahezu undurchlässigen Ton ermöglicht.

4. Zusammenfassung

An dieser Zusammenstellung von Schadensfällen aus der Bau-
praxis sollte gezeigt werden, daß das Hauptaugenmerk des
Grundbauingenieurs auf mögliche Einwirkungen von Wasser auf
Bauwerke gerichtet sein muß.

Im Rahmen dieses Beitrages wurden nur 2 spezielle Gebiete
ausgewählt - nämlich fehlerhafte Dränagen und Rutschungen,
bei denen sich der Einfluß des Wassers besonders negativ
auswirkt. Ähnliche Beispiele lassen sich auch aus anderen
Bereichen des Grundbaus (Kanalbau, Dammbau, Baugruben)
angeben.

5. Literatur

- KEZDI, A. :Handbuch der Bodenmechanik
Band I, Bodenphysik
Berlin, VEB Verlag, 1969
- SCHILD, E. :Bauschäden an Kellern - Dränagen - Gründungen
- ROGIER, D. :Schriftenreihe Landes- und Stadtentwicklungs-
OSWALD, R. forschung des Landes NRW, Band 3.007, ILS
SCHWEIKERT, H. Dortmund 1977



Beratende Ingenieure VBI

FRANK-KAUER-RAFFELT

G. m. b. H.

Tragwerksplanung im Hochbau
Grundbau
Spezialtiefbau

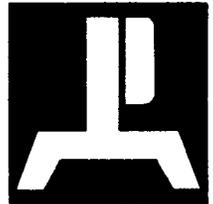
Baugruben und Unterfangungen

Gründungsgutachten

Wasserrechtsgutachten

Ausschreibung und Bauleitung im
Tiefbau

- Bohr- und Großbohrpfähle
- Druckluftarbeiten
- Pfahlwände
- Baugrubenverbau
- Rohrdurchpressungen und Schildvortrieb
- Grundwasserabsenkung
- Unterfangungen
- Absenken alter Bunker und Stahlbetonbauten
- Taucherglockenarbeiten



**GRUNDBAU
PAPROTH**

Spezialtiefbau

GRUNDBAU PAPROTH & CO. KG

Moorweg 15-17, Postfach 1180, 2090 Winsen/Luhe, Tel. 04171/7 20 26-8

Parameterstudien an Korngrößenverteilungen von Elbesedimenten und eiszeitlichen Ablagerungen

von Ingolf Schönwald

1. Einleitung

Für eine ehemals geplante Bebauung eines großflächigen Geländes mit einer industriellen Großanlage wurde im Jahre 1979 eine Baugrunderkundung zur Begutachtung des allgemeinen Baugrundaufbaus durchgeführt. Im Rahmen dieser Baugrunderkundung wurden vom Institut für Grundbau und Bodenmechanik (TU Braunschweig) 233 Untersuchungen der Korngrößenverteilung nach DIN 18123 an Proben aus 16 Rammkernbohrungen ausgeführt. Die Ergebnisse dieser Untersuchungen waren die Grundlage für die im Folgenden beschriebenen Auswertungen.

Das Untersuchungsgebiet liegt ungefähr 2,5 km südlich der Elbe in Nordost-Niedersachsen. Die erbohrten, kiesigen Ablagerungen konnten aufgrund ihrer petrographischen Zusammensetzung vom Verfasser anhand von Geröllanalysen in fluvia- tile Ablagerungen der Elbe (Niederterrassensedimente) mit südlichen Geröllkomponenten aus Sachsen und Böhmen und eiszeitliche Ablagerungen (glazifluviatile Kiese, Geschiebemergel usw.) mit nördlichen Geröllkomponenten aus Skandinavien unterschieden werden.

Aufgrund der voneinander weit entfernt gelegenen Liefergebiete mit ihren unterschiedlichen Ausgangsgesteinen, den Elbeablagerungen einerseits und den eiszeitlichen Ablagerungen andererseits, war anzunehmen, daß sich die Korngrößenverteilungen der Sande der beiden Ablagerungen ebenso wie die petrographische Zusammensetzung der Kiese unterscheiden. Zum Vergleich der Korngrößenverteilungen wurden aus den Körnungslinien der beiden Sedimente allgemein in der Sedimentologie bekannte, beschreibende Parameter bestimmt und verglichen:

- mittlerer Korndurchmesser M_z
- Ungleichförmigkeitszahl U
- Krümmungszahl C
- Sortierungsgrad S_o
- Schiefekoeffizient S_k
- graphische Standardabweichung S_1
- graphische Schiefe S_{kl}
- Graphische Kurtosis K_g

In der Literatur werden von verschiedenen Autoren Schätzberechnungen für den Durchlässigkeitsbeiwert k aus Körnungslinien beschrieben. Da im Rahmen der durchgeführten Baugrunderkundung eine große Anzahl von Korngrößenuntersuchungen durchgeführt wurden, bot sich ein Vergleich von aus Körnungslinien ermittelten Durchlässigkeitsbeiwerten verschiedener Autoren an. Es bestand weiterhin die Möglichkeit, die aus den Körnungslinien errechneten Durchlässigkeiten mit insgesamt 47 - ebenfalls im Rahmen der Baugrunderkundung aus Laborversuchen ermittelten - Durchlässigkeiten zu vergleichen. Für die Auswertung aus Körnungslinien wurden Berechnungsverfahren der folgenden Autoren verwendet:

- HAZEN (1893)
- SEELHEIM (HÖLTING 1980)
- BEYER (1964)
- RIALLAS (1971)

Anhand der vorliegenden Auswertung von Korngrößenverteilungen aus einem großflächigen Baugrunderkundungsprogramm sollten die folgenden Fragenkomplexe geklärt werden:

- Ist es möglich, für eine Korrelation entfernt gelegener Bohrungen - zur Erstellung von Baugrundprofilen - eine Differenzierung bestimmter Sandschichten aufgrund einer vergleichenden Auswertung von Korngrößenverteilungen mit statistischen Parametern durchzuführen; ähnlich wie es dem Verfasser für eine Differenzierung der Kiesschichten mit dem Verfahren der Geröllanalyse bereits gelang?

- Wie verhalten sich die Schätzberechnungen für den Durchlässigkeitsbeiwert k verschiedener Autoren erstens zueinander in Abhängigkeit zu einem statistischen Parameter aus Körnungslinien und zweitens zu 47 Ergebnissen aus Laborversuchen?

2. Statistische Grundlage für die Berechnungen

Bodenschichten setzen sich aus einer Verteilung von Bodenteilchen verschiedener Größen zusammen. Die statistische Grundlage der Verteilung der Korngrößen in einem Boden ist die Gauß'sche Normalverteilung. Trägt man die Häufigkeit des Auftretens bestimmter Korngrößen in Abhängigkeit von ihrer Korngröße für ein "normal verteiltes" Sediment auf, so erhält man eine glockenförmige Kurve (Bild 1). Die Fläche unter der gesamten Kurve entspricht 100 %, die unter den Wendepunkten der Kurve 68,27 % der Verteilung. Für die mittleren 68 % liegen die prozentualen Grenzen der Korngrößenverteilung bei 16 % bzw. 84 %. (Standardabweichung " σ "). Die Korngrößen bei 25 % bzw. 75 % der Korngrößenverteilung sind die quartilen Abweichungen vom Mittelwert " \bar{x} ".

Aufgrund von Ablagerungs- und Transportbedingungen sowie der im Ausgangsmaterial verfügbaren Korngrößen können sich bei Normalverteilungen mit gleichen Mittelwerten und gleichen maximalen und minimalen Korngrenzen unterschiedliche Formen der dargestellten Glockenkurve ergeben (FRIEDMAN/SANDERS, 1978). Sind wenig unterschiedliche Korngrößen vorhanden, so ergibt sich ein steiler Anstieg der Kurvenschenkel (gut sor-

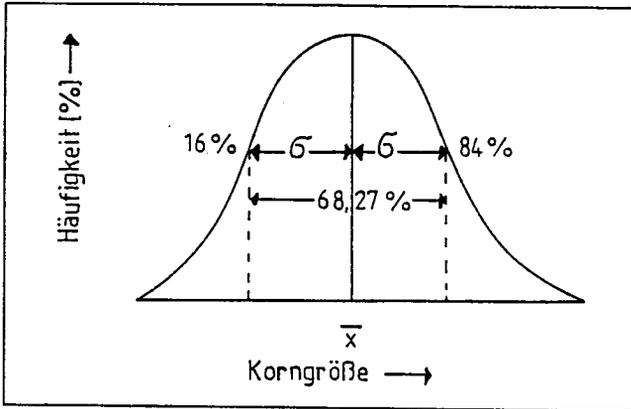


Bild 1: Verteilung der Korngrößen für ein normal verteiltes Sediment

tiertes Sediment), bei vielen unterschiedlichen Korngrößen sind die Kurvenschenkel dementsprechend flacher (schlecht sortiertes Sediment) (Bild 2).

Für die statistische Auswertung von Korngrößenverteilungen aus der Darstellung als Körnungslinien gelten dieselben statistischen Voraussetzungen. Der Unterschied zur Darstellung der Korngrößenverteilung als Glockenkurve besteht nur darin, daß bei der Körnungslinie in jedem Punkt der Kurve nicht die Häufigkeit der entsprechenden Korngröße dargestellt ist, sondern die Summe der prozentualen Anteile bis zu einer bestimmten, maximalen Korngröße.

Zur Berechnung von statistischen Parametern aus Körnungslinien dienen die Variablen d_p . Die Variablen d_p ergeben sich als Summe der prozentualen Anteile p der Korngrößen bis zu einem maximalen Korndurchmesser d (mm). So ist die Variable " d_{10} " z.B. der Korndurchmesser in mm, für den die Summe aller kleineren Korndurchmesser 10 % der gesamten Korngrößenverteilung ergibt.

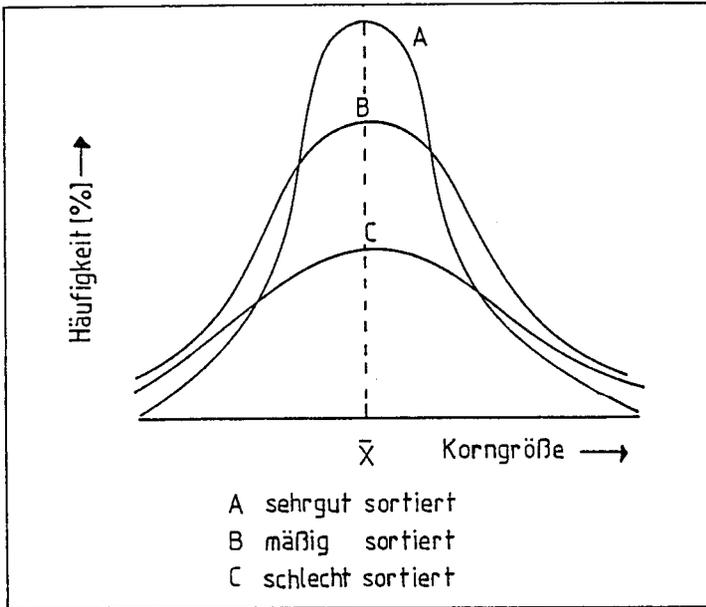


Bild 2: Verschiedene Korngrößenverteilungen mit gleichen Mittelwerten und gleichen Korngrenzen

3. Vergleich der Korngrößenverteilungen der glazifluvialen Sande mit den Niederterrassensanden der Elbe

a) Mittlerer Korndurchmesser (M_z) nach FOLK/WARD (1957)

Da die Berechnung des M_z nach FOLK/WARD (1957) im Gegensatz zu der Berechnung von INMAN (1952), die nur die Werte d_{16} und d_{84} berücksichtigt, auch bei bimodalen und extrem schiefen Häufigkeitsverteilungen eine zutreffende mittlere Korngröße liefert, wurde nur die Berechnung des M_z nach FOLK/WARD (1957) verwendet:

$$M_z = \frac{d_{16} + d_{50} + d_{84}}{3}$$

Nach FOLK/WARD (1957) treten bei dieser Berechnung nur sehr geringe Abweichungen zum ersten statistischen Moment:

$$\bar{x} = \frac{\sum fm\emptyset}{100}$$

f: Klassenbreite %
m \emptyset : Mittelwert der Korngrößen-
klasse \emptyset
 \bar{x} : Mittelwert

auf.

Zur Veranschaulichung wurden die ermittelten Werte in Intervallen von 0,05 mm (0,06 mm bis 0,10 mm; 0,11 mm bis 0,15 mm; 0,16 mm bis 0,20 mm; usw) zusammengefaßt und in Abhängigkeit von der Häufigkeit aufgetragen (Bild 3).

Die häufigsten mittleren Korndurchmesser sowohl der Niederterrassensande als auch der glazifluviatilen Sande traten am Übergang von der Feinsandfraktion zur Mittelsandfraktion auf. Von den Korngrößenverteilungen der Niederterrassensande hatten 23,4 % einen M_z in der Feinsandfraktion und 57,1 % in der Mittelsandfraktion. Bei den Korngrößenverteilungen der glazifluviatilen Sande lag der Anteil der M_z -Werte in der Feinsandfraktion bei 28,0 % und in der Mittelsandfraktion bei 54,8 %. Daraus ergibt sich, daß bei den Niederterrassensanden der Elbe mehr Bodenschichten mit größeren Korngrößen auftreten als bei den glazifluviatilen Sanden.

Da die Häufigkeitsverteilung der mittleren Korngrößen der beiden Sedimente unterschiedlich ist, werden im folgenden die Korngrößenverteilungen mit einem M_z in der Feinsandfraktion und die mit einem M_z in der Mittelsandfraktion getrennt untersucht. Die Korngrößenverteilungen mit einem M_z in der Grobsandfraktion liegen bei beiden Sedimenten unter 20 % und blieben beim Vergleich der Korngrößenverteilungen der beiden Sande unterschiedlicher Herkunft wegen ihrer geringen Anzahl unberücksichtigt (Bild 3).

Die getrennte Auswertung der Kornfraktionen aus den Körnungslinien ergab die folgenden Mittelwerte für den M_z mit den entsprechenden Standardabweichungen:

Niederterrassensande:

M_z in der Feinsandfraktion	(18 Proben)	$\bar{x} = 0,17$	$s = 0,02$
M_z in der Mittelsandfraktion	(45 Proben)	$\bar{x} = 0,38$	$s = 0,13$

glazifluviatile Sande:

M_z in der Feinsandfraktion	(26 Proben)	$\bar{x} = 0,16$	$s = 0,03$
M_z in der Mittelsandfraktion	(51 Proben)	$\bar{x} = 0,34$	$s = 0,10$

b) Ungleichförmigkeitszahl U nach DIN 18123

Die Ungleichförmigkeitszahl U wurde erstmals von HAZEN (1892) im Zusammenhang mit einer Berechnung des Durchlässigkeitsbeiwertes k aus Körnungslinien in die Literatur eingeführt. Die Ungleichförmigkeitszahl berechnet sich wie folgt:

$$U = \frac{d_{60}}{d_{10}}$$

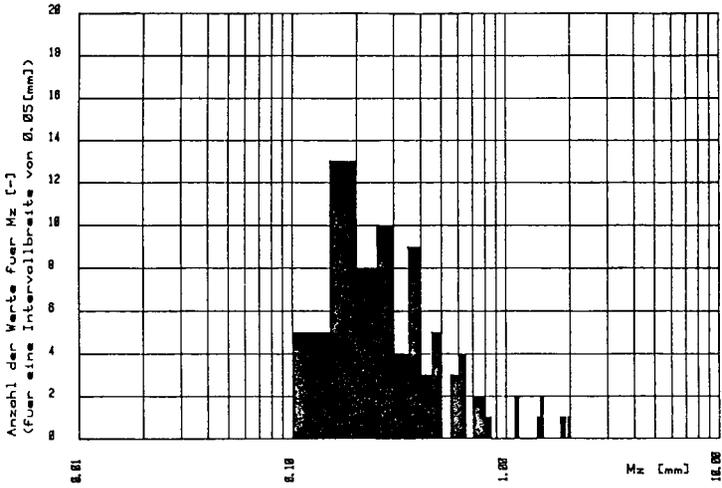
HAZEN (1892) definierte folgende Ungleichförmigkeiten:

U <	5:	gleichförmiger Boden
5 > U <	15:	ungleichförmiger Boden
U >	15:	sehr ungleichförmiger Boden

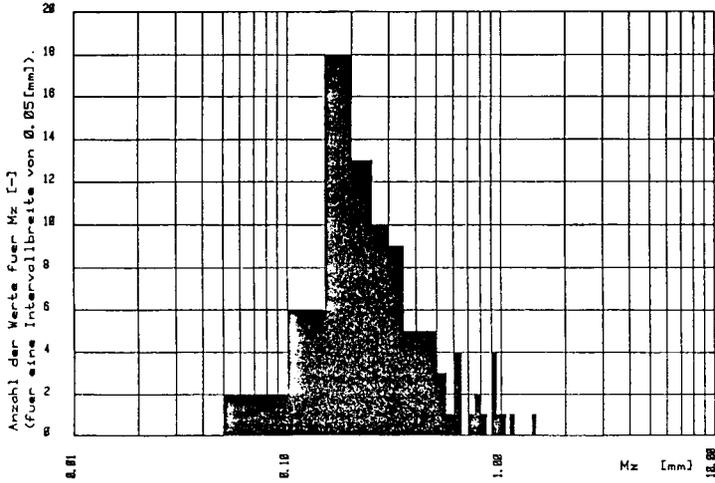
Aus der Auswertung der Körnungslinien ergaben sich die folgenden Mittelwerte für den Ungleichförmigkeitsgrad mit den entsprechenden Standardabweichungen:

	Niederterrassensande		glazifluviatile Sande	
M_z in der Feinsandfraktion	$\bar{x} = 1,77$	$s = 0,20$	$\bar{x} = 1,78$	$s = 0,36$
M_z in der Mittelsandfraktion	$\bar{x} = 2,12$	$s = 0,40$	$\bar{x} = 2,21$	$s = 0,46$

Die Ergebnisse weisen für beide Sedimente nach der obigen Definition gleichförmigen Boden in beiden Kornfraktionen aus. In der Feinsandfraktion zeigt sich eine fast völlige Übereinstimmung des Ungleichförmigkeitsgrades beider Sande.



NIEDERTERRASSENSANDE



GLAZIFLUVIATILE SANDE

Bild 3: Häufigkeitsverteilung der Werte des mittleren Korndurchmessers für die Niederterrassensande und die glazifluviatilen Sande in der Sandfraktion

c) Krümmungszahl C nach DIN 18196

Die Krümmungszahl C, in der Literatur teilweise auch als Sieblinienkrümmung U' bezeichnet, berechnet sich wie folgt:

$$C = \frac{(d_{30})^2}{d_{10} \cdot d_{60}}$$

Die Auswertung der Körnungslinien ergab die folgenden Mittelwerte für die Krümmungszahlen mit den entsprechenden Standardabweichungen:

	Niederterrassensande		glazifluviatile Sande	
M_z in der Feinsandfraktion	$\bar{x} = 0,99$	$s = 0,06$	$\bar{x} = 1,00$	$s = 0,07$
M_z in der Mittelsandfraktion	$\bar{x} = 0,98$	$s = 0,12$	$\bar{x} = 0,98$	$s = 0,08$

Die beiden Sande zeigen eine deutliche Übereinstimmung der Krümmungszahlen für beide Kornfraktionen, ähnlich wie bei der Berechnung der Ungleichförmigkeitszahl. Dies kann seine Ursache darin haben, daß beide Berechnungsmethoden den Feinanteil der Korngrößenverteilungen stärker berücksichtigen.

d) Sortierungskoeffizient S_o nach TRASK (1932)

Der Sortierungskoeffizient S_o ist ein Maß für die Sortierung einer Bodenschicht (s.a. Bild 2). Die Berechnung des Sortierungskoeffizienten vergleicht anhand der quartilen Abweichungen die Grobanteile einer Korngrößenverteilung mit den Feinanteilen:

$$S_o = \frac{d_{75}}{d_{25}}$$

TRASK (1932) definierte die folgenden Sortierungsgrade:

	$S_o < 1,2$	sehr gut sortierter Boden
1,2	$< S_o < 1,5$	gut sortierter Boden
1,5	$< S_o < 2,5$	mäßig sortierter Boden
2,5	$< S_o <$	schlecht sortierter Boden

Die Auswertung der Körnungslinien ergab die folgenden Mittelwerte für den Sortierungsgrad mit den entsprechenden Standardabweichungen:

	Niederterrassensande		glazifluviatile Sande	
M_z in der Feinsandfraktion	$\bar{x} = 1,28$	$s = 0,06$	$\bar{x} = 1,28$	$s = 0,09$
M_z in der Mittelsandfraktion	$\bar{x} = 1,41$	$s = 0,16$	$\bar{x} = 1,43$	$s = 0,11$

Die Niederterrassensande und die glazifluviatilen Sande zeigten bei einem M_z in der Feinsandfraktion und in der Mittelsandfraktion eine gute Sortierung. Trotz der gleichwertigen Berücksichtigung der Fein- und Grobanteile der Korngrößenverteilungen zeigten die beiden zu vergleichenden Sedimente unterschiedlicher Herkunft eine gleich gute Sortierung.

e) Schiefekoeffizient S_k nach TRASK (1932)

Dieser Parameter bewertet die Sortierung des Feinanteils gegenüber dem Grobanteil einer Korngrößenverteilung und berechnet sich wie folgt:

$$S_k = \frac{d_{25} - d_{75}}{(d_{50})^2}$$

Ist der berechnete Wert für den Schiefekoeffizienten kleiner 1, bedeutet dies, daß der Grobanteil des Bodens besser sortiert ist, d.h., die Grobanteile der Korngrößenverteilung umfassen eine engere Spannweite von Korngrößen als der Feinanteil. Bei einem Schiefekoeffizienten größer 1 sind die Feinanteile des Bodens besser sortiert.

Die Auswertung der Körnungslinien ergab die folgenden Mittelwerte für den Schiefekoeffizienten mit den entsprechenden Standardabweichungen:

	Niederterrassensande		glazifluviatile Sande	
M_z in der Feinsandfraktion	$\bar{x} = - 3,11$	$s = 0,94$	$\bar{x} = - 3,40$	$s = 1,31$
M_z in der Mittelsandfraktion	$\bar{x} = - 2,34$	$s = 1,10$	$\bar{x} = - 2,57$	$s = 0,85$

Bei den beiden untersuchten Sedimenten unterschiedlicher Herkunft sind die Grobanteile in beiden Fraktionen besser sortiert. In der Feinsandfraktion ist die bessere Sortierung der Grobanteile bei beiden Sanden etwas stärker als in der Mittelsandfraktion.

f) Graphische Standardabweichung S_1 nach FOLK/WARD (1954)

Um eine möglichst gute Näherung an das zweite statistische Moment:

$$S = \frac{\sum f(m\phi-x)^2}{100} \quad S : \text{Standardabweichung}$$

zu erhalten, verbesserten FOLK/WARD (1957) die einfache Berechnung des Sortierungsgrades nach TRASK (1932) durch die Berechnung der graphischen Standardabweichung:

$$S_1 = \frac{d_{84}-d_{16}}{4} + \frac{d_{95}-d_5}{6,6}$$

FOLK/WARD (1957) definierten die Werte für S_1 wie folgt:

	$S_1 < 0,35$	sehr gut sortiert
$0,35 < S_1 < 0,50$		gut sortiert
$0,50 < S_1 < 1,00$		mäßig sortiert
$1,00 < S_1 < 2,00$		schwach sortiert
$2,00 < S_1 < 4,00$		sehr schwach sortiert
$4,00 < S_1 <$		extrem schwach sortiert

Die Auswertung der Körnungslinien ergab für S_1 die folgenden Mittelwerte mit den entsprechenden Standardabweichungen:

	Niederterrassensande		glazifluviatile Sande	
M_z in der Feinsandfraktion	$\bar{x} = 0,06$	$s = 0,01$	$\bar{x} = 0,07$	$s = 0,05$
M_z in der Mittelsandfraktion	$\bar{x} = 0,29$	$s = 0,26$	$\bar{x} = 0,31$	$s = 0,41$

Im Gegensatz zum bereits beschriebenen Sortierungsgrad S_0 nach TRASK (1932) zeigt sich an den Ergebnissen aus der Berechnung der graphischen Standardabweichung S_1 , daß die bei-

den Sande unterschiedlicher Herkunft in beiden Kornfraktionen sehr gut sortiert sind. Weiterhin wird an den Ergebnissen die bessere Sortierung der Korngrößenverteilungen mit einem M_z in der Feinsandfraktion besonders deutlich.

g) Graphische Schiefe S_{k1} nach FOLK/WARD (1954)

Mit der graphischen Schiefe S_{k1} wird die Schiefe einer Korngrößenverteilung berechnet. Zur Annäherung der Berechnung des Schiefekoeffizienten nach TRASK (1932) an das dritte statistische Moment

$$S_k = \frac{\sum f(m\phi - x)^3}{100} \quad S_k : \text{Schiefe}$$

entwickelten FOLK/WARD (1957) die Berechnung der graphischen Schiefe:

$$S_{k1} = \frac{d_{16} + d_{84} - 2 \cdot d_{50}}{2(d_{84} - d_{16})} + \frac{d_5 + d_{95} - 2 \cdot d_{50}}{2(d_{95} - d_5)}$$

Die folgenden Definitionen wurden festgelegt:

- 1,0 < S_{k1} < - 0,3 Grobanteil überwiegt stark
- 0,3 < S_{k1} < - 0,1 Grobanteil überwiegt
- 0,1 < S_{k1} < + 0,1 nahezu symmetrisch
- + 0,1 < S_{k1} < + 0,3 Feinanteil überwiegt
- + 0,3 < S_{k1} < + 1,0 Feinanteil überwiegt stark
- + 1,0 < S_{k1} < Feinanteil überwiegt extrem

Die Auswertung der Körnungslinien ergab für S_1 die folgenden Mittelwerte mit den entsprechenden Standardabweichungen:

	Niederterrassensande		glazifluviatile Sande	
M_z in der Feinsandfraktion	$\bar{x} = 0,92$	$s = 0,14$	$\bar{x} = 0,98$	$s = 0,18$
M_z in der Mittelsandfraktion	$\bar{x} = 0,91$	$s = 0,11$	$\bar{x} = 0,87$	$s = 0,12$

Die Werte der graphischen Schiefe liegen für beide Sande in beiden Kornfraktionen eng zusammen. Alle vier Mittelwerte für S_{k1} liegen am Übergang zwischen stark und extrem überwiegendem Feinanteil innerhalb der Korngrößenverteilung. Dies bestätigt das Ergebnis aus der Berechnung des Schiefeffizienten S_k , aus dem sich eine bessere Sortierung des Grobanteils gegenüber dem Feinanteil ergab.

h) Graphische Kurtosis K_g nach FOLK/WARD (1957)

Die Berechnung der graphischen Kurtosis dient zur Bestimmung der "Gipfligkeit" einer Häufigkeitsverteilung bei einer Darstellung als Glockenkurve. Aus der Statistik ist die Kurtosis als viertes statistisches Moment

$$K = \frac{\sum f(m\phi-x)^4}{100} \quad K = \text{Kurtosis}$$

bekannt. Die graph. Kurtosis berechnet sich wie folgt:

$$K_g = \frac{d_{95} - d_5}{2,44 \cdot (d_{75} - d_{25})}$$

Die Konstante 2,44 ergibt sich nach FOLK/WARD (1957) daraus, daß der Bereich, über den sich die Korngrößen von 5 % bis 95 % der Korngrößenverteilung erstreckt, das 2,44-fache des Korngrößenbereiches zwischen 25 % und 75 % ist. Eine normalverteilte Korngrößenverteilung hat demnach eine graphische Kurtosis von $K_g = 1,0$. Eine Kornsummenkurve mit einem $K_g > 1,0$ ist stärker gipflig, d.h. im zentralen Bereich relativ besser sortiert als an den "Schwänzen" der Kurve, und wird nach Definition als leptokurtisch bezeichnet. Eine negativ überhöhte Kurve mit einem $K_g < 1,0$ wird als platykurtisch bezeichnet. Zur Kennzeichnung der Korngrößenverteilungen werden folgende Grenzwerte verwendet:

	$K_g < 0,67$	sehr platykurtisch
0,67 <	$K_g < 0,90$	platykurtisch
0,90 <	$K_g < 1,11$	mesokurtisch
1,11 <	$K_g < 1,50$	leptokurtisch
1,50 <	$K_g < 3,00$	sehr leptokurtisch
3,00 <	K_g	extrem leptokurtisch

Die Auswertung der Körnungslinien ergab die folgenden Mittelwerte für die graphische Kurtosis mit den entsprechenden Standardabweichungen:

	Niederterrassensande		glazifluviatile Sande	
M_z in der Feinsandfraktion	$\bar{x} = 1,00$	$s = 0,12$	$\bar{x} = 1,26$	$s = 0,83$
M_z in der Mittelsandfraktion	$\bar{x} = 2,14$	$s = 2,07$	$\bar{x} = 2,10$	$s = 2,89$

An den hohen Werten für die Standardabweichung zeigt sich, daß bis auf die Niederterrassensande die Korngrößenverteilungen mit einem M_z in der Feinsandfraktion in Hinsicht auf die graphische Kurtosis sehr uneinheitlich sind. Aus diesem Grund sind zum besseren Vergleich die Anzahl der jeweiligen Korngrößenverteilungen, die in die einzelnen definierten Kennzeichnungen fallen, in der nachstehenden Tabelle notiert worden:

Kurtosis	Niederterrassensande		glazifluviatile Sande	
	M_z in der Feinsandfraktion	M_z in der Mittelsandfraktion	M_z in der Feinsandfraktion	M_z in der Mittelsandfraktion
$K_g < 0,67$	0	0	0	0
0,67-0,90	3	3	9	2
0,90-0,11	11	11	10	17
1,11-1,50	4	12	1	17
1,50-3,00	0	13	3	8
3,00 < K_g	0	6	3	7

Aus der Tabelle läßt sich deutlich erkennen, daß der größte Teil der aus den Korngrößenverteilungen aufgenommenen Kornsummenkurve in die Bereiche mesokurtisch und leptokurtisch fallen. Dies bedeutet, daß die Körnung der Sande symmetrisch, bzw. besser in dem mittleren Körnungsbereich, sortiert sind. Die glazifluviatilen Sande mit einem M_2 in der Feinsandfraktion fallen mit 9 platykurtischen Körnungslinien aus dem Gesamtbild heraus. Insgesamt ergeben sich jedoch keine offensichtlichen Unterschiede in der Kurtosis der Kornsummenkurven der beiden Sande unterschiedlicher Herkunft.

4. Zusammenfassung der vergleichenden Auswertung der Körnungslinien der beiden Sande unterschiedlicher Herkunft

Die Korngrößenverteilung eines Sedimentes hängt nach FRIEDMAN/SANDERS (1978) von der Verfügbarkeit verschiedener Korngrößen in den Ausgangssteinen und von Einwirkungen auf die Teilchen während des Transports und der Ablagerung ab. Die Niederterrassenkiese mit ihren Ausgangsgesteinen in Böhmen und Sachsen konnten mit Hilfe von Geröllanalysen von den glazifluviatilen Kiesen mit ihren Ausgangsgesteinen in Skandinavien unterschieden werden. Aufgrund der Aussage von FRIEDMAN/SANDERS (1978) war anzunehmen, daß sich die feineren - mit Geröllanalysen nicht mehr zu erfassenden - Sande aus den beiden verschiedenen Ausgangsgebieten anhand ihrer Korngrößenverteilungen differenzieren lassen.

Es wurden insgesamt 170 Korngrößenverteilungen mit einer mittleren Korngröße in der Sandfraktion ausgewertet. Die aus den Körnungslinien ermittelten Parameter wiesen keine signifikanten Unterschiede zwischen den Niederterrassensanden der Elbe und den glazifluviatilen Sanden aus. Für die gute Übereinstimmung der beiden Sande unterschiedlicher Herkunft gibt es vermutlich zwei Ursachen. Erstens wurden die Niederterrassensande zum größten Teil während der letzten Eiszeit, der Weichsel-Kaltzeit, deren Inlandsgletscher den Untersu-

chungsraum nicht mehr erreichten, abgelagert. Somit waren vermutlich die Ablagerungsbedingungen für die Niederterrassensande denen der glazifluviatilen Sande, welche in den vorangegangenen Eiszeiten abgelagert wurden, sehr ähnlich. Zweitens macht sich der Einfluß von unterschiedlichen Korngrößen im Ausgangsgestein aufgrund des langen Transportweges nicht mehr bemerkbar.

Da sich jedoch die Kiesanteile der beiden Sedimente unterschiedlicher Herkunft mit Geröllanalysen petrographisch unterscheiden lassen, könnte eine Untersuchung des Schwermineralbestandes für die Sandfraktion ebenfalls zu einer Differenzierung führen. Eine derartige vergleichende Untersuchung wird zur Zeit vom Verfasser bearbeitet.

5. Vergleich von Schätzberechnungen für den Durchlässigkeitsbeiwert aus Körnungslinien

Die Wasserdurchlässigkeit eines Lockersedimentes hängt vornehmlich von Form und Größe der Porenräume, die ihrerseits von der Größe, Form und Zuordnung der einzelnen Körner zueinander beeinflusst wird, ab. Aus diesem Grund besteht ein enger Zusammenhang zwischen der Wasserdurchlässigkeit eines Bodens und seiner Kornzusammensetzung.

Die folgenden Schätzberechnungen des Durchlässigkeitsbeiwertes k aus Korngrößenverteilungen wurden ausgewertet:

- k -Wert nach HAZEN (1893):

$$k_H = 0,0116 \cdot (d_{10})^2 \text{ (m/sec), } (d_p \text{ in mm)}$$

- k -Wert nach SEELHEIM (HÖLTING 1980):

$$k_S = 0,00357 \cdot (d_{50})^2 \text{ (m/sec), } (d_p \text{ in mm)}$$

- k -Wert nach BEYER (1964):

$$k_{BE} = \left(\frac{268}{U+3,4} + 55 \right) \cdot \left(0,1 \cdot d_{10}^2 \right) \cdot \frac{1}{100} \text{ (m/sec), } (d_p \text{ in mm)}$$

- k -Wert nach BIALLAS (1971):

$$k_{BI} = 0,0036 \cdot (d_{20})^{2,3} \text{ (m/sec), } (d_p \text{ in mm)}$$

Diese Berechnungsmethoden ließen sich auf insgesamt 204 Körnungslinien (150 Sande; 19 Sand-Kies-Gemische; 24 Geschiebemergel und 11 Becken- bzw. Bändertone) anwenden. Weiterhin konnten für 47 Proben die aus der Körnungslinie bestimmte Durchlässigkeit mit der aus Laborversuchen ermittelten Durchlässigkeit verglichen werden.

Der k-Wert nach HAZEN ist in der Bauindustrie zur Zeit eine häufig verwendete Berechnungsmethode für Durchlässigkeiten aus Körnungslinien. Aus diesem Grund wurden durch Berechnung von Verhältnissen die drei anderen Berechnungsverfahren dem k-Wert nach HAZEN gegenübergestellt und in Abhängigkeit zu einigen, bereits im vorhergehenden Kapitel beschriebenen Parametern dargestellt.

Für eine zufriedenstellende graphische Auswertung ergaben sich die folgenden Einschränkungen, die noch eine Erfassung von 91,1 % aller untersuchten Körnungslinien garantierten: $U < 5$; $0,1 \text{ (mm)} < M_z < 10,0 \text{ (mm)}$, für die die Abhängigkeiten untersucht wurden (Bild 4, 5, 6).

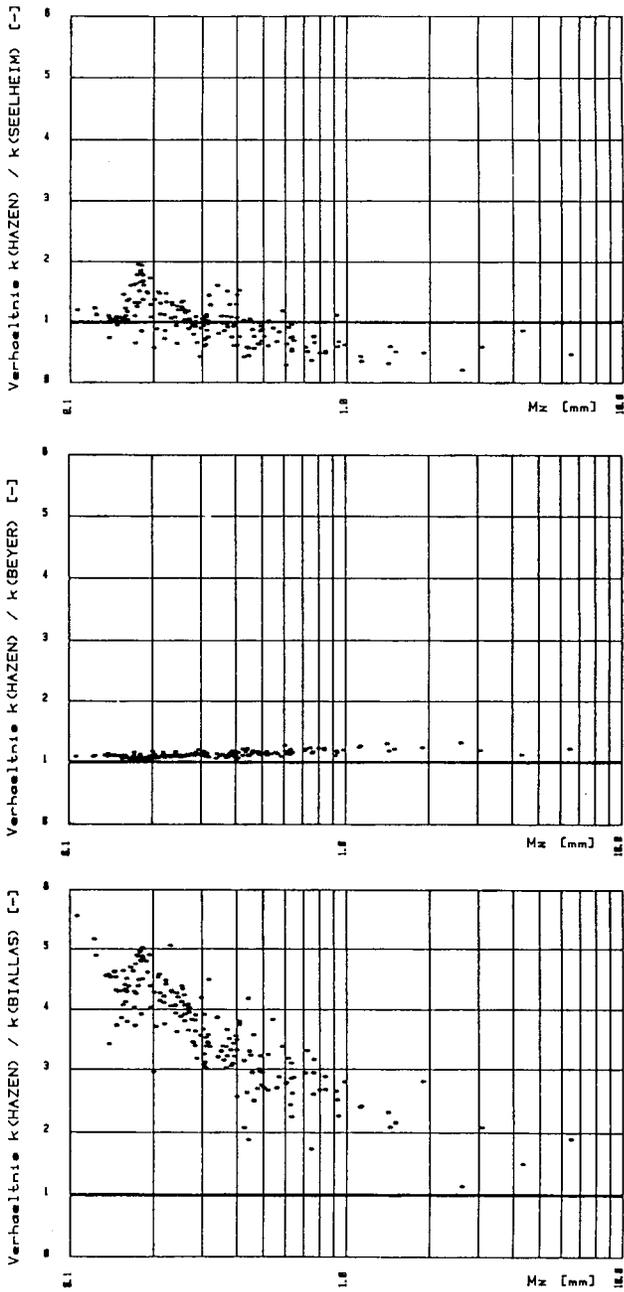


Bild 4: Verhältnisse der k-Werte in Abhängigkeit vom M_z

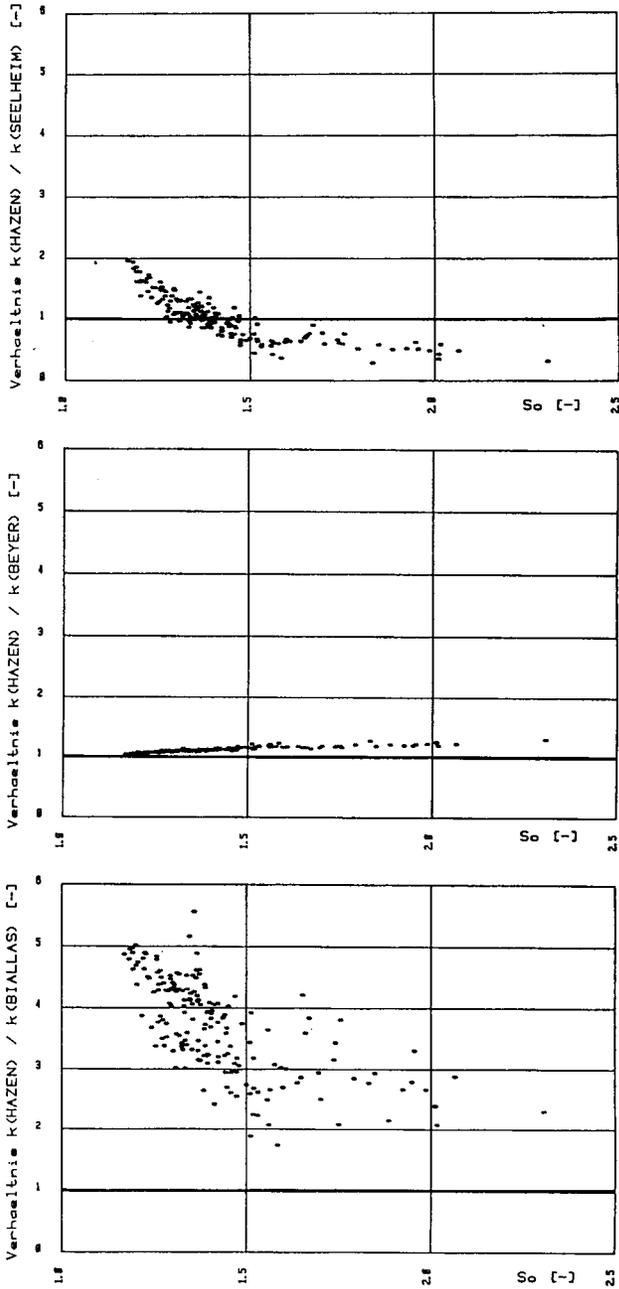


Bild 5: Verhältnisse der k-Werte in Abhängigkeit vom Sortierungskoeffizienten

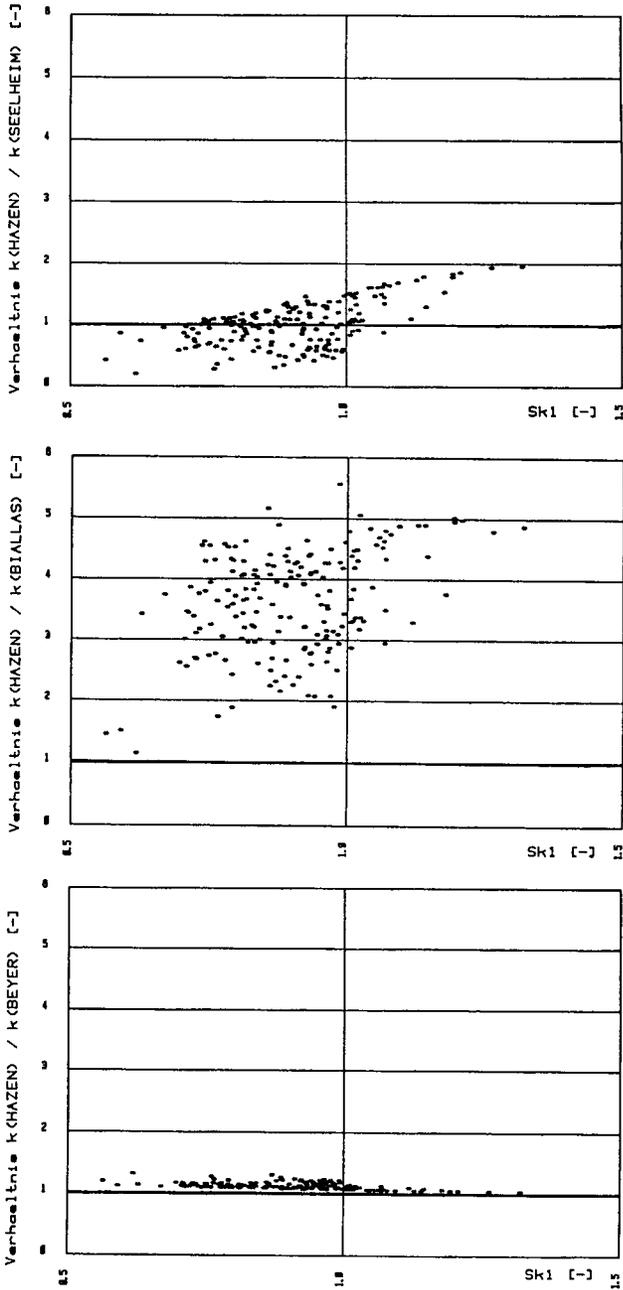


Bild 6: Verhältnisse der k-Werte in Abhängigkeit von der graphischen Schiefe

6. Ergebnisse des k-Wert-Vergleichs

- a) Der k-Wert nach HAZEN gibt gegenüber den k-Werten von BEYER und BIALLAS stets die größte Durchlässigkeit an. Die nach SEELHEIM errechnete Durchlässigkeit wird mit zunehmendem M_z größer als die von HAZEN (Bild 4). Das Verhältnis k_H/k_{BE} vergrößert sich mit zunehmendem M_z gegenüber den beiden anderen Verhältnissen (Bild 4). Die Streuung der Werte aller drei Verhältnisse ist über den gesamten Bereich annähernd gleich groß, so daß sich für den M_z keine Aussage hinsichtlich der Anwendbarkeit der Verfahren tätigen läßt.
- b) In der Darstellung der k-Wert-Verhältnisse über den Sortierungskoeffizienten S_o zeigten sich deutliche Abhängigkeiten (Bild 5). Für mäßig bis schlecht sortierte Böden ergab sich eine verstärkte Streuung der Verhältniszahlen. Dies läßt auf eine beschränkte Anwendbarkeit dieser Verfahren für derartige Böden schließen. Durch die Berücksichtigung der Ungleichförmigkeit eines Bodens in der von BEYER angegebenen Berechnung weichen die k-Werte nach HAZEN von den k_{BE} -Werten im Gegensatz zu den k-Werten der beiden anderen Autoren mit schlechter werdender Sortierung stärker ab.
- c) Bei allen untersuchten Korngrößenverteilungen überwiegt der Feinanteil stark bis extrem (Bild 6). Im Gegensatz zu den k-Wert-Berechnungen der Autoren SEELHEIM und BIALLAS zeigt der k-Wert nach BEYER geringere Abweichungen zum k-Wert nach HAZEN für Korngrößenverteilungen mit extrem überwiegendem Feinanteil. Die Streuung der Verhältniszahlen ist in allen drei Fällen relativ groß, nimmt jedoch mit stärker überwiegendem Feinanteil ab. Aufgrund der überwiegend hohen Streuung ergeben sich keine Hinweise zur Anwendbarkeit der Berechnungsverfahren in Hinsicht auf $d_{incl.}$ graph. skewness S_{k1} .

d) Der Mittelwert der Durchlässigkeitsbeiwerte aus den 47 Laborversuchen aus unterschiedlichen Böden lag bei $1,71 \cdot 10^{-4}$ (m/s) (Standardabweichung $1,1 \cdot 10^{-4}$ (m/s)). Die Abweichungen der einzelnen aus den Körnungslinien errechneten k-Werten gegenüber den jeweiligen k-Werten aus den Laborversuchen sind in der nachfolgenden Tabelle dargestellt:

ABWEICHUNGEN VON DEN k-WERTEN AUS DEN LABORVERSUCHEN			
	Mittelwert m/s	Standardabweichung m/s	Varianz m^2/s^2
k (HAZEN)	$2,2 \cdot 10^{-4}$	$1,8 \cdot 10^{-4}$	$6,5 \cdot 10^{-8}$
k (SEELHEIM)	$3,4 \cdot 10^{-4}$	$3,1 \cdot 10^{-4}$	$2,5 \cdot 10^{-7}$
k (BEYER)	$5,6 \cdot 10^{-5}$	$4,0 \cdot 10^{-5}$	$3,2 \cdot 10^{-9}$
k (BIALLAS)	$1,1 \cdot 10^{-4}$	$7,7 \cdot 10^{-5}$	$9,9 \cdot 10^{-9}$

Anhand dieser Ergebnisse läßt sich feststellen, daß die Berechnung des Durchlässigkeitsbeiwertes aus Körnungslinien nach BEYER die geringsten Abweichungen von den aus Laborversuchen bestimmten k-Werten aufweist. Der k-Wert nach HAZEN weicht deutlich höher von den Ergebnissen aus Laborversuchen ab.

Um eine mögliche Abhängigkeit der Abweichungen der Durchlässigkeitsbeiwerte aus den Schätzberechnungen gegenüber den Ergebnissen aus den Laborversuchen von der mittleren Korngröße zu ermitteln, wurde das Verhältnis der Werte aus den Schätzberechnungen zu den Ergebnissen der Laborversuche über die mittlere Korngröße aufgetragen (Bild 7). Aufgrund der großen Streubreite der Verhältniszahlen bei annähernd gleich großen mittleren Korndurchmessern war keine Abhängigkeit erkennbar. Dies zeigt - ebenso wie die zuvor ermittelte hohe Standardabweichung -, daß die Berechnungen des Durchlässig-

keitsbeiwertes aus Körnungslinien, egal mit welchem Verfahren, immer als grobe Schätzung anzusehen sind. Einer der wesentlichen Gründe für diese Aussage ist sicher, daß die natürliche Lagerungsdichte des Bodens bei allen vier Schätzberechnungen unberücksichtigt bleibt. Trotzdem ergaben die Darstellungen einige Hinweise zur Anwendbarkeit der einzelnen Berechnungsmethoden. Die höchsten Abweichungen mit Verhältniswerten größer 1 wiesen die Berechnungen nach SEELHEIM und HAZEN auf. Die Berechnungsmethode nach BIALLAS zeigt zwar graphisch die geringsten Abweichungen von den Ergebnissen aus den Laborversuchen, jedoch sind ca. 70 % der Verhältniswerte kleiner als 1. Dies bedeutet, daß die nach BIALLAS ermittelten Durchlässigkeitsbeiwerte geringere Durchlässigkeiten als die Ergebnisse aus den Laborversuchen angeben. Die Verhältniswerte für die Berechnungsmethode nach BEYER sind, bis auf 3 Ausnahmen, kleiner als der Wert 7, die Abweichung zu den Ergebnissen aus den Laborversuchen ist somit geringer als bei den Berechnungsverfahren nach HAZEN und SEELHEIM. Geringere Durchlässigkeiten als die Ergebnisse aus den Laborversuchen wiesen nur 20 % der nach BEYER berechneten Werte auf.

Das Fazit der Auswertung läßt sich wie folgt interpretieren. Die Schätzberechnungen nach BEYER und BIALLAS weisen die geringsten Abweichungen zu den Ergebnissen aus den Laborversuchen auf. Bei ihrer Anwendung sollte jedoch die bautechnische Fragestellung berücksichtigt werden, um mit den Schätzwerten auf der "sicheren Seite" zu liegen. Bei einer geforderten hohen Durchlässigkeit eines Bodens ist das Berechnungsverfahren nach BIALLAS zu empfehlen, bei einer geforderten geringeren Durchlässigkeit des Bodens die Berechnungsmethode nach BEYER.

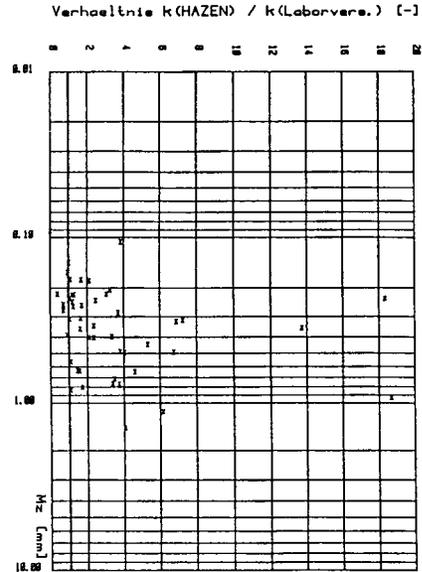
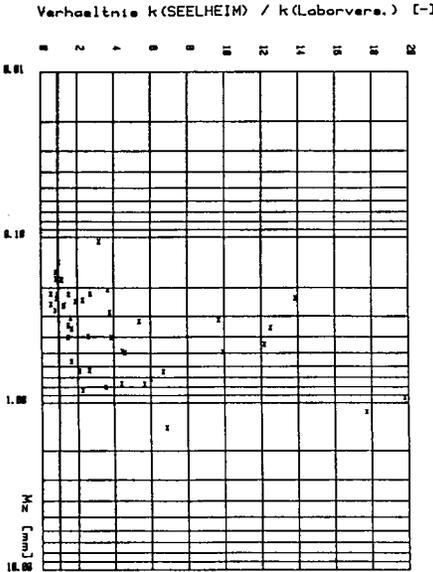
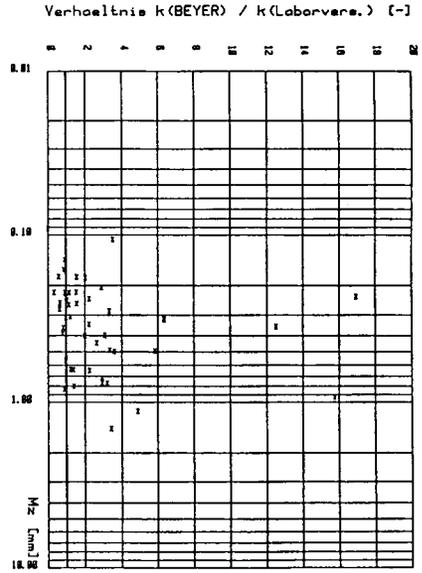
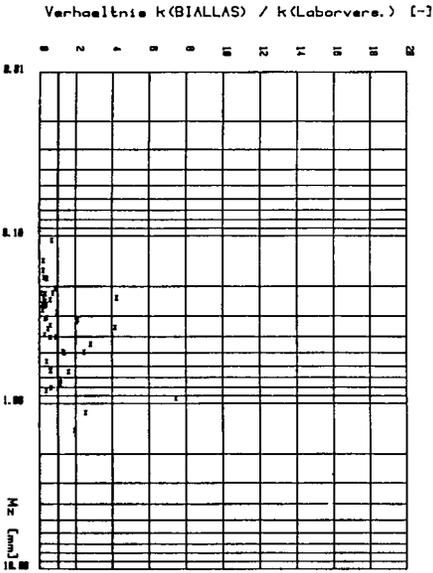


Bild 7: Darstellung der Verhaeltnisse aus Schatzberechnung und Ergebnissen der Laborversuche ueber den mittleren Korndurchmesser M_z

7. Zusammenfassung

Aufgrund von Ergebnissen aus Geröllanalysen für die Fein- und Mittelkiesfraktion konnten die Niederterrassensedimente der Elbe von den eiszeitlichen Ablagerungen zur Korrelation von Bohrungen in einem geplanten großflächigen Baugelände in Nordost-Niedersachsen anhand ihrer petrographischen Zusammensetzung differenziert werden. Um zu einer Differenzierung auch für die Sande der beiden Sedimente unterschiedlicher Herkunft zu gelangen, wurden die Korngrößenverteilungen der Sande der beiden Sedimente mit beschreibenden Parametern ausgewertet und einander gegenübergestellt. Die Auswertung ergab, daß für keinen der ausgewerteten Parameter signifikante Unterschiede auftraten, die eine Zuordnung einer Korngrößenverteilung zu einem der beiden Sedimente möglich macht.

Da durch die großflächige Baugrunderkundung eine große Anzahl von Korngrößenverteilungen ermittelt worden waren, wurde weiterhin ein Vergleich von Berechnungsverfahren für Durchlässigkeitsbeiwerte k aus Körnungslinien von verschiedenen Autoren gegenübergestellt. Aus dem Vergleich ergab sich, daß die gebräuchliche Berechnung nach HAZEN (1893) gegenüber allen anderen Methoden fast in allen Fällen die größten Durchlässigkeiten ergibt. Weiterhin konnten einige Abhängigkeiten zu beschreibenden Parametern für Korngrößenverteilungen dargestellt werden. Ein Vergleich der Durchlässigkeitsberechnungen aus Körnungslinien mit den Ergebnissen aus 47 Laborversuchen zur Bestimmung des Durchlässigkeitsbeiwertes ergab, daß die Berechnungsmethoden nach BEYER und BIALLAS die geringsten Abweichungen zu den Ergebnissen aus den Laborversuchen aufwiesen. Da die nach BEYER berechneten Schätzwerte im wesentlichen größere Durchlässigkeiten, die nach BIALLAS kleinere Durchlässigkeiten, als die Ergebnisse aus den Laborversuchen aufweisen, ist ihre jeweilige Anwendung von der bautechnischen Fragestellung abhängig zu machen.

8. Literaturverzeichnis

- BEYER, W. (1964) : Zur Bestimmung der Wasserdurchlässigkeit von Kiesen und Sanden aus der Kornverteilung - Wasserwirt.-Wassertechn. (WWT); S. 165-169; Berlin-Ost
- BIALLAS, Z./
KLECZKOWSKI, A.S. (1970) : O przydatności niektórych wzorów empirycznych dla określenia współczynnika filtracji k - Archiwum Hydrotechniki (Warschau) 17.3; S. 405-417; Warschau
- FOLK, R.L./WARD, W.C. (1957) : Brazos River bar: a study in significance of grain size parameters - J. Sed. Petrol., 27; S. 3-26
- FRIEDMAN, G.M./
SANDERS, J.E. (1978) : Principles of sedimentology - 792 S., New York
- HAZEN, A. (1893) : Some physical properties of sands and gravels with special reference of their use in filtration - Ann. Rep. Mass. State Bd. Health 24; S. 541-556; Boston
- HÖLTING, B. (1980) : Hydrogeologie - 340 S.; (F. Enke Verl.) Stuttgart
- INMAN, D.L. (1952) : Measures for describing the size distribution of sediments - J. Sed. Petrol. 22; S. 125-145
- TRASK, P.D. (1932) : Origin and environment of source sediments of petroleum - Houston Gulf Publ. Co.; S. 67 ff.
- DIN 18 123 (1971) : Vornorm, Baugrund; Untersuchung von Bodenproben, Korngrößenverteilung
- DIN 18 196 (1970) : Erdbau; Bodenklassifikation für bautechnische Zwecke und Methoden zum Erkennen von Bodengruppen



Polensky & Zöllner
Baugesellschaft mbH & Co
Frankfurt/Main
Gegründet 1880

**Entwurf und Ausführung
von Ingenieurbauten
des Hoch- und Tiefbaus,
Beton- und Stahlbetonbau,
Spannbeton nach eigenem
Verfahren**

Hauptverwaltung

D-6000 FRANKFURT/M. 61
Wächtersbacher Straße 89
Telefon (06 11) 410 70
Telex 417 257 und
417 269 (Auslandsabteilung)

Niederlassungen Inland

D-1000 BERLIN 20
Am Oberhafen 24
Telefon (0 30) 332 00 41
Telex 1 83 462

D-4630 BOCHUM
Universitätsstraße 74
Telefon (02 34) 333 20
Telex 8 25 341

D-2800 BREMEN 1
Rembertstraße 28
Telefon (04 21) 321 301-2
Telex 2 46 465

D-6000 FRANKFURT/M. 61
Wächtersbacher Straße 89
Telefon (06 11) 410 70
Telex 417 195

D-2000 HAMBURG 28
Billstraße 194
Telefon (040) 781 681-85
Telex 2163 266

D-3000 HANNOVER 1
Lange Laube 32
Telefon (05 11) 188 81-83
Telex 9 22 838

D-7500 KARLSRUHE 1
Weltzienstraße 39
Telefon (07 21) 81 30 31-32
Telex 7 826 779

D-5000 KÖLN 51
Casarstraße 76-82
Telefon (02 21) 3810 46
Telex 8 882 665

D-6700 LUDWIGSHAFEN/RH.
Bismarckstraße 116
Telefon (06 21) 51 60 19

D-4950 MINDEN/WESTF.
Wittelsbacherallee 72
Telefon (05 71) 520 51
Telex 9 79 45

D-8000 MÜNCHEN 60
Paul-Gerhardt-Allee 52
Telefon (089) 839 81
Telex 523 109

D-8500 NÜRNBERG 1
Obermairstraße 10
Telefon (0911) 369 86-88
Telex 6 22 925

STUTTGART
D-7015 Korntal-Münchingen 2
Kornwestheimer Straße 72
Telefon (071 50) 20 87*
Telex 7 23 944

Niederlassungen Ausland

ABU DHABI (V. A. E.)
P. O. Box 6223
Abu Dhabi (V. A. E.)
Telefon 009712/52909
Telex 0893-22546 PZ adh em

BAGHDAD (IRAK)
Hay al Wahda 14-86-904
Baghdad (Irak)
Telefon 009641/997 87 u. 911 22
Telex 0491 212 328 Polensky ik

RIYADH (SAUDI-ARABIEN)
P. O. Box 2769, Farzad Street
Riyadh (Saudi-Arabien)
Telefon 009661/4761620,
4763055 u. 4764961
Telex 0495-201326 polyba sj

TRIPOLIS (LIBYEN)
P. O. Box 14462
Bab Bengashir
Tripoli/S.P.L.A.J. (Libya)
Telefon 0021821/48989
Telex über 090120693 umtip ly
Telegrammschrift:
Polensky Tnpolis/Libyen

Maschinen- und Stahlbau

D-8260 MÜHLDORF/INN
Münchener Straße 84
Telefon (08631) 5066
Telex 56734

Bautechnisches Zentrallabor

D-6093 FLORSHEIM 3
Quellenstraße
Telefon (06145) 7009
Telex 4182179

Polensky & Zöllner
Baugesellschaft mbH
Österreich
(Gegründet 1930)

A-5020 SALZBURG
Julius-Weiser-Straße 12
Telefon (06222) 331 75-77
Telex 04 7633 580

A-1120 WIEN 12
Schönbrunnerstraße 244
Telefon (02 22) 85 35 51
Telex 04 7136514

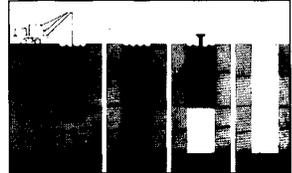
Jahrzehntelange, weltweite Erfahrungen bilden die Grundlage für unsere

Baubentonite

Erstklassige Rohstoffe, die sorgfältige Aufbereitung in unserer modernen Produktionsanlage, die kontinuierliche Qualitätsüberwachung und Weiterentwicklung in unserem Labor, garantieren einen außergewöhnlich hohen Qualitätsstandard.

Schlitzwand-Bentonit

Slurry Ben 90



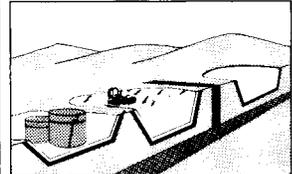
Dichtwand-Bentonit

Slurry Ben 90 C.B.



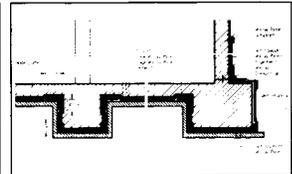
Bodenabdichtungs-Bentonite

SLS 70 · SLS 71
TFS 80 · TFS 81 · SG 40
PACT-S



VOLCLAY- Abdichtungssystem

VOLCLAY-Platten und
Zubehör



Durch unser kompaktes Lieferprogramm und die verkehrsgünstige Lage (Wasseranschluß Duisburg-Ruhrorter Südhafen, Gleisanschluß DB, Autobahn-Nähe) ist ein kurzfristiger und problemloser Versand sichergestellt.

Bentonit International



Bentonit International GmbH

Stahlnsel 15 · D-4100 Duisburg-Meiderich

Tel. (02 03) 44 86 26 / 44 89 93 / 44 87 35 · Telex 855 287 volay d

Erddruckermittlungen für beidseitig begrenzte Belastungen auf einer ebenen Geländeoberfläche

von **Wolfgang Sondermann**

1. Einleitung

Mit Vorlage der DIN 4085: "Berechnung des Erddrucks für starre Stützwände und Widerlager, vorläufige Berechnungsgrundlage" wurden erstmals die Methoden für Erddruckberechnungen zusammengefaßt und damit auf einer einheitlichen Grundlage ermöglicht. Dabei wurden nicht nur Beriffe und Definitionen eindeutig festgelegt und die Berechnungsgrundlagen für die Grenzfälle dargestellt, sondern auch im Beiblatt 1 hilfreiche Erläuterungen zur Anwendung der Norm gegeben.

Für zweiseitig begrenzte Auflasten, Linien- und Punktlasten und deren Anteil am Erddruck sowie dessen Verteilung über die Bauwerkshöhe aus diesem Erddruckanteil werden im Rahmen der Norm Hinweise gegeben, es wird aber kein Berechnungsvorschlag gemacht.

Mit den folgenden Untersuchungen soll versucht werden, entsprechende Ansätze für diese Belastungsfälle zu erarbeiten und aus den Ergebnissen Empfehlungen für die Berücksichtigung bei Erddruckberechnungen abzuleiten.

2. Grundlagen der Berechnung

Zur Berechnung der Erddruckanteile aus einer zweiseitig begrenzten Belastung wurde auf der Grundlage eines vereinfachten Bruchmechanismusses, dargestellt durch eine ebene Gleitfläche, der statisch bestimmte aktive Grenzwert E_a berechnet. Dabei ist vorausgesetzt:

- o daß die Gleitfugenresultierende Q die statische Bruchbedingung erfüllt und unter dem Winkel der inneren Reibung φ' gegen die Gleitfugennormale geneigt ist,
- o der Erddruck die vorgegebene Neigung δ gegen die Wandnormale aufweist
- o und diejenige Gleitfugenneigung ϑ eingestellt ist, bei der der Erddruck im aktiven Grenzfall maximal wird (Bild 1).

Bei ebenen unbelastetem Gelände ergeben sich als geschlossene Lösung (COULOMB 1773) bei einer Grenzwertbetrachtung für:

- o die maßgebende Gleitfläche

$$\vartheta_a = + \text{cal } \varphi' + \text{arc cot} \left[\tan (\alpha + \text{cal } \varphi') + \frac{1}{\cos (\alpha + \text{cal } \varphi')} \sqrt{\frac{\sin (\delta + \text{cal } \varphi') \cos (\alpha + \beta)}{-\sin (\beta - \text{cal } \varphi') \cos (\delta - \alpha)}} \right]$$

- o die Erddruckbeiwerte

$$K_{\text{agh}} = \frac{\cos^2 (\text{cal } \varphi' + \alpha)}{\cos^2 \alpha \left[1 + \sqrt{\frac{\sin (\text{cal } \varphi' + \delta_{\text{a.p}}) \cdot \sin (\text{cal } \varphi' - \beta)}{\cos (\alpha - \delta_{\text{a.p}}) \cdot \cos (\alpha + \beta)}} \right]^2}$$

- o die resultierenden Erddrücke

$$E_{\text{agh}} = \frac{h^2}{2} \cdot \text{cal } \gamma \cdot K_{\text{agh}}$$

die auch z.B. bei KREY, EHRENBERG (1936) tabuliert wurden.

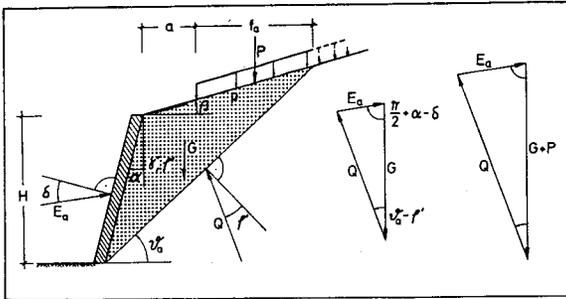


Bild 1: Graphische Ermittlung der maximalen Erddruckkräfte (CULMAN 1866) (Bezeichnungen entsprechend DIN 4085)

Sind im Bereich der maßgebenden Gleitkörper weitere Lastanteile aus Auflast zu berücksichtigen, ist der oben genannte Ausdruck für die maßgebende Gleitflächenneigung φ_a nicht mehr anwendbar. Für diese Fälle wird unter Beibehaltung einer ebenen Gleitfläche eine Variation der Gleitflächenneigung erforderlich, um denjenigen Neigungswinkel festzulegen, bei dem der Erddruck E_a ein Maximum annimmt. Die Gewichtsannteile G werden dabei um den entsprechenden Anteil der äußeren Belastung erhöht, der auf den untersuchten Gleitkörper einwirkt (Bild 1).

Zur Berechnung der Verteilung des Erddruckes über die Wandhöhe wird nun weiterhin vorausgesetzt, daß sich der gesamte ungestützte Gleitkörper im Grenzzustand befindet, was streng genommen nur bei Drehung der Wand um einen Fußpunkt der Fall ist. Praktisch wird aber trotz alledem auch in allen anderen Fällen auf obiger Grundlage die Erddruckverteilung bestimmt (GUEHUS 1981), so daß für diese Untersuchungen diese Voraussetzung ebenfalls beibehalten wird.

Um nun mit Hilfe vorgehend beschriebener Auswertmethode die Verteilung des Erddruckes über die Höhe h zu erhalten, wurde die vorgenannte Grenzwertbetrachtung abschnittsweise über die Bauwerkshöhe H in n Teilschritte mit der Schritt-

In insgesamt 74 Einzelberechnungen wurden für diese Parameter die Erddruckverläufe über die Wandhöhe, der Einsatzpunkte der Belastungseinflüsse und die Lage der maximalen Erddruckordinate aus der beidseitig begrenzten Belastung berechnet.

3. Darstellung und Interpretation der Berechnungsergebnisse

Der Einsatzpunkt des Belastungseinflusses (Strecke b von Oberkante Geländesprung) bei ein- oder zweiseitiger Belastung auf den Erddruck wandert je nach Belastungsgröße und Winkel der inneren Reibung des Materials mit zunehmendem Lastabstand vom Geländesprung in untere Wandbereiche (Bild 3). Es ist aber festzustellen, daß der Angriffspunkt bei dieser Belastungsgröße tiefer liegt als er sich nach dem üblichen Ansatz unter $b = a \cdot \tan \varphi'$ ergibt.

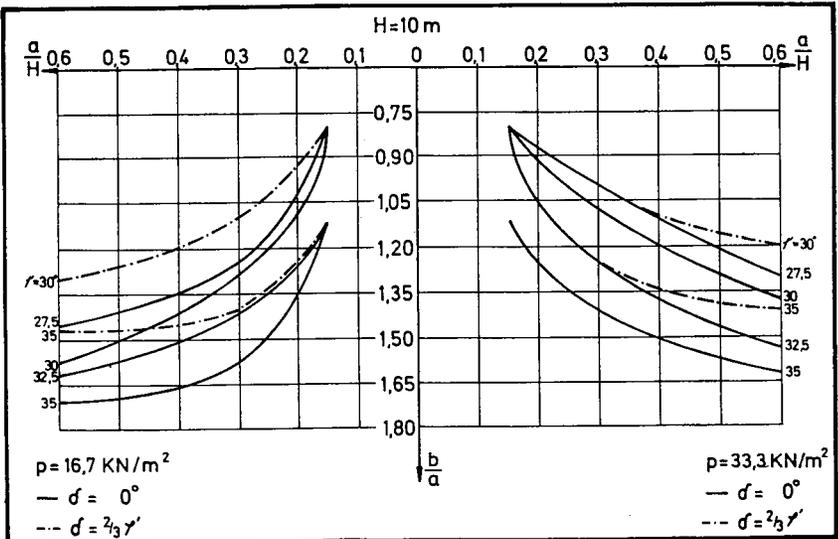


Bild 3: Einsatzpunkt der horizontalen Zusatzbelastungen aus begrenzter vertikaler Belastung

Außerdem ist das Verhältnis $\frac{b}{a}$ mit zunehmendem Abstand der Belastung von der Wand nicht konstant. Bei sonst gleichen Verhältnissen ist mit zunehmenden Belastungen der Einsatzpunkt der horizontalen Zusatzbelastung höher anzusetzen (Bild 3), womit also die Lastausstrahlung belastungsabhängig zunimmt.

Der Angriffspunkt der Maximalordinate der horizontalen Zusatzbelastung (Strecke c von Oberkante Geländesprung) wird ebenfalls von den geometrischen wie auch den Belastungsverhältnissen bestimmt, wobei der Einfluss der vertikalen Lastgröße aber nicht so ausgeprägt ist wie für den Einsatzpunkt (Bild 4).

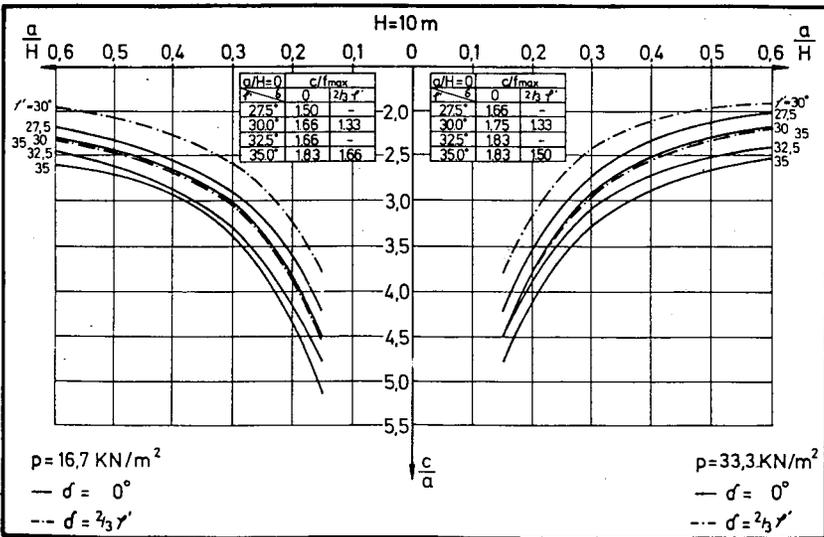


Bild 4: Angriffspunkt der maximalen Erdruckordinate aus begrenzter vertikaler Belastung

Mit zunehmendem Abstand der Vorderkante der vertikalen Zusatzbelastung vom Geländesprung ist keine lineare Zunahme der Strecke c anzusetzen, d.h. daß der geometrische Ort der maximalen Erddruckordinate mit zunehmendem Lastabstand näher an den Einsatzpunkt der horizontalen Zusatzbelastung heranrückt. Die sich aus dieser Lage der Belastungsordinaten ergebenden Konsequenzen für die Verteilung der Belastung über den Einflußbereich werden weiter unten eingehend diskutiert werden.

Steht die Belastung ohne Abstand a zum Geländesprung, ist für die geometrische Lage der maximalen Erddruckordinate in Bild 4 noch das Verhältnis c/f_{\max} angegeben, wobei f_{\max} mit 3 m als konstant für diesen Fall eingeführt wurde.

Aufgrund der theoretischen Ansätze ergibt sich in tieferen Wandbereichen ein negativer Anteil aus der horizontalen Zusatzbelastung, d.h. es kommt für die Gesamtbelastung zu einer Entlastung. Für diese Auswertungen wurde der Endpunkt der horizontalen Zusatzbeanspruchung (Strecke d von Oberkante Geländesprung) dort festgelegt, wo der Einfluß der positiven Zusatzbelastung zu Null wird. Mit dieser Festlegung läßt sich der Endpunkt der horizontalen Zusatzbelastung aus Bild 5 ermitteln. Hier wurde ebenfalls für den Fall $a = 0$ das Verhältnis d/f_{\max} mit angegeben, wobei f_{\max} mit 3 m eingesetzt wurde.

Gegenüber z.Zt. gebräuchlichen Ansätzen (z.B. Spundwand Handbuch, Berechnungen) ist festzustellen, daß der Einflußbereich wesentlich tiefer reicht als nach diesen Ansätzen üblich. Auch ist nicht in allen Fällen die Hinterkante der vertikalen Belastung maßgeblich für die Gleitflächenneigung, die sich für die maximale horizontale Zusatzbelastung in Punkt d einstellt (Bild 6).

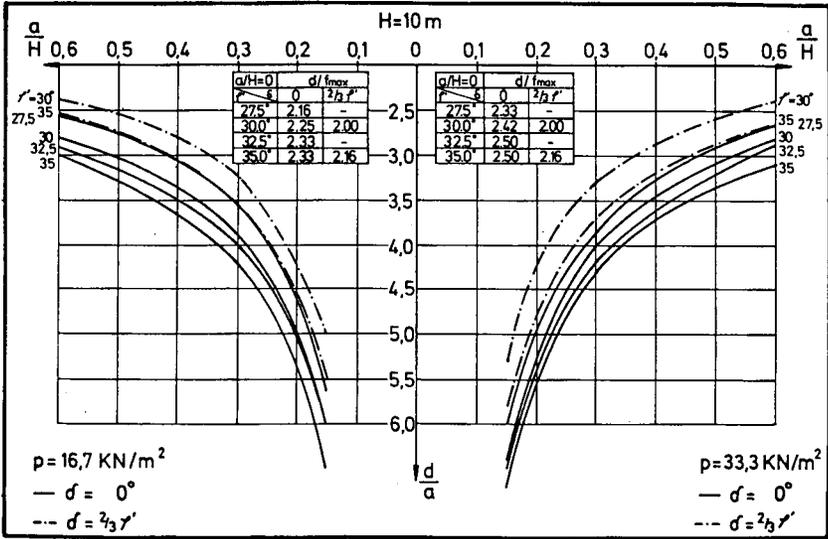


Bild 5: Endpunkt der horizontalen Zusatzbelastung aus begrenzter vertikaler Belastung

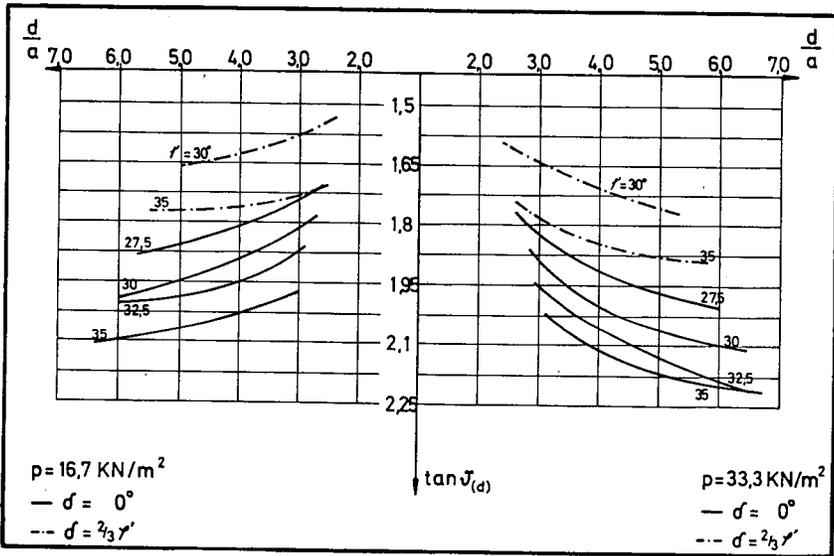


Bild 6: Maßgebliche Gleitflächenneigung für den Belastungsendpunkt

Die Berechnung des Endpunktes des horizontalen Belastungseinflusses unter dem Winkel $\alpha = 45 + \varphi'/2$ ausgehend von der Hinterkante der vertikalen Zusatzbelastung führt zu einer Unterschätzung des Einflußbereiches mit der Tiefe. Da entsprechend Bild 3 der Einsatzpunkt der Belastung bei Ansatz unter $b = a \cdot \tan \varphi'$ zu hoch abgeschätzt wird, führen diese überschläglichen Ermittlungen zu einer Verschiebung der zusätzlichen horizontalen Belastung in höhere Wandbereiche und kann damit zu einer Unterbemessung der unteren Wandbereiche führen.

Sowohl der Einsatzpunkt der horizontalen Zusatzbelastung wie der Neigungswinkel der Gleitfläche für den Endpunkt dieser Belastung werden maßgeblich von der Lastgröße der vertikalen Belastung beeinflusst, d.h. von dem Verhältnis der Eigengewichtskräfte (G) zu den zusätzlichen äußeren Belastungen (P). Eine lastunabhängige Bestimmung dieser Größen kann damit zur Unterschätzung der Einflüsse in Verteilung und maßgeblichen vertikalen Lastanteilen führen.

Die gesamte auf die Strecke zwischen Einsatzpunkt und Endpunkt der horizontalen Zusatzbelastung zu verteilende Kraft E ist in Abhängigkeit vom Lastabstand Bild 7 zu entnehmen.

Vergleichsberechnungen mit Überschlagsformeln aus verschiedensten Ansätzen und Abschätzungen für die Zusatzbelastung führten zu keinen befriedigenden Lösungsansätzen, größtenteils wird der horizontale Zusatzerddruck aber überschätzt.

Die maximale Erddruckordinate, die sich dann in Höhe des Punktes c ergibt, läßt sich aus Bild 8 ableiten.

Damit sind alle Kenngrößen für die Festlegung der horizontalen Zusatzbelastung nach Größe und Richtung bekannt, allein die Verteilung der Gesamtbelastung mit der nach Bild 8 bestimmten maximalen Ordinate ist so nicht möglich. Bild 9 zeigt die nach den Berechnungen ermittelte Verteilung der horizontalen Belastung über die Höhe des Geländesprunges.

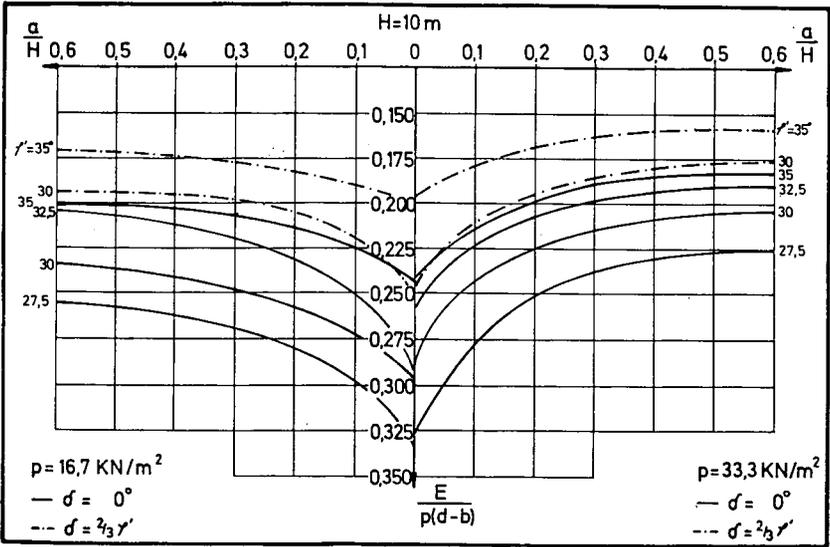


Bild 7: Gesamte horizontale Zusatzbelastung im Bereiche zwischen Einsatzpunkt (b) und Endpunkt (d)

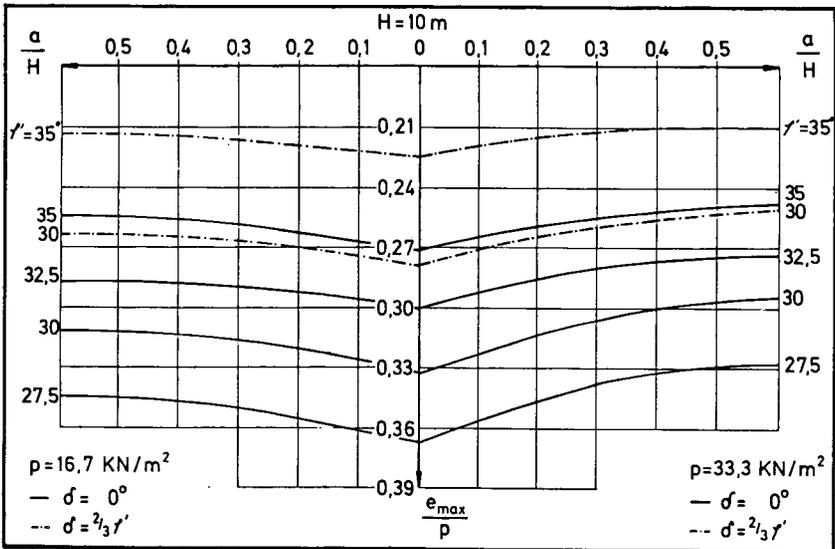


Bild 8: Maximale Erddruckordinate der horizontalen Zusatzbelastung

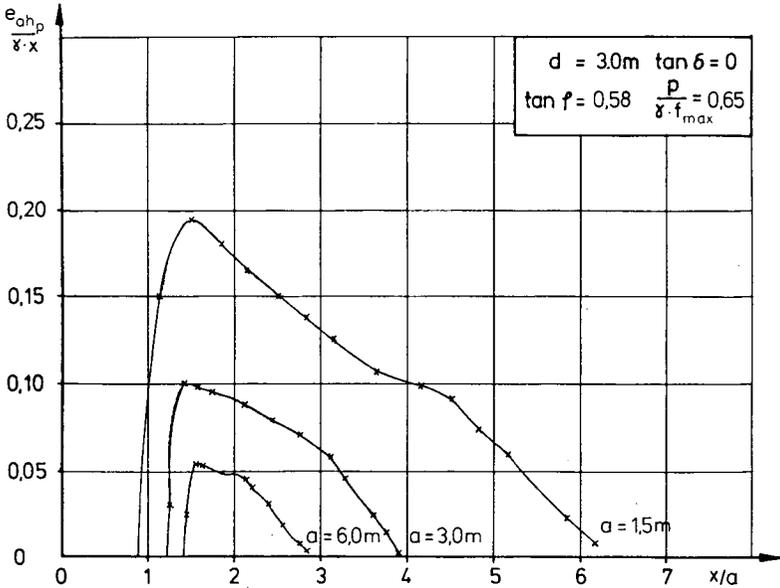


Bild 9: Verteilung der horizontalen Zusatzbelastung

Um nun auch für die Verteilung der horizontalen Zusatzbelastung einen rasch anwendbaren und überschaubaren Ansatz zu finden, wurden in Vergleichsberechnungen mehrere Verteilungen untersucht.

4. Empfehlungen für den Ansatz

Bei diesen Vergleichsberechnungen wurde für die Verteilung nach Bild 10 die optimalste Übereinstimmung zwischen theoretischen Ergebnissen und Näherungsansätzen erzielt, wobei der Abweichungsfehler bei max. 2,5 % lag. Hat die Belastung keinen Abstand a vom Rand des Geländesprunges, ist eine konstante Verteilung bis zum Punkt c anzusetzen. Dieser Punkt kann aus Bild 4 (Verhältnis c/f_{max} ; $f_{max} = 3$ m) entnommen werden; von diesem Punkt ausgehend ist dann bis zum Punkt d eine lineare Abnahme entsprechend Bild 10 vorzusehen.

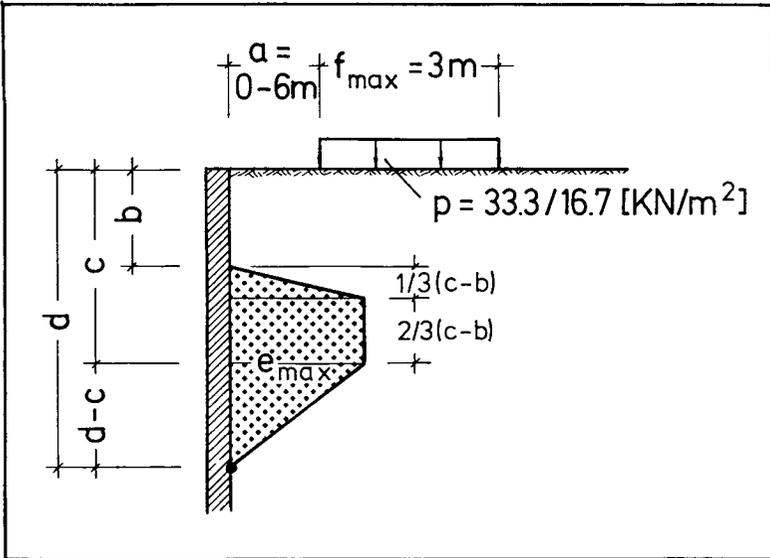


Bild 10: Näherungsansatz für die Verteilung der horizontalen Zusatzbelastung über die Geländesprunghöhen

Mit den Bildern 3 bis 5 und 7 ist es somit möglich, den Belastungsbereich und den zu verteilenden Gesamterddruck zu ermitteln und daraufhin diese Gesamtbelastung entsprechend der Verteilung nach Bild 10 als Zusatzerddruck anzusetzen.

Diese Verteilung geht von der ungestützten Wand aus, bei vorhandenen Abstützungen empfiehlt sich aufgrund der Steifigkeitsverhältnisse eine Anpassung der Belastungsverteilung an diese Stützpunkte. Dabei sollte wiederum ausgehend von der Gesamthorizontalbelastung eine den Stützungen angepaßte Verteilung unter Beachtung des entsprechenden Flächeninhaltes vorgegeben werden.

Wie bei der Darstellung der Grundlage der Berechnung schon geschildert, wird entsprechend den kinematischen Methoden ein Bruchkörper mit einer ebenen Gleitfläche vorausgesetzt und an diesem System die Traglast als obere Schranke be-

stimmt. Wenn die Verhältnisse des Eigengewichtes G zur äußeren Belastung kleiner werden, muß, wie bei vergleichbaren Fällen auch, mit zusammengesetzten Bruchmechanismen unter den Teilflächenbelastungen gerechnet werden (SONDERMANN 1983). Diese Verhältnisse können dann nicht mehr mit den oben geschilderten Ansätzen und Auswertungen berechnet werden. Es genügt dann in der Regel für den aktiven Erddruck einen zusammengesetzten Bruchmechanismus mit ebenen Gleitflächen zu untersuchen.

5. Zusammenfassung

In der vorliegenden Arbeit wird auf Grundlage der Coulombschen Erddrucktheorie ein Berechnungsansatz zur Bestimmung des horizontalen Zusatzerddruckes aus begrenzter vertikaler Auflast auf ebenem Gelände ausgewertet. Aus den Bildern sind die Flächen mit horizontalen Zusatzbelastungen zu bestimmen, wobei im einzelnen

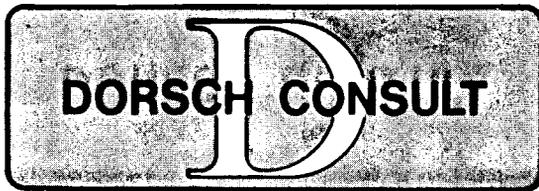
- o der Einsatzpunkt der horizontalen Zusatzbelastung
- o die Lage und Größe der maximalen Ordinate
- o der Endpunkt der horizontalen Zusatzbelastung
- o die Größe der Gesamtergebnisierenden
- o die Gleitfugenneigung α_a für die maximale Zusatzbelastung

aus den einzelnen Diagrammen ermittelt werden können. Weiterhin wird aufgrund von Vergleichsberechnungen ein Vorschlag über die Verteilung der Gesamtbelastung über den Einflußbereich erarbeitet, der keine Überschätzung der Anteile aufgrund von Näherungen enthält.

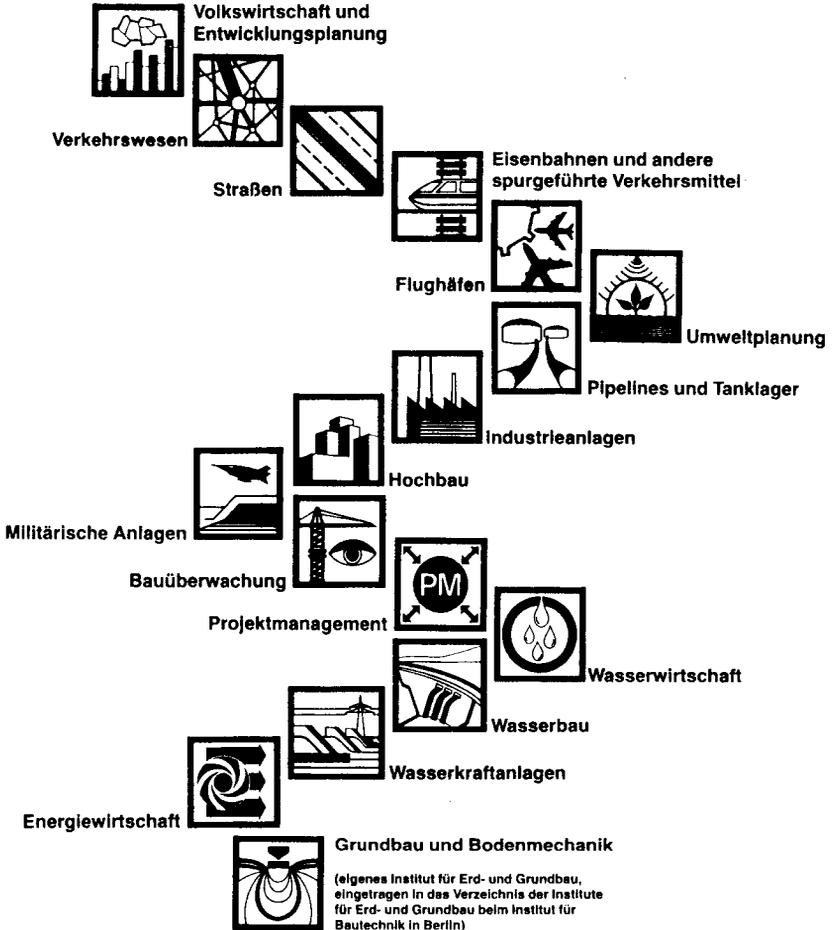
Ich danke Herrn Dipl.-Ing. Kaufmann, der die Berechnungen für diese Arbeit durchführte.

6. Literatur

- COULOMB, C. A. : Essai sur une application des règles
(1773) des maximis et minimis á quelques
problèmes de statique relatifs á
l'architecture.
Mem. Acad. R. pres. p. div. sav. T.
VII, Paris 1773
- CULMANN, C. (1866) : Graphische Statik, Abschnitt XIII.
Verlag Meyers und Zeller, Zürich 1866
- DIN 4085 (1982) : Berechnung des Erddruckes für starre
Stützwände und Widerlager, Vornorm,
August 1982, Beuth-Verlag, Berlin,
1982
- GUDEHUS, G. (1981) : Bodenmechanik, F. Enke-Verlag, Stutt-
gart, 1981
- KREY, H., : Erddruck, Erdwiderstand und Tragfähig-
EHRENBERG, J. keit des Baugrundes, Ernst & Sohn,
(1936) Berlin 1936
- SMOLTCZYK (1976) : Bodenmechanik und Grundbau, Eigenver-
lag, Stuttgart, 1976
- SONDERMANN (1983) : Spannungen und Verformungen bei Bewehr-
ter Erde, Mitteilungen des Inst. f.
Grundbau und Bodenmechanik der
TU Braunschweig, Heft 12, Eigenverlag,
Braunschweig, 1983



**PLANT UND ÜBERWACHT,
FORSCHT, ENTWICKELT UND BERÄT
IM IN- UND AUSLAND auf folgenden Gebieten:**



- Inland-Büros in München, Düsseldorf, Hamburg und Wiesbaden •

DORSCH CONSULT
Ingenieurgesellschaft mbH
 Eisenheimerstraße 63 · D-8000 München 21
 ☎ 089/57 97-1 · ☎ 5212862



GAUFF INGENIEURE
Beratende Ingenieure
Postfach 907, 8500 Nürnberg
Postfach 930 264, 6000 Frankfurt

Projekt: Nyali-Brücke, Mombasa/Kenia

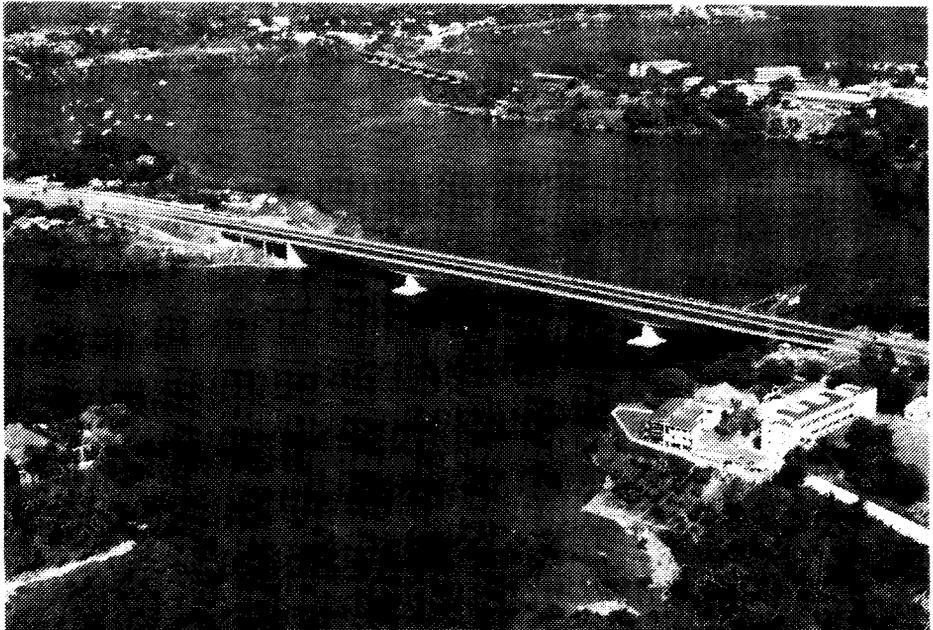
Projektbeschreibung:

Seit Anfang der 30-er Jahre bestand die Verbindung zwischen dem Mombasa Island und dem nördlichen Festland aus einer schmalen Pontonbrücke, deren Kapazität im Zuge der expansiven Verkehrsentwicklung Mombasas zunehmend überlastet war.

Davon ausgehend wurden GAUFF INGENIEURE 1972 vom damaligen kenianischen Ministry of Works mit der Planung einer neuen, auch den zukünftigen Verkehrsströmen gerecht werdenden Brücke beauftragt. Als Ergebnis umfangreicher Arbeiten wurde 1974 die baureife Planung einer 6-spurigen Spannbetonbrücke von 390 m Länge und 26 m Breite mit einem Hauptfeld von 150 m und Gründungs Pfeilern mit einer Durchschnittslänge von 55 m in 35 m tiefem Wasser vorgelegt.

Mit dem Bau dieser Brücke unter der Überwachung von GAUFF INGENIEURE wurde Anfang 1977 begonnen. Die offizielle Eröffnung durch den kenianischen Staatspräsidenten erfolgte im August 1980.

Die Baukosten, die aus Mitteln des kenianischen Budgets und des Japanischen Fonds für Wirtschaftliche Zusammenarbeit betriffen wurden, beliefen sich auf ca. 50 Mio DM.



Auftrieb einer Abwasserleitung

- Schadensanalyse -

von **Hans - Wilhelm Wichert**

1. Einleitung

In diesem Beitrag soll über einen nicht seltenen, aber in der Literatur kaum beachteten Schaden an einer Abwasserleitung berichtet werden, wie er so oder ähnlich immer wieder auftreten kann. Meist werden die Schäden sehr frühzeitig auf der Baustelle entdeckt und auf dem direkten Weg zwischen der Bauleitung und der Bauaufsicht "geregelt", ohne die Ursachen aufzuspüren.

Da der Schaden meist noch vor der Abnahme der Bauleistung entdeckt wird, ist die Verantwortung juristisch meist geklärt; der Bauunternehmer beseitigt die Fehler. Hinzu kommt häufig die Tatsache, daß die Sanierung der Schäden zwischen der Bauleitung auf der Baustelle - dem Polier oder Schachtmeister - und der Bauaufsicht abgesprochen wird, ohne dieses "an die große Glocke" zu hängen.

Diese Tatsache wurde uns immer wieder von den Praktikern auf den Baustellen bestätigt.

2. Baugrund-Rohrgraben

Nach den allgemeinen geologischen Unterlagen steht im Bereich der zu verlegenden Abwasserleitungen unter geringmächtigen quartären Deckschichten aus Lößlehm und Sand der Ton der Unterkreide in schwarz- bis blaugrauer Färbung an. In diesem praktisch wasserundurchlässigen Ton bindet der Rohrgraben mit seiner Sohle zwischen 1,5 und 3,0 m ein.

Der mit einem Ton-Schluff-Anteil von nahezu 100 % hochplastische Ton hat trotz einer fast vollständigen Wassersättigung überwiegend eine halb feste Konsistenz. Die Baugruben sind - wenn das Oberflächenwasser abgeleitet wird - kurzfristig trocken und die Sohle ist ohne zusätzliche Maßnahmen für den Einbau der Rohrleitung einschließlich Verfüllung geeignet.

Da der Ton praktisch wasserundurchlässig ist, sickert das in den Boden (quartären Deckschichten) eingedrungene Oberflächenwasser als sogenanntes Hangwasser dem natürlichen Gelände folgend talwärts.

Von einem Hochpunkt nordwestlich der Ortschaft sickert das eingedrungene Wasser auf dem Tonhorizont talwärts und trifft schräg auf die Dorfstraße mit den verschiedenen Leitungen.

Für das Hangwasser wirken die Rohrgräben der verschiedenen Leitungen wie Vorfluter. Das Wasser dringt in die wesentlich durchlässigeren, überwiegend sandigen Rohrgrabenverfüllungen. Hier wiederum folgt das Wasser dem Grabengefälle in Längsrichtung, nachdem der Sand selbst ausreichend Wasser aufgenommen hat. Die Hanglage trägt dazu bei, daß der beim Einbau nur mäßig feuchte Sand schneller die bei der Sanierung festgestellte hohe Feuchtigkeit hatte. Bezeichnend ist, daß immer dann die Bodenpartien besonders naß sind, wenn in der Nähe Quergräben für Stromkabel und Wasserleitungen der Hausanschlüsse angelegt sind.

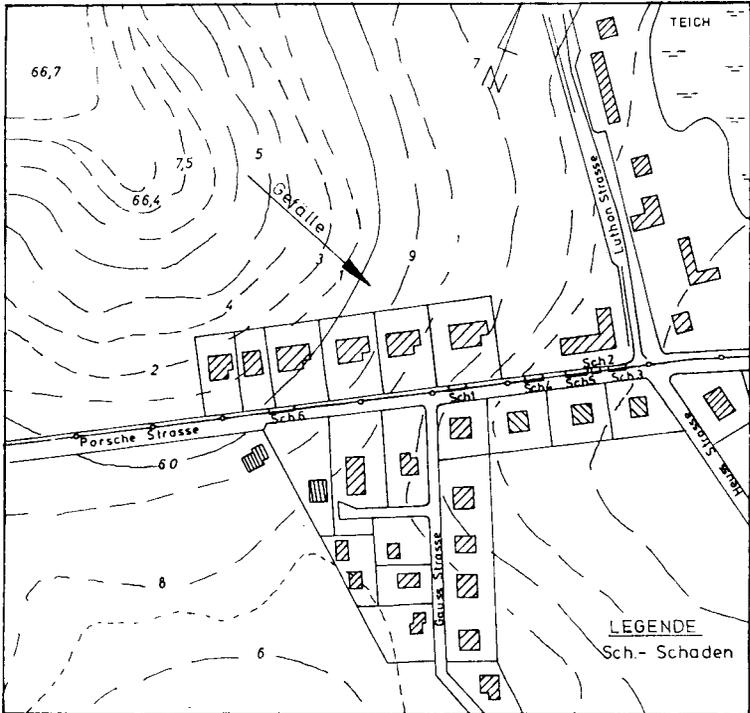


Bild 1: Lageplan mit Schadensstellen

Den grundsätzlichen Querschnitt des Rohrgrabens zeigt Bild 2 (Prinzipiskizze)

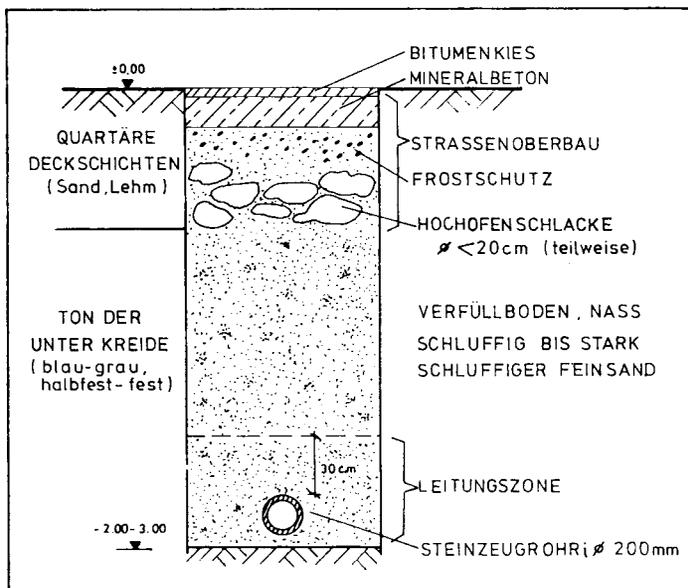


Bild 2: Querschnitt Rohrgraben

Der beim Aushub angefallene Boden war für eine Rohrgrabenverfüllung ungeeignet und wurde daher nicht wieder verwendet. Als Verfüllmaterial baute man einen schluffigen bis stark schluffigen Feinsand mit einem Mittelsandanteil von überwiegend $< 30\%$ ein. Das entsprechende Körnungsband zeigt Bild 3.

Dieser nasse Füllsand mit einem Wassergehalt von $W_n = 13,5-23\%$ bzw. mit einem Mittelwert von $W_n = 18,8\%$ war über die ganze Höhe des Grabens eingebaut, auch im Bereich der sogenannten Leitungsrohre.

Ein ausgesprochener Grundwasserhorizont war in dem Bereich der Straße aufwärts nicht angetroffen worden. Das Niederschlagswasser dringt als Sickerwasser in den Boden und fließt entsprechend der Durchlässigkeit und den Gefälleverhältnissen talwärts auf dem praktisch undurchlässigen Ton-

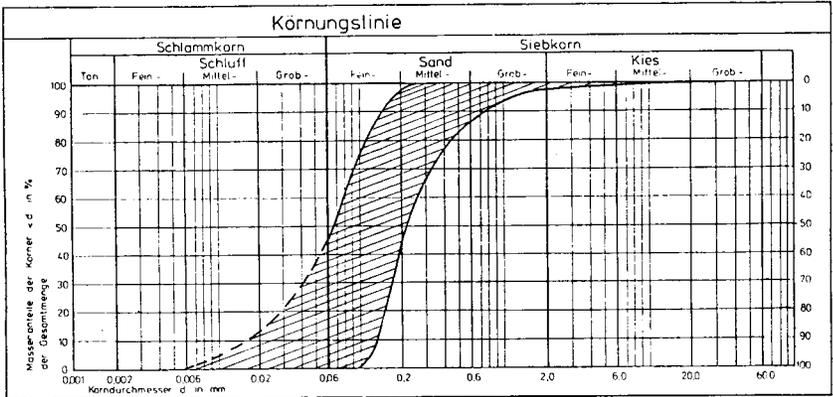


Bild 3: Körnungsband des Verfüllmaterials

horizont. Der Wasseranfall ist stark abhängig von der jeweiligen Niederschlagsmenge und schwankt jahreszeitlich erheblich.

3. Chronologie und Schadensaufnahme

Im Jahre 1980-81 hatte die zuständige Gemeinde eine neue Schmutzwasserleitung NW 200 aus Steinzeug verlegen lassen. Alles war in Ordnung. Im Frühjahr 1982 ließ der zuständige Landkreis die Dorfstraße ausbauen. Hierfür wurde bis zu einer Tiefe von ca. 50 cm der Untergrund für den Straßenoberbau (Frostschuttschicht, Mineralbeton und Bitumenkies) ausgetauscht und entsprechend verdichtet.

Dabei wurde auch der inzwischen nasse Verfüllsand bis 0,5 m unter OK Straße wieder ausgehoben und die erste Lage Frostschuttschicht eingebaut. Verdichtet wurde mit einem

Vibrations-Walzenzug
der Firma Hamm
Typ: HW 23045, Gewicht 7,5 t
Gesamtverdichtungskraft: 15,5 Mp

Es handelte sich um ein schweres Verdichtungsgerät.

Bei dem Versuch, die Grabenzone im Straßenplanum zu verdichten, versank laut Aussage der Beteiligten die Walze abschnittsweise im nassen Sand. Nachfolgende Verdichtungsversuche mit kleineren Rüttelplatten (AT 2000-5000) hatten keinen Erfolg. Daraufhin wurde durch die Straßenbaufirma die Grabenverfüllung um ca. 30 cm tiefer ausgehoben und Schotter und Steine aus Hochofenschlacke mit einer Kantenlänge bis zu 20 cm ohne Feinkornanteil eingebaut, verdichtet und der Straßenbau fortgesetzt.

Dieser Schotter war bezeichnenderweise jeweils nur an den späteren Schadensstellen nötig. Es ist festzustellen, daß teilweise bereits ca. 60-80 cm unter OK Straße Wasser während der Sanierung aus der Schotterschicht austrat. Am Morgen nach täglichen Arbeitspausen hatten sich während der Sanierung große Wasserflächen gebildet. Das ist ein Hinweis, daß das in der Grabenverfüllung enthaltene Wasser von den Sanden nicht gehalten werden konnte und frei auslief.

Im Mai 1982 wurde nach teilweise erheblichem Einstau im Kanalsystem durch eine Befahrung mit einer Fernsehkamera an mehreren Stellen ein Abtauchen der Kamera unter den Schmutzwasserspiegel beobachtet und zunächst nur ein Absacken der Rohre vermutet. Daraufhin wurde das Institut mit der entsprechenden Beweissicherung beauftragt und es sollte zur Schadensursache in einem Gutachten Stellung genommen werden. Die laufenden Baugrunduntersuchungen, Probenahmen und Laborversuche führte das Labor des Instituts durch.

Während der Beweissicherung wurden insgesamt 6 Schadensstellen festgestellt und saniert. Der Lageplan Bild 1 gibt die Verteilung und ungefähre Länge der Schadensstellen wieder.

Alle 6 Schäden waren gleichartig, so daß hier im wesentlichen nur auf den interessantesten Schaden 5 eingegangen wird.

Zur Überraschung aller Beteiligten hatte sich die Schmutzwasserleitung mehr oder weniger stark angehoben. Es ist zu beachten, daß an allen Schadensstellen kein Bruch der Leitungen festgestellt werden konnte. Die Dichtigkeit war trotz Anhebung der Rohre bis zu $\Delta h = 28$ cm auf 2 m (Rohrlänge) noch zumindest kurzfristig gewährleistet. Die Anhebungen im Rohrgraben lagen zwischen 16 cm und 41 cm (Schaden 5). Durch diese Anhebungen bis zu 41 cm ($\hat{=}$ 2fachen Rohrdurchmesser) kam es zu dem Rückstau im Kanalsystem.

Während bei den meisten Schäden jeweils nur ein Hochpunkt zu verzeichnen war, bot die Schadensstelle 5 eine Besonderheit. Hier zog sich der Schaden über ca. 20 m hin mit zwei Hebungen von + 41 bzw. + 31 cm in einem Abstand von nur 10 m und einer praktisch unveränderten Höhe dazwischen. Exemplarisch auch für die anderen Schäden zeigt Bild 4 die Hebungen entlang der Rohrleitung für Schaden 5

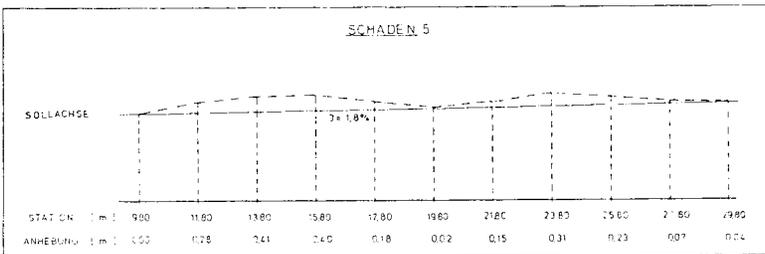


Bild 4: Darstellung Schaden 5

Zur Sanierung wurde an allen Schadensstellen die Grabenverfüllung restlos ausgetauscht und im Schutze eines Grabenverbauwerkes wurden die Rohre neu verlegt. Als Füllmaterial wurde ein schlufffreier kiesiger Mittel- bis Grobsand verwendet.

4. Schadensanalyse

Nach den Ortsbesichtigungen und beschriebenen Tatsachen gliedert sich die Analyse für die Stellungnahme in 3 Teilbereiche auf, und zwar

- 1) Rohrgrabenverfüllung
- 2) Sickerwassereinfluß
- 3) Verdichtungsarbeit, Bodenverflüssigung

4.1 Rohrgrabenverfüllung

Bei der Rohrgrabenverfüllung handelte es sich um einen schluffigen bis stark schluffigen Feinsand mit mehr oder weniger großem Mittelsandanteil (siehe Bild 2), wie er sehr häufig als Abraummateriale von den Kiesgruben angeboten wird.

Nach der Ausschreibung durch das beauftragte Ingenieurbüro hatte die Verfüllung und Verdichtung gemäß den Bestimmungen der DIN 4033 und dem Merkblatt für das Verfüllen von Leitungsgräben in der neuesten Fassung zu erfolgen. Besondere Sorgfalt war bei der Verfüllung und Verdichtung im Rohrbereich anzuordnen.

Es waren in der Leistungsbeschreibung 2 Positionen ausgeschrieben, und zwar

- 1) ... m³ sandigen Füllboden, der zur Verdichtung geeignet ist ...
- 2) ... m Steinzeugrohre NW 200 mit Sand in voller Rohrgrabenbreite bis 30 cm über Rohrscheitel abdecken ...

Die unter 2 genannte Position kam in der ausgeschriebenen Form nicht zur Ausführung.

Nach der Beweissicherung war der gesamte Graben einschließlich Leitungszone bis 30 cm über Rohrscheitel mit dem gleichen sandigen Füllboden verfüllt worden.

Aus den während der Sanierung vorgenommenen Sondierungen kann nachträglich nicht auf die Verdichtung während der Rohrverlegung geschlossen werden. Durch die nachträgliche Verdichtung während der Straßenbauarbeiten ist für nur mäßig feuchten Sand ($W_{pr} > 13 \%$) eine Verbesserung, für sehr nasse Sande jedoch auch eine Verschlechterung möglich.

Nach dem z.Z. gültigen Merkblatt für das Verfüllen von Leitungsgräben, Ausgabe 1979 bzw. nach DIN 4033 ist beim Verfüllen zwischen dem Einbetten der Rohrleitung bis 0,3 m über dem Scheitel (Leitungszone) und dem anschließenden Überschütten zu unterscheiden. Für die Leitungszone ist angeführt:

"Als Füllboden ist in der Regel Boden der Klasse V 1 mit einem Größtkorn < 20 mm zu verwenden, wobei der Sandanteil überwiegen muß."

Verdichtbarkeitsklasse	Kurzbeschreibung	Bodengruppe (DIN 18 196)
V 1	nicht bindige bis schwach bindige, grobkörnige und gemischtkörnige Böden	GW, GI, GE, SW, SI, SE, GU, GT, SU, ST
V 2	bindige, gemischtkörnige Böden	GU, GT, SU, ST
V 3	bindige, feinkörnige Böden	UL, UM, TL, TM, TA

Bild 5: Verdichtungsklassen aus dem Merkblatt für das Verfüllen von Leitungsgräben (Ausg. 79)

Weiter heißt es, daß auch "ausnahmsweise" Böden der Verdichtungsklasse V 2 und V 3 verwendet werden können.

Die Verfüllsande erfüllten im vorliegenden Schadensfall keines der für die Verdichtungsklasse V 1 genannten Kriterien.

Sie zeichneten sich vielmehr durch einen hohen Schluffanteil und eine große Gleichförmigkeit von $U < 5$ aus.

4.2 Grund- und Schichtwassereinfluß

Bei den Verfüllsanden handelte es sich mit den festgestellten Wassergehalten von $W_u = 13,5$ bis $23,3$ % (Mittelwert = $18,8$ %) überwiegend um sehr nasse Sande. Das im Sand enthaltene Wasser sickerte teilweise bereits während der Entnahme der ungestörten Proben aus dem Stutzen heraus; der Sand konnte das enthaltene Wasser nicht vollständig binden. Die Vertiefungen, die bei der Entnahme von Proben entstanden, liefen sehr schnell breiartig zusammen.

Nach einem Proctorversuch war für eine optimale Verdichtung des Verfüllsandes nur ein Wassergehalt $W_{pr} = 13,0$ % zulässig.

Der mittlere Wassergehalt von $W_u = 18,8$ % liegt über dem für eine Verdichtung von mindestens 95 % der einfachen Proctordichte.

4.3 Verdichtungsarbeit - Bodenverflüssigung

4.3.1 Verdichtung

Entsprechend dem Proctorversuch war für die optimale Verdichtung von 100 % der einfachen Proctordichte eine Trockendichte von $\rho_{pr} = 1,79$ t/m³ einzuhalten.

Die erreichte Verdichtung im Rohrgraben betrug

$$\rho_d = 1,55 - 1,97 \text{ t/m}^3 \text{ (i.M } \rho_d = 1,65 \text{ t/m}^3)$$

Der Mittelwert entsprach einem Verdichtungsgrad von nur 92 % der einfachen Proctordichte.

4.3.2 Bodenverflüssigung (Liquefaction)

Nach PRATER, Ph. D. (1977) ist:

Verflüssigung ein Phänomen, daß hauptsächlich bei locker gelagerten, gesättigten Sanden vorkommen kann. Unter bestimmten Belastungs- und Drainagezuständen verliert das Bodenmaterial seine Festigkeit und fließt wie eine viskose Flüssigkeit. Obwohl dieser Zustand nur kurzfristigen Charakter hat, können große Deformationen auftreten. Von Bodenverflüssigung spricht man bei einer Abminderung der Scherfestigkeit eines Bodens durch Ansteigen des Porenwasserdrucks infolge Verdichtung des Korngerüstes bei dynamischer Beanspruchung. Bei voller Verflüssigung wird der effektive Überlagerungsdruck auf Null reduziert. Bei Erdbeben, unterirdischen Explosionen, Stoßbelastungen und Erschütterungen durch Maschinen (Rüttler) kann Bodenverflüssigung entstehen.

Gleichförmige und feine Sande neigen mehr zur Bodenverflüssigung als ungleichförmige und grobe Sande. Je lockerer der Sand gelagert ist, um so eher ist mit einer Verflüssigung zu rechnen. Bei sonst gleichen Bedingungen nimmt die Neigung zur Verflüssigung mit der Zunahme der vorhandenen Spannungen im Boden ab. Mit der Intensität und Dauer der Erschütterungen nimmt die Gefahr der Verflüssigung zu, die Entwässerungsbedingungen und die Durchlässigkeiten sind zu beachten. Je dünner die gefährdeten Schichten sind und je schneller sie in durchlässige Nachbarzonen entwässern können, desto kürzer ist die Zeit im flüssigen Zustand. Geologisch vorbelastete Tone reagieren unempfindlich auf Erschütterungen.

Bei Kiesen können i.a. keine schädlichen Schubverformungen auftreten, weil die mögliche Verflüssigung, wenn überhaupt, örtlich nur sehr kurzfristig auftritt.

In der Sicherheitstechnischen Regel des Kerntechnischen Ausschusses (KTA) Nr. KTA 2201.2 Fassung 12/81: "Auslegung von Kernkraftwerken gegen seismische Einwirkungen" Teil 2: Baugrund sind unter Pkt. A 3 die Beurteilungsgrundlagen zur Bodenverflüssigung zusammengestellt.

Bild 6 wurde der Regel entnommen, es gibt die verflüssigungsgefährdeten Kornverteilungsbereiche wieder.

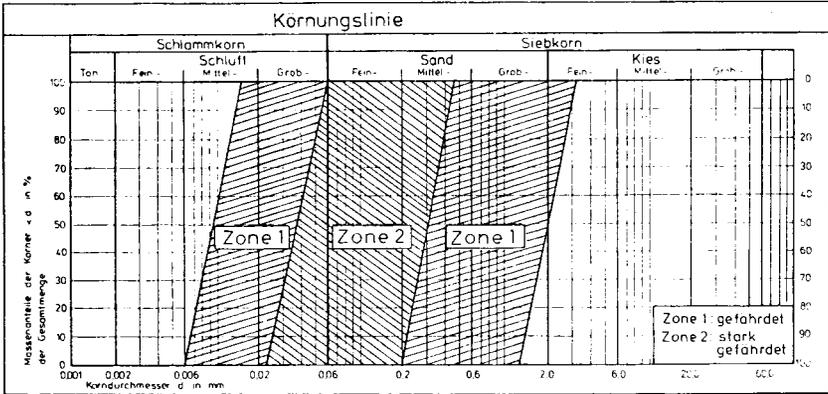


Bild 6: Verflüssigungsgefährdete Kornverteilungsbereiche aus (Sicherheitstechnische Regel des KTA 2201.2)

Liegt die zu beurteilende Kornverteilungskurve außerhalb der angegebenen Zonen 1 und 2, ist keine Verflüssigung anzunehmen. Liegt der Hauptanteil innerhalb der Zone 1, so ist eine Verflüssigung möglich. Zone 2 begrenzt den Bereich für eine größere Gefahr der Verflüssigung.

Auf das genauere Verfahren zur Abschätzung der Möglichkeit einer Bodenverflüssigung wird hier nicht näher eingegangen (siehe hierzu KTA 2201.2)

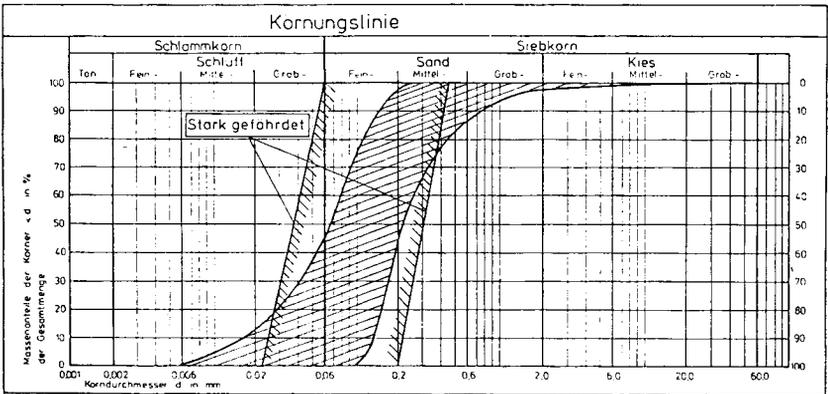


Bild 7: Körnungsband des Verfüllmaterials im stark gefährdeten Bereich

4.3.3 Verflüssigungspotential im vorliegenden Rohrgraben

Nach den zusammengestellten allgemeinen Voraussetzungen zum Phänomen der Verflüssigung soll hier der Zusammenhang mit dem Rohrschaden aufgezeigt werden.

Folgende Voraussetzungen sind gegeben

- die Kornverteilung liegt im stärker gefährdeten Bereich der Zone 2 (siehe Bild 7)
- eine Wassersättigung zum Zeitpunkt der Straßenbaumaßnahme ist vorhanden
- eine mangelhafte Verdichtung ist nicht nachzuweisen, aber für die Schadensstellen nicht auszuschließen
- die Entwässerungsbedingungen sind wegen des gewachsenen Tones besonders ungünstig zu beurteilen. Der Sand kann das Wasser praktisch nur in Grabenlängsrichtung abgeben

- die effektiven Überlagerungsspannungen sind bei der Grabentiefe besonders gering. Die statische Auflast der Rüttelwalze kann nur zu einem geringen Teil als Belastung angesetzt werden, da bei einer Walzenbreite von 2 m ein Teil des Eigengewichtes vom seitlichen gewachsenen Ton übernommen wird
- die für eine Verflüssigung erforderliche zyklische Belastung wird von dem schweren Vibrationswalzenzug erzeugt. Das Gerät versank in den Rohrgraben. Durch die Zugabe und Verdichtung von Schotter zur Stabilisierung wird die zyklische Belastung intensiviert und zeitlich ungünstig verlängert. Der Abstand zwischen Belastung und Rohr wird geringer.

4.3.4 Auftriebskräfte

Wird ein zur Verflüssigung neigender Boden zyklisch belastet, so kann bei voller Verflüssigung der effektive Überlagerungsdruck auf Null reduziert werden, d.h. ein Gegenstand kann sich in dem Medium wie in einer schweren Flüssigkeit bewegen; ein schwerer Gegenstand sinkt ab, ein leichter Hohlkörper schwimmt auf. Dies war auch bei der Schmutzwasserleitung im Rohrgraben der Fall. Geht man für den wassergesättigten Sand von einer Wichte von $\gamma = 19 \text{ KN/m}^3$ aus, so kann der Auftrieb im verflüssigten Sand um den Faktor bis 1,9 größer als in reinem Wasser werden.

Bei einer Rohrlänge von 2 m (Rohrstück) ergibt sich für die resultierende Auftriebskraft F'_A folgende Rechnung (Rohr leer):

Eigengewicht $G = 0,68 \text{ kN/Rohrstück}$

äußerer Durchmesser $\ddot{\alpha}\text{Ø} = 0,24 \text{ m}$

Volumen $V = \frac{0,24^2 \cdot \pi}{4} \cdot 2,0 = \underline{0,0905 \text{ m}^3/\text{Rohrstück}}$

Wichte des Wassers $\gamma = \underline{10 \text{ kN/m}^3}$

res. Auftriebskraft $F'_A = V \cdot \gamma \cdot 1,9 - G$
 $= 0,0905 \cdot 10 \cdot 1,9 - 0,68$
 $= \underline{1,04 \text{ kN/Rohrstück}}$
 $\hat{=} \underline{104 \text{ kp/Rohrstück}}$

Die Berechnung zeigt, daß die Rohre im verflüssigten Sand aufschwimmen können. Die Auftriebskraft kann die Größenordnung von $1,04 \text{ kN} \hat{=} 104 \text{ kp}$ für ein Rohrstück von 2 m Länge erreichen.

5. Zusammenfassende Beurteilung

Aus den während der Beweissicherung festgestellten Tatsachen lassen sich zur Vermeidung der beschriebenen Schäden vereinfacht folgende Regeln ableiten.

1. Der Rohrgraben für Rohrleitungen darf besonders in der Leitungszone nur mit einem Boden der Verdichtungsklasse V 1 nach dem "Merkblatt für das Verfüllen von Leitungsgräben" verfüllt werden. Gleichförmige schluffige Feinsande - sogenannte Fließeande - sind zu vermeiden.
2. Kann sich das Verfüllmaterial mit Sickerwasser anreichern, so darf bei späterer Verdichtungsarbeit nur mit leichtem bis mittlerem Gerät gearbeitet werden. Wenn ein Rohrgraben richtig verdichtet ist, besteht für den späteren Straßenbau keine Veranlassung, besonders schweres Gerät einzusetzen. Hier wird heute häufig des Guten zuviel getan.

3. Zyklische Belastung weitgehend vermeiden und statische Walzen verwenden. Die erforderliche zyklische Belastung sollte - wenn nicht zu vermeiden - jeweils nur kurz erfolgen und dafür die Zahl der Übergänge vergrößert werden.
4. Eine Mindestüberdeckung für die Anwendung maschineller Verdichtung - wie sie in älteren Merkblättern angegeben sind - sollte beachtet werden. Die DIN 4033 enthält hierfür zu allgemeine Angaben.
5. Um eine Vermassung des Verfüllmaterials im sonst wasserundurchlässigen Boden zu vermeiden, sollte unter dem Rohr eine Dränageschicht eingebaut werden. Es ist auf eine filterstabile Ausführung zu achten und die Vorflut im Tiefpunkt des Rohrgrabensystems ist zu gewährleisten. Leider ist dies häufig nicht möglich.

Als Folge dieser mangelhaften Entwässerung wird nicht selten ein erhöhter Wasserandrang im Bereich der Hausanschlüsse festgestellt. Der Rohrgraben hat einen Wasserzulauf zu den Häusern zur Folge und bei fehlender Hausdränage kommt es zu feuchten Kellerwänden, die vorher trocken waren. Dies muß durch eine Tonsperre in jedem Fall ausgeschlossen werden.

Als Schadensursache kommen im vorliegenden Fall 3 Dinge zusammen:

- a) mangelhaftes Verfüllmaterial in der Leitungszone
- b) Wasserzulauf und fehlende Entwässerung
- c) große zyklische Belastung

Das Fehlen einer dieser Bedingungen hätte die Wahrscheinlichkeit eines Schadens erheblich vermindert.

Der Schaden 5 belegt, daß ein nichtbindiger Sand eine Hebung des Rohres verhindert hätte, obwohl bei diesem Sand nach der Körnungslinie eine Verflüssigung auch nicht ausgeschlossen

werden konnte. Im Bereich zwischen den beiden Hochpunkten wurde ein Sand ohne Schluff mit fast 50 % Mittelsandanteil festgestellt.

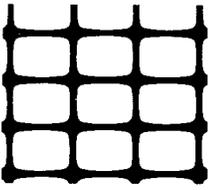
Der Schaden an der Rohrleitung hat gezeigt, daß es sehr wichtig ist, auch im täglichen Baustellenbetrieb im Bereich der Leitungszone bis 0,3 m über den zu verlegenden Rohren immer wieder auf eine sorgfältige Ausführung zu achten und ein schlufffreies Verfüllmaterial zu verwenden, das nicht zur Verflüssigung neigt. Die Kosten für eine Sanierung, d.h. Neuverlegung der Rohre übersteigen bei weitem die Einsparungen für ungeeignetes Abraummaterial.

Die Verdichtung ist auf den Abstand zum Rohr einzurichten. Mit den heutigen Großgeräten wird häufig aus Unkenntnis der Folgen des Guten zu viel getan.

6. Literatur

- DIN 4033 : Entwässerungskanäle und -leitungen, Richtlinien für die Ausführung
- DIN 18300 : Erdarbeiten
- DIN 18307 : Gas- und Wasserleitungsarbeiten im Erdbereich
- DIN 19630 : Richtlinien für den Bau von Wasserleitungen
Technische Regeln des DVGW
- FORSCHUNGSGESELLSCHAFT FÜR DAS STRASSENWESEN : Merkblatt für das Verfüllen von Leitungsgräben, Ausgabe 1974, Köln
- PRATER, E. G. : Verflüssigung von Bodenschichten infolge Erdbeben
Mitteilung der Schweizerischen Gesellschaft für Boden- und Felsmechanik,
No 97 Zürich 1977

- TROMMER, B. : Labormethode zur Untersuchung des Verflüssigungspotentials von kohäsionslosen Böden
Mit. No. 97 wie vor Zürich 1977
- KERNTECHNISCHER AUSSCHUSS (KTA) : Sicherheitstechnische Regel KTA 2201.2, Auslegung von Kernkraftwerken gegen seismische Einwirkungen
Teil 2: Baugrund, Entwurf Köln 1981



Tensar

Geogitter

Conceptual Design—
Method of Construction
Facing Units
Drainage

Define Soil Properties
and Parameters for specified
design life

Define Backfill Properties
and Parameters for specified
design life

Define Safe Design Strength of
grid for specified design life

Define Loadings

Define Geometry of Soil Wall

Check External Stability
during and after construction
—Sliding
—Overturning
—Tilting/Bearing Failure
—Slip Failure

Coherent Gravity
Method

Check Internal Stability
during and after construction

Tie Back-
Wedge Method

Check
—Tension Failure
—Pull-Out Failure
—Serviceability

Determine
—Number of Geogrids
—Spacing of Geogrids
—Length of Geogrids

Check
—Tension Failure
—Pull-Out Failure
—Wedge Failure
—Serviceability

Design Facing
Units and
Connections

Practical Details
Method of Construction
Drainage
Costing
Detailing

... die neue
Lösung
für
Grundbau-
Probleme!

BAUEN

MIT

ROGGE

R

BAUUNTERNEHMUNG

STAHL- U. MASCHINENBAU

INGENIEURPLANUNG

GUSTAV W. ROGGE GMBH & CO
BREMERHAVEN • BREMEN

Am Leuchtturm 3
Postf. 12 04 61
Ruf (04 71) 48 02-0
2850 Bremerhaven 12
Tx: 2 38 775

Westerdeich 16
Postf. 14 40 42
Ruf (04 21) 54 10 15
2800 Bremen 1
Tx: 2 46 002

Schlitzwände als Wärmeaustauschflächen

von Friedhelm Wolff

1. Einleitung

Bei der Errichtung neuer Verwaltungs- und Geschäftshäuser in Großstädten werden vielfach große unterirdische Bauvolumen notwendig. Bei der Herstellung von den i.a. 2 bis 3 Tiefgeschossen, werden - vor allem bei hohem Grundwasserstand - als Baugrubenverbau Schlitzwände gewählt, um an der meist nahe anstehenden Bebauung keine Schäden zu verursachen. Bei den vielfach vollklimatisierten Gebäuden, die heutzutage häufig mit Wärmepumpen ausgestattet sind, bietet es sich an, die im Boden verbleibende Schlitzwand als Wärmeaustauschfläche zu verwenden, um im Sommer die überschüssige Wärme in das Erdreich abzuleiten bzw. im Winter die vorhandene Erdwärme zu Heizzwecken zu nutzen. Der Wärmetransport wird von einer Sole (Wasser/Glykol) übernommen, die durch ein Rohrsystem, welches in die Schlitzwand einbetoniert ist, zirkuliert.

Das System wird z.Zt. bei dem Neubau der Landeszentralbank in Braunschweig - basierend auf den vom Verfasser durchgeführten Studien - installiert.

2. Vorgaben

2.1 Bauwerk

Das Grundstück des zu errichtenden Neubaus der Landeszentralbank (LZB) liegt im Innenstadtbereich Braunschweigs.

Das Gebäude hat eine Grundrißabmessung von ca. 60 x 50 m und ist ca. 16 m hoch. Es besitzt 2 Tiefgeschosse, die zum großen Teil als Tresorräume genutzt werden.

Die U.K. Kellersohle liegt bei 10,0 bis 12,0 m unter bestehendem Gelände.

2.2 Geologie - Hydrologie (STEGMANN 1969, WOLFF 1981)

Zur geeigneten Wahl der Gründungskonzeption, Verbaumaßnahmen sowie zur Beurteilung der Wärmeleitung bzw. des Wärmetransports ist die Kenntnis der geologischen bzw. hydrologischen Verhältnisse von Interesse. Das Braunschweiger Gebiet wird von einem ausgeprägten präquartären Relief - bestehend aus Kreideton - unterlagert, welches gleichzeitig den abdichtenden Horizont für das Grundwasser darstellt. Das Relief des Präquartärs ist weitgehend tektonisch angelegt, wobei der trogförmige Querschnitt des Okerhaupttales (Bild 1) auf die ausschürfende Wirkung des Elster-Saale-Eises zurückzuführen ist.

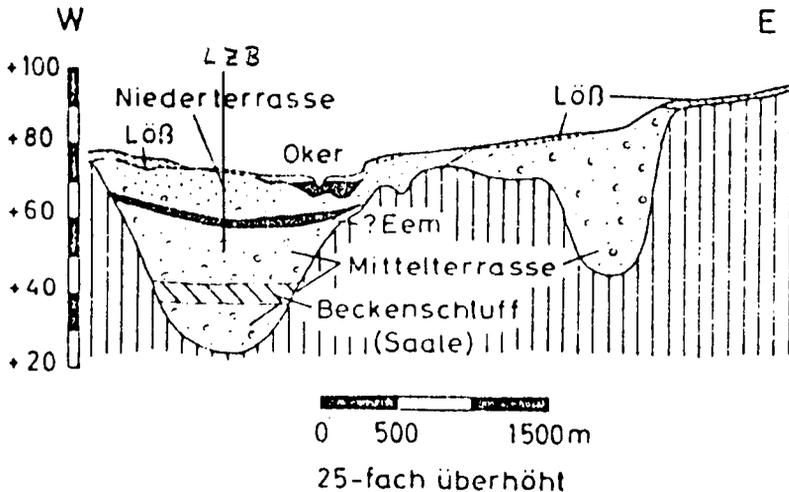


Bild 1: Geologischer Schnitt durch das Haupt- und Nebental der Oker im Bereich der LZB

Die innerhalb des Troges eingelagerten Talsande (hierauf ist die LZB gegründet) bestehen aus gleichförmigen Fein-Mittelsanden mit gelegentlichen Grobsand-, Kies- und Schluffanteilen.

Die Kiese treten nur als Einschaltungen und hauptsächlich nahe der Basis der Talsande auf.

Ton- und Schluffeinlagerungen bleiben auf örtlich begrenzte Vorkommen beschränkt, bilden also keine durchgehenden, weitflächigen Horizonte.

Der Trog erstreckt sich, ebenso wie die Oker selber, in Süd-Nordrichtung. Entsprechend dem Gefälle des Präquartären Troges besitzt das Grundwasser ein durchschnittliches Gefälle in Süd-Nordrichtung von ca. 1 ‰. Der Grundwasserstand wird von dem Okerwasserspiegel beeinflusst.

2.3 Baugrund

Zur Erkundung der örtlichen Verhältnisse wurden auf dem Gelände der LZB 9 Bohrungen zwischen 20 und 40 m und zahlreiche Rammsondierungen durchgeführt. Die Untersuchungen bestätigen die allgemein beschriebene Geologie:

Der oberste Bodenhorizont im Bereich des Baugeländes wird mit Mächtigkeiten zwischen 1,0 m bis 4,0 m durch überwiegend Trümmerreste und teilweise Betonfußböden von Kellern alter flachgegründeter Gebäude gebildet.

Bei der anschließenden, als natürlich gewachsen anzunehmenden sandigen Schichtenfolge handelt es sich im wesentlichen um fluviatile, locker- bis mitteldicht gelagerte Mittelsande. Ihre Mächtigkeit liegt durchschnittlich bei ca. 10 Meter.

Die Oberfläche des nachfolgenden Schluffhorizontes befindet sich bei ca. 12,0 m unter GOK und besitzt eine durchschnittliche Mächtigkeit von ca. 3,0 bis 5,0 m. Der Schluff besitzt eine breiige bis weiche Konsistenz.

Die unter dem Schluffhorizont anstehende Schichtenfolge wird von mitteldichten Sanden bis sandigen Kiesen gebildet, die stellenweise in 31,0 bis 33,5 m wiederum von einer Schluffschicht (Beckenschluff) unterbrochen ist.

Ab ca. 40 - 45 m unter GOK beginnt der halbfeste bis feste Kreideton.

2.4 Grundwasser

Der Bemessungsgrundwasserspiegel wurde für die Baugrube auf Kote 68,50 und für die Auftriebssicherheit des Gebäudes auf Kote 70,0 m NN festgelegt (Geländehöhen zwischen 71,2 und 72,2 m NN). Der Grundwasserspiegel ist im Mittel bei ca. 3,0 m unter Gelände anzunehmen.

Durchgeführte Pumpversuche mit Pegelbeobachtungen ergaben in den oberen 30 Metern der Talsande einen ideellen Durchlässigkeitswert von $h = 5 \cdot 10^{-4}$ m/s.

Die Fließrichtung wie auch die Geschwindigkeit des Grundwassers wurden mit Hilfe einer Sonde in einem Bohrloch bestimmt (ausgeführt vom Niedersächs. Landesamt für Bodenforschung - Flowmetermessung).

Es ergab sich eine durchschnittliche Geschwindigkeit in dem o.g. Bereich von ca. 5 cm pro Tag. Die generelle Fließrichtung des Grundwassers wurde von Süd nach Nord festgestellt - entsprechend der Fließrichtung der Oker.

Die gemessenen Grundwassertemperaturen liegen zwischen 10 und 12° C.

Das Grundwasser ist schwach betonangreifend und besitzt nur geringe Anteile von Fe^{2+} -Ionen (geringe Verockerungsgefahr bei Brunnen).

2.5 Baugrube

Zur Herstellung der Tiefgeschosse ist eine Baugrube von ca. 12,0 m Tiefe erforderlich, wobei das Grundwasser - wie erwähnt - bei ca. 3,0 m unter GOK liegt. Zur Vermeidung von Schäden an der z.T. historischen Bebauung schied eine Grundwasserabsenkung aus, zumal die in 12,0 m Tiefe festgestellten Schluffschichten nicht als durchgehend dichte Wassersperre fungierten, wie die Pumpversuche zeigten.

Als Baugrubenumschließung wurde daher eine Schlitzwand gewählt. Das Einströmen des Grundwassers von unten in die Baugrube wird durch eine Injektionssohle verhindert. Die Schlitzwand reicht - unabhängig von der Verbaustatik - bis zur Injektionssohle, wobei die Tiefenlage der Injektionssohle durch die geforderte Auftriebssicherheit von $\eta = 1,1$ bestimmt wird (Bild 2). Durch diese Konzeption ergaben sich Schlitzwandtiefen von ca. 20 m. Das Gebäude selber ist auf eine 1,5 bis 2,0 m starke Betonplatte gegründet, wobei die unterhalb der Platte befindliche Schluffschicht mittels vermörtelter Kiessande verbessert wird.

- System 1: Grundwasserentnahme, Abkühlen (bzw. Aufwärmen) und versickern des Wassers

- System 2: Erdspeicher
Das von Schlitzwand und Injektionssohle unterhalb der Gebäudesohle eingeschlossene Erdreich kann die im Sommer beim Kühlen des Gebäudes entstehende Wärme mittels "Wärmebrunnen" speichern und im Winter für Heizzwecke wieder abgeben.

- System 3: Wärmewand
Innerhalb der Schlitzwand sind Kunststoffrohre verlegt. Eine durch die Rohre fließende entsprechend temperierte Sole kann im Sommer Wärme an das Erdreich abgeben und im Winter die Wärme aus dem Erdreich entziehen.

Auf System 1 und 2 wird im folgenden hinsichtlich Leistungsfähigkeit, Vor- und Nachteile nur kurz eingegangen, da diese Systeme nicht zur Ausführung kamen. System 3 wird ausführlich beschrieben, da dieses System installiert wurde.

3.1 System 1: Grundwasserentnahme

Die Entnahme der benötigten Wärmemenge zur Deckung der vollen Heiz- bzw. Kühlleistung mit Hilfe von Brunnen ist möglich.

Die durch die Grundstücksgröße bedingten geringen Abstände von Entnahme- und Versickerungsbrunnen, die geringen natürlichen Grundwassergeschwindigkeiten, das Nichtvorhandensein von getrennten Aquiferen und die durch den hohen Energiebedarf bedingten großen Entnahmewassermengen verursachen in kürzester Zeit einen Wärmekurzschluß (Temperaturdifferenz von entnommenem und versickertem Wasser wird ständig geringer). Weiterhin wird die nahestehende mittelalterliche Bebauung durch den Grundwasserabsenktrichter in Mitleidenschaft gezogen. Das System ist daher bei Berücksichtigung der angeführten Punkte nicht funktionsfähig.

3.2 System 2: Erdspeicher

Das von Schlitzwand und Injektionssohle unterhalb des Gebäudefundamentes eingeschlossene Erdreich von ca. $50 \times 60 \times 10 = 30.000 \text{ m}^3$ (Bild 3) kann die im Sommer beim Kühlen des Gebäudes entstehende Wärme mittels Wärmebrunnen (Bild 4) speichern. Die instationären Berechnungen (WOLFF 1981) zeigen - bei gegebenen Kenngrößen - einen optimalen Wärmebrunnenabstand von 1,30 m an (in 30 Tagen ist der Speicher auf 90 % der Soletemperatur "geladen", siehe Bild 5).

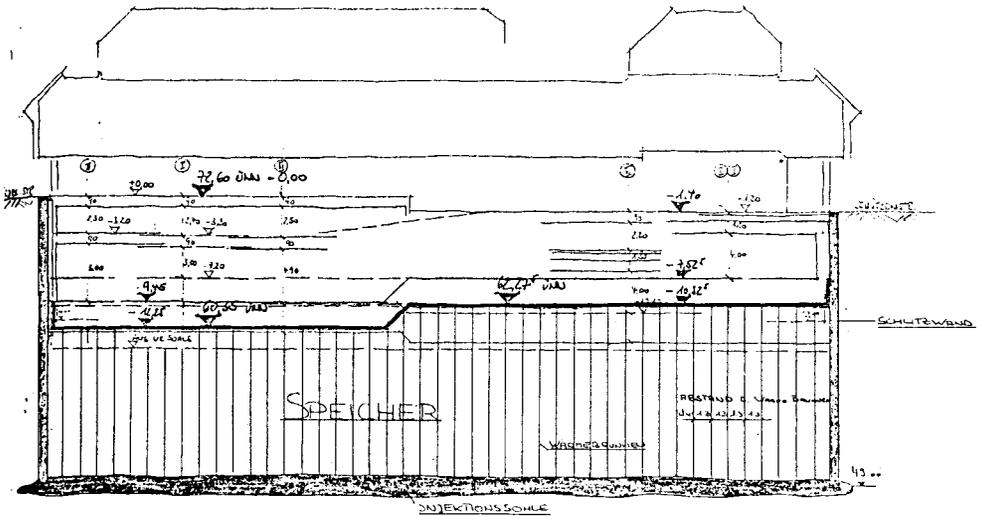


Bild 3: System Erdspeicher

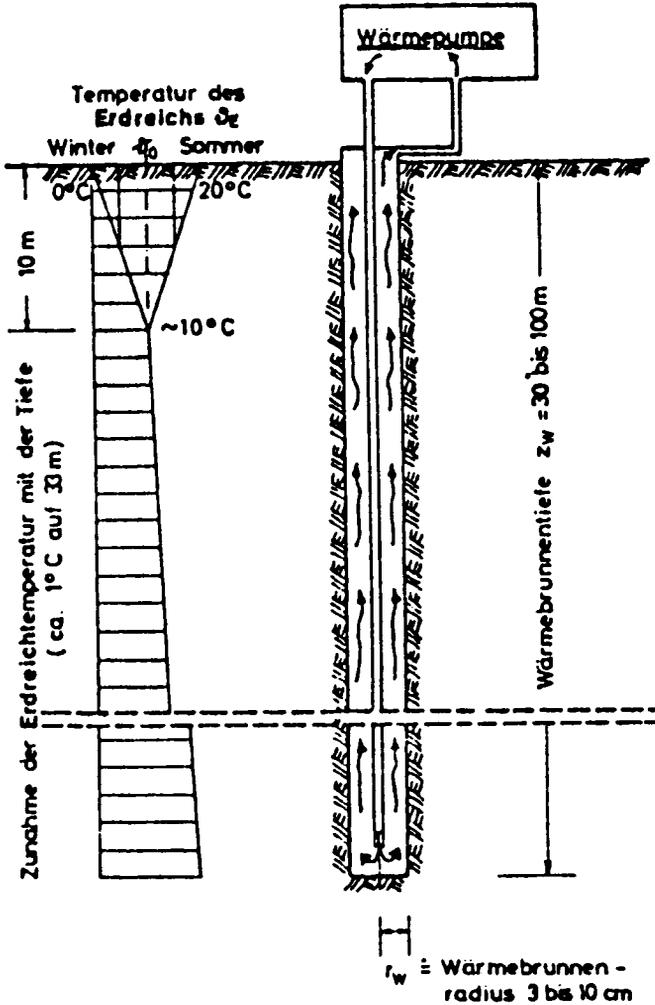


Bild 4: System Wärmebrunnen

Bei einem Abstand der Wärmebrunnen von 1,30 m ergaben sich bei der vorgegebenen Grundfläche ca. 1.700 Stück (Wärmebrunnenradius 2 cm), die bis zur Injektionssohle reichen.

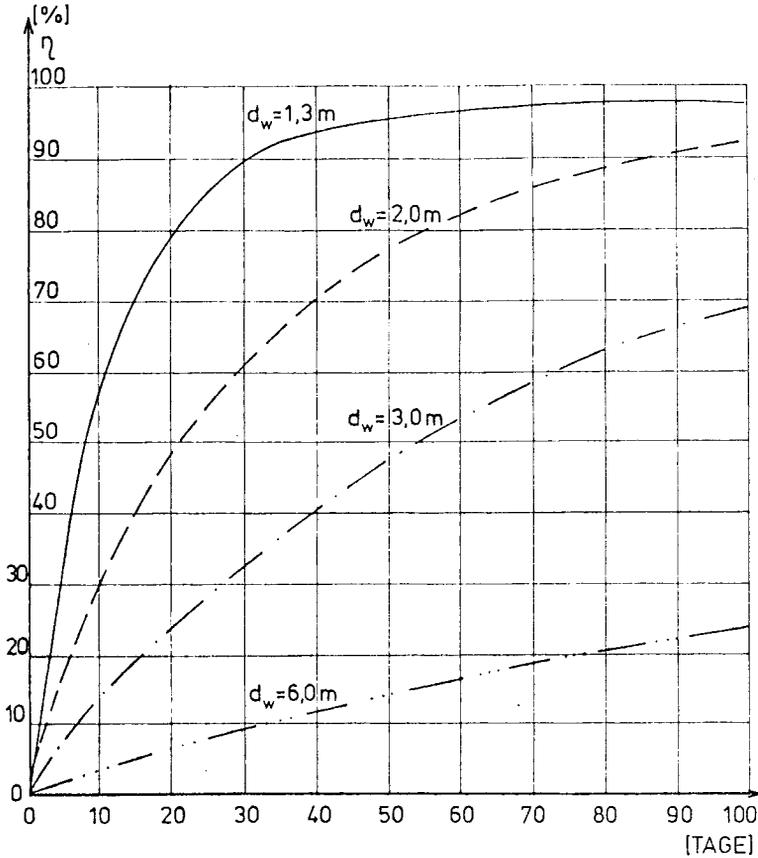


Bild 5: Speicherfüllungsgrad als Funktion der Aufladezeit τ und des Wärmebrunnenabstandes d_w

Unter Umständen sind die zur Herstellung der Injektionssohle notwendigen Injektionsrohre hierfür zu verwenden. Das Aufwärm- (Soletemperatur 35° C) und Abkühlverhalten des Speichers (ideeller Radius $30,0\text{ m}$, Tiefe $10,0\text{ m}$) kann den Bildern 6 und 7 entnommen werden (Bodenkennwerte: $R = 2,7\text{ W/m}^\circ\text{K}$; $\rho \cdot c_p = 2,28 \cdot 10^6\text{ J/m}^2\text{ }^\circ\text{K}$).

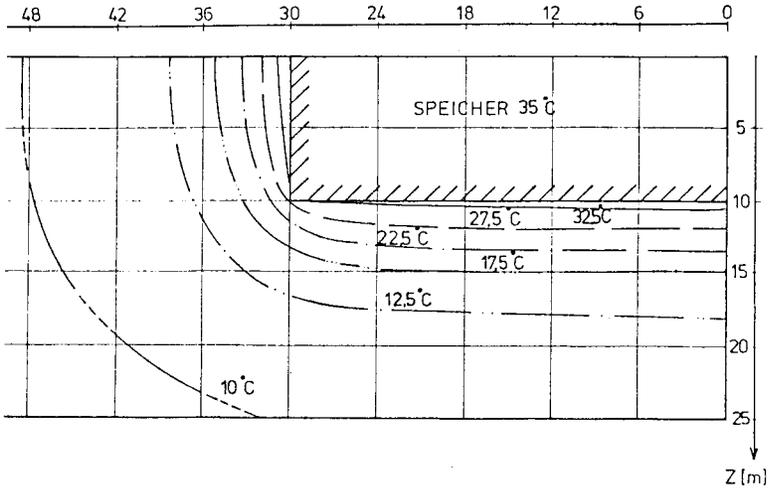


Bild 6: Verlauf der Isothermen nach 100 Tagen Aufwärmzeit

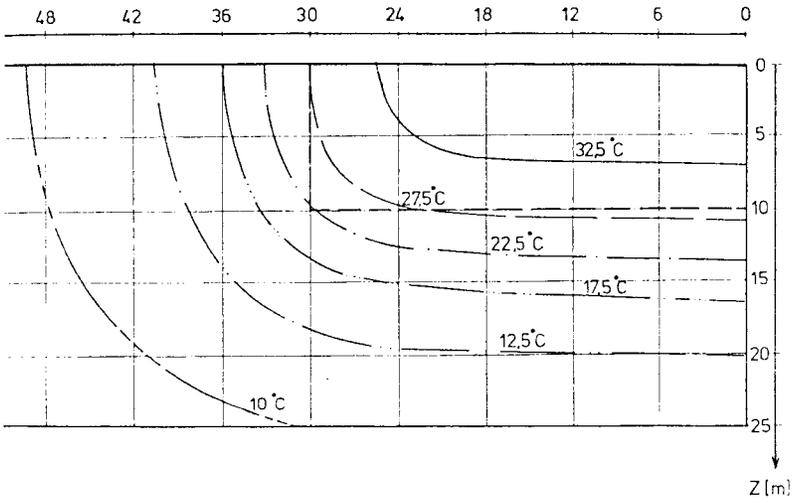


Bild 7: Verlauf der Isothermen nach 100 Tagen Aufwärm- und 100 Tagen Abkühlzeit

So verliert z.B. der Speicher nach 100 Tagen reiner Speicherzeit (also ohne Energiezuführung) lediglich 13 % seiner Energie an den anliegenden Boden.

Bei 1000 Vollaststunden im Sommer können maximal 425 MWh gespeichert werden ($\Delta\vartheta = 25^\circ \text{C}$), welches einer durchschnittlichen Kühlleistung von 425 KW entspricht.

Während der Speicherphase bis zur Heizperiode verbleiben durch die o.g. Verluste von 425 MWh 368 MWh.

D.h. das System könnte von

625 MWh erforderlicher Kühlmenge (Sommer)
425 MWh und von
2000 MWh erforderlicher Wärmemenge (Winter)
368 MWh stellen.

4. System 3 - Wärmewand (WOLFF 1982)

4.1 Prinzip

Durch die Verlegung von Rohrregistern an der erdseitigen Wandfläche der Schlitzwand soll die Wand zur Abführung bzw./und Aufnahme von Wärme genutzt werden. Die Schlitzwand wird bei ca. Kote 70,0 m NN beginnend bis auf Kote 50,0 m NN gehen; d.h. die Wand wird eine Gesamttiefe von 20,0 m haben (Bild 8).

Durch die zu erstellenden Rohrregister in der Schlitzwand wird eine Sole mit einer bestimmten Temperatur und Geschwindigkeit laufen, die entweder Wärme an die Schlitzwand und das Erdreich abgibt oder aufnimmt.

4.2 Rohrmaterial (REHAU-PLASTICS, BASF)

Als Rohrmaterial kommt ein hochdruckvernetztes Polyethylenrohr nach dem Verfahren von Engel (RAU-VPE 210, $\varnothing_a = 25 \text{ mm}$, $\varnothing_i = 20,4 \text{ mm}$) zur Anwendung, da dieses Rohrmaterial nach dem

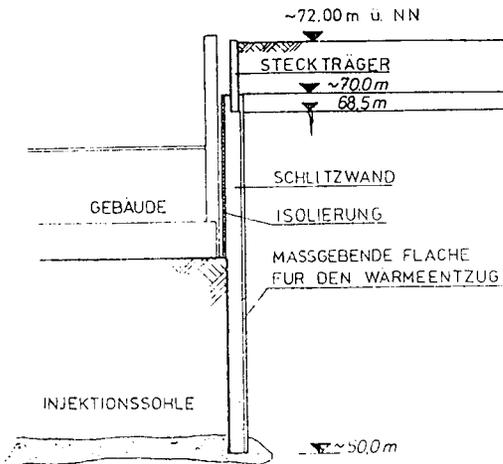


Bild 8: Schnitt durch die Schlitzwand

Forschungsbericht "Kunststoffrohre für Fußbodenheizung", beauftragt durch den Bundesminister für Raumordnung, Bauwesen und Städtebau IRB, Juni 1980, als für diese Zwecke techn. am geeignetsten beurteilt wurde bei - allerdings - hohem Preis.

Das VPE-Rohr besteht aus einem Polyethylen hoher Dichte mit einem Molekulargewicht, das wesentlich über den üblicher PE-Typen liegt; es zeichnet sich durch besonders hohe Dauerfestigkeit, Schockzähigkeit und Wärmeformbeständigkeit aus.

Die Vernetzung (Formung unter hohem Druck und gleichzeitiger Vernetzung der Polymerketten mit Hilfe organischer Peroxide zu einem räumlichen Netzwerk) bewirkt eine hohe Zeitstandfestigkeit und Spannungsrißbeständigkeit. Infolge einer zusätzlichen Wärmestabilisierung wird die Alterungsbeständigkeit angehoben, so daß - bei bestimmungsgemäßer Anwendung - mit einer thermischen Oxidation nicht zu rechnen ist. Die Verlegbarkeit der VPE-Rohre ist gut und es kann bei normalen Raumtemperaturen kalt gebogen werden mit Biege radien von 15 - 20 cm (Rohrdurchmesser 25 mm) bei 20° C.

Eventuell auftretende Knickstellen können durch Erwärmen der Stellen auf 135° C behoben werden ("memory effect").

Die Rohre werden in Ringbunden bis maximal 240 m geliefert.

Der zulässige Innendruck beträgt bei Betriebstemperaturen bis zu 50° C 10 bar.

Die Rohre können nicht geschweißt werden, so daß ein späteres Verlängern nicht möglich ist.

4.3 Leistungsfähigkeit des Systems

Unter der Annahme, daß die Wärmewand über die Fläche gesehen eine konstante Temperatur hat, ergibt sich das Temperaturprofil im Boden (Bild 9), der Wärmestrom pro Quadratmeter Wand (Bild 10) und die Wärmemenge (Bild 11) in Abhängigkeit von der Zeit (Wandtemperatur 35° C, Anfangsbodentemperatur 10° C, $\lambda = 2,7 \text{ W/m}^2\text{K}$, $\rho \cdot c_p = 2,28 \cdot 10^6 \text{ J/m}^3\text{K}$).

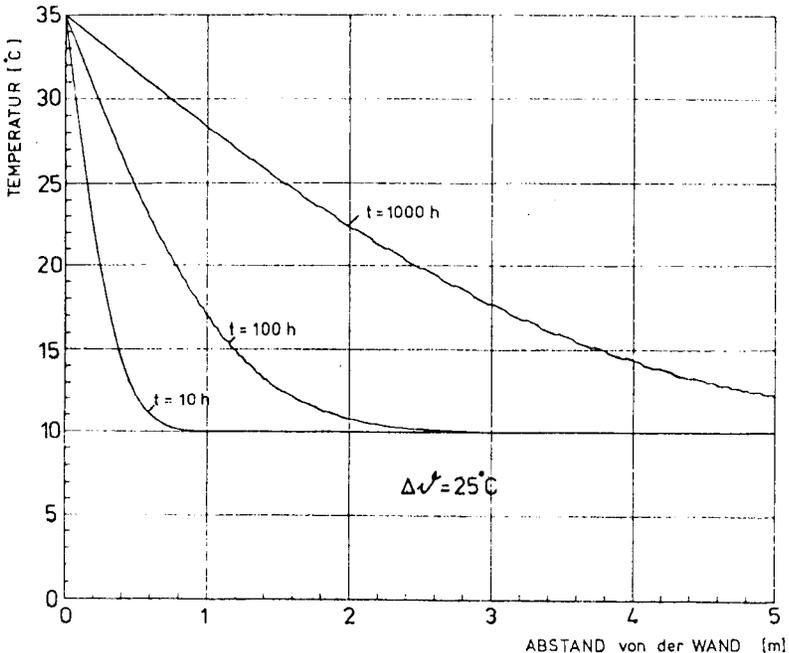


Bild 9: Temperaturprofil im Boden bei einer Soletemperatur von 35° C und einer Bodentemperatur von 10° C

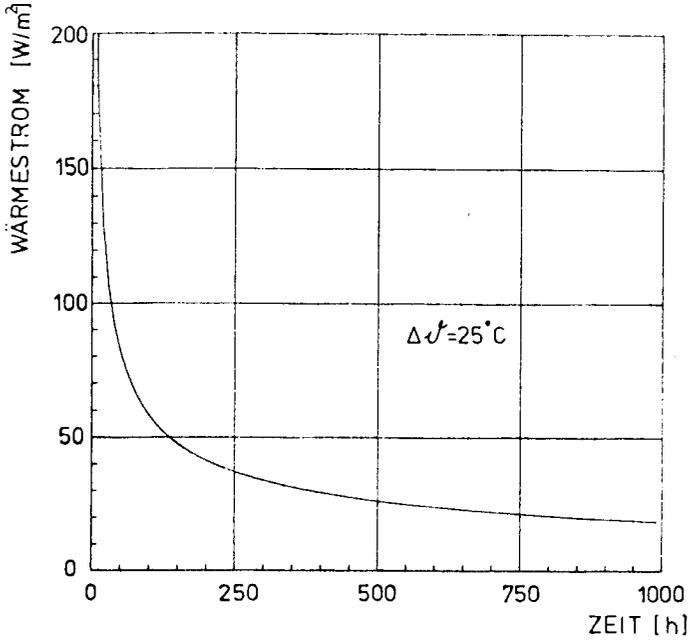


Bild 10: Wärmestrom \dot{q} pro m^2 Wand in Abhängigkeit von der zeit bei $\Delta \mathcal{J} = 25^\circ\text{C}$

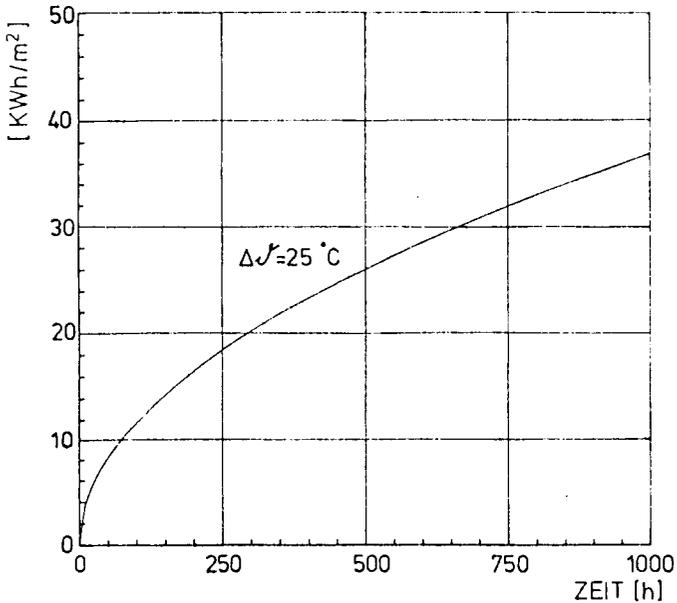


Bild 11: Wärmemenge q pro m^2 Wand in Abhängigkeit von der zeit bei $\Delta \mathcal{J} = 25^\circ\text{C}$

Es ergeben sich somit bei einer nutzbaren Schlitzwandfläche von 6900 m² folgende Energien bzw. Wärmeströme:

Im Sommer (Kühlung des Gebäudes):

Temperaturunterschied Wand (35°C) - Boden (10°C) - $\Delta\vartheta = 25^{\circ}\text{C}$
Laufzeit 1000 h:

abgeführte Energie: $Q = 255\text{ MWh}$ ($q = 37\text{ KWh/m}^2$)

abgeführter Wärmestrom: $\phi = 255\text{ KW}$ ($\phi = 37\text{ KW/m}^2$)

Laufzeit 10 x 12 Stunden in 10 Tagen mit 12 Stunden Regenerationszeit in der Nacht:

abgeführte Energie: $Q = 110\text{ MWh}$ ($q = 16\text{ KWh/m}^2$)

abgeführter Wärmestrom: $\phi = 917\text{ KW}$ ($\phi = 133\text{ W/m}^2$)

Im Winter:

Temperaturunterschied Wand (0°C) - Boden (10°C) - $\Delta\vartheta = 10^{\circ}\text{C}$,
Laufzeit 1600 h:

aufgenommene Energie: $Q = 124\text{ MWh}$ ($q = 18\text{ KWh/m}^2$)

aufgenommener Wärmestrom: $\phi = 76\text{ KW}$ ($\phi = 11\text{ W/m}^2$)

Laufzeit 10 x 12 Stunden in 10 Tagen mit jeweils 12 Stunden Regenerationszeit in der Nacht:

aufgenommene Energie: $Q = 44\text{ MWh}$ ($q = 6,4\text{ KWh/m}^2$)

aufgenommener Wärmestrom $\phi = 367\text{ KW}$ ($\phi = 53\text{ W/m}^2$).

Die Werte mit Regenerationsphase sind den Bildern 12 und 13 entnommen, wobei die Temperaturdifferenz $\Delta\vartheta$ linear in die Rechnung eingeht.

Bei der ermittelten durchschnittlichen Grundwasserströmung von 5 cm/Tag sind durch den dadurch bewirkten Energie-transport höhere Energien zu erwarten, die in der Rechnung nicht berücksichtigt wurden.

Die erwähnten Energien bzw. Wärmeströme ergeben sich bei gleichmäßiger Erwärmung (Sommer) bzw. Abkühlung (Winter) der Wand.

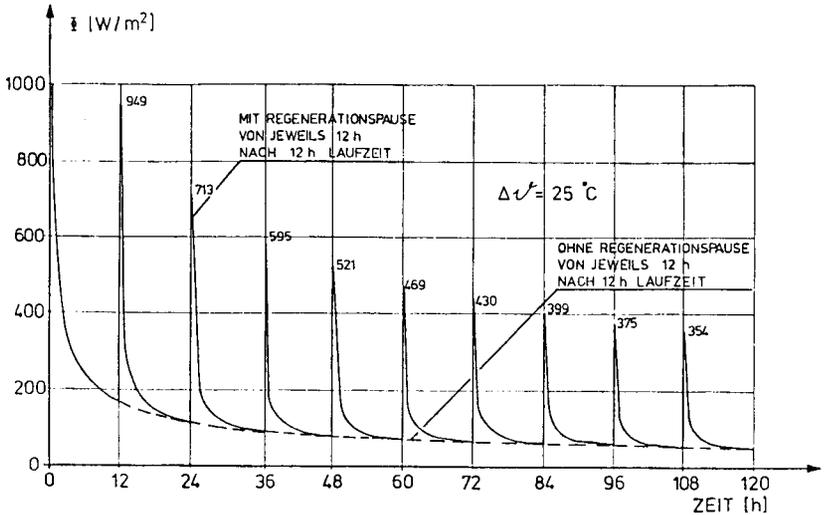


Bild 12: Wärmestrom \dot{q} in Abhängigkeit von der Zeit mit und ohne Regenerationsphase

Inwieweit die Annahme einer konstanten Wandtemperatur vorausgesetzt werden kann, hängt von dem Rohrabstand und dem Rohrdurchmesser ab.

Bei einem Rohrabstand von 25 cm ist die Temperaturwilligkeit relativ gering (Bild 14), so daß die Durchschnittstemperatur der Wand bei 8 Stunden Laufzeit 91 % der Soletemperatur beträgt (bei einem Rohrabstand von 50 cm (200 cm) ist die Wanddurchschnittstemperatur lediglich 49 % (10 %) der Soletemperatur).

Um möglichst kurzfristig Tagesspitzen abführen zu können, erscheint ein Rohrabstand von 25 cm angebracht.

Die Wahl des Rohrabstandes ist natürlich auch abhängig von den minimalen Biegeradien.

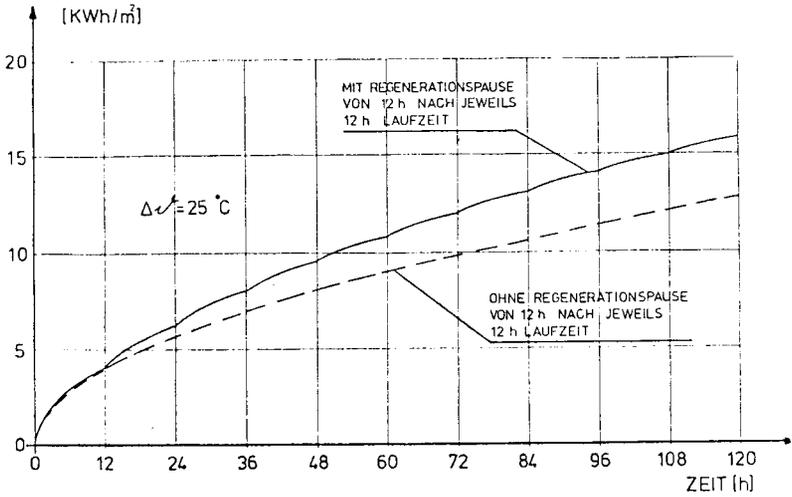


Bild 13: Wärmemenge q in Abhängigkeit von der Zeit mit und ohne Regenerationsphasen

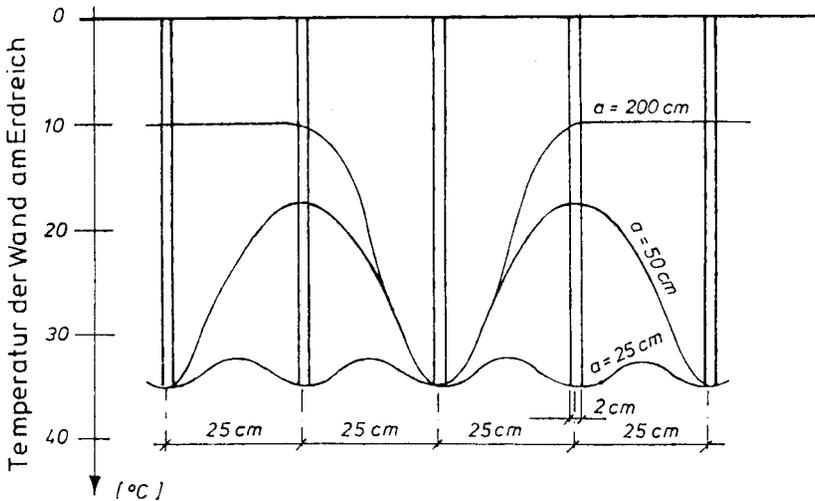


Bild 14: Temperaturwelligkeit der Wand bei Rohrabstand von $a = 25, 50$ und 200 cm, $\vartheta_s = 35^\circ$, $\vartheta_E = 10^\circ$, Rohrdurchmesser innen $20,0$ mm.

Geht man in einer Verlegetemperatur von + 20°C aus, so ergibt sich bei einem VPE-Rohr von 25 mm x 2,3 mm ein Biegeradius von $8 \cdot D = 20$ cm bzw. der Biegedurchmesser von 40 cm (REHAU-PLASTICS). Bei dem gewählten Rohrabstand von 25 cm und der üblichen Greiferbreite bei der Schlitzwandherstellung von 280 cm ergibt sich die in Bild 15 und 16 konzipierte Anordnung des Rohrregisters. Die Bilder 17 und 18 geben den Einbau der Rohre auf der Baustelle wieder.

Bei dem gewählten Rohrdurchmesser von 25 mm und dem Rohrabstand von 25 cm ist zu überprüfen, ob bei sinnvoller Solegeschwindigkeit von $v \leq 0,5$ m/s (bei größerem v nehmen die Rohrreibungsverluste überproportional zu) die maximal anfallenden Wärmemengen, die von der Wand abgegeben werden können (Sommer), von der Sole transportiert werden können.

Kontinuierliche Herstellung der Schlitzwand

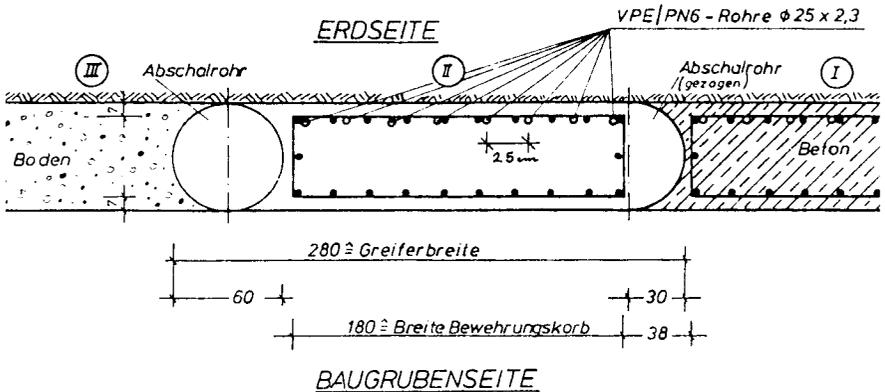


Bild 15: Schlitzwandherstellung - Bewehrungskorb - Rohrregister

Bei einer Solemenge von $0,35 \text{ m}^3/\text{h}$ ($\approx v = 0,32 \text{ m/s}$, Druckverlust pro Rohrregister $0,15 \text{ bar}$), ist die folgende Wärmemenge in einer Stunde zu transportieren:

$$\begin{aligned} Q &= 0,35 \cdot \rho \cdot c_p \cdot \Delta \mathcal{S} \\ &= 0,35 \text{ m}^3/\text{h} \cdot 1,1 \text{ kWh/m}^3 \cdot 25^\circ\text{C} \\ &= 9,63 \text{ KNh} \end{aligned}$$

Bei einer wirksamen Schlitzwandbreite für ein Rohrregister von 2,18 m und einer wirksamen Tiefe von 20,0 m beträgt die Wärmetauschfläche $2,18 \times 20 = 43,6 \text{ m}^2$. D.h. pro Quadratmeter Schlitzwand können von dem Wärmetransport der Sole hergesehen maximal $9360/43,6 = 220 \text{ W/m}^2$ abgegeben werden.

Der maximale Wärmestrom von der Leitfähigkeit des Bodens hergesehen beträgt 133 W/m^2 ; d.h. bei vorgegebenem Rohrdurchmesser und Solegeschwindigkeit kann der maximale Wärmestrom abgedeckt werden.

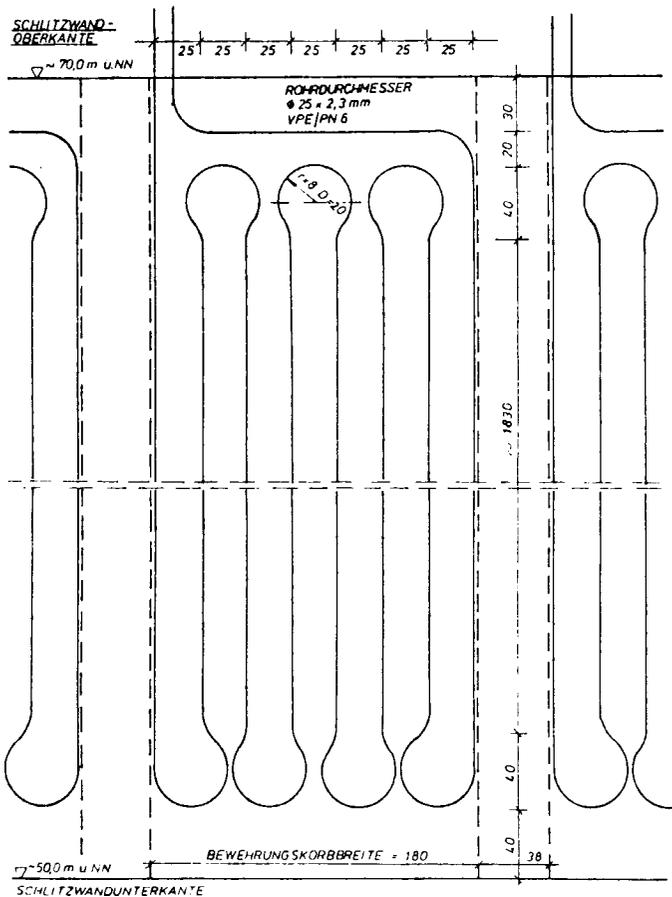


Bild 16: Anordnung der Rohre bei einem Rohrabstand von 25 cm



Bild 17: Einbau der Rohre in den Bewehrungskorb

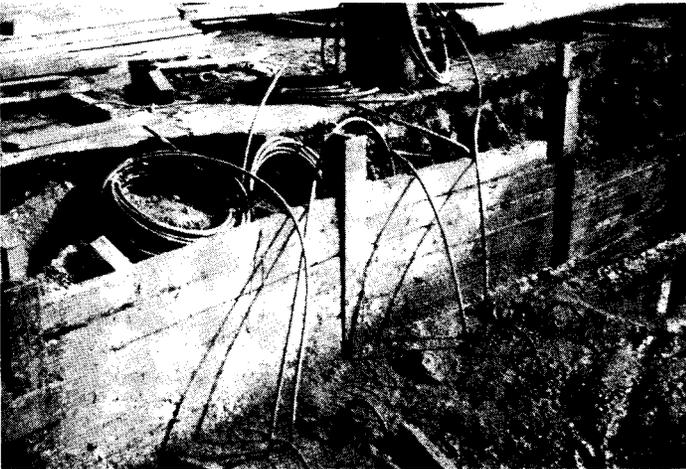


Bild 18: Fertige Schlitzwand mit einbetonierten Rohren

Die maximale Abkühlung der Sole pro Rohrregister beträgt bei dem maximal auftretenden Wärmestrom von 133 W/m^2

$$\Delta \mathcal{Y} = 0,133 \times 43,6/0,35 \cdot 1,1 = 15^\circ\text{C}$$

Bei einer Eintrittstemperatur von 40°C ergibt sich die Rücklauftemperatur zu 25°C , so daß die mittlere nutzbare Temperaturdifferenz zwischen Wand und Erdreich ($\mathcal{Y} = 10^\circ\text{C}$) $22,5^\circ\text{C}$ beträgt.

Beim Abfahren von Spitzenleistungen im Sommer sollten die Durchflußgeschwindigkeiten entsprechend erhöht werden, so daß bei einer Durchflußmenge von z.B. $0,7 \text{ m}^3/\text{h}$ statt $0,35 \text{ m}^3/\text{h}$ sich eine nutzbare Temperaturdifferenz von ca. 27°C einstellt.

Die Leistungsfähigkeit des Systems ist entscheidend abhängig von der jeweiligen Betriebsdauer bzw. Regenerationszeit. So zeigen die Berechnungen (WOLFF 1981), daß bei einer etwa doppelt so langen Regenerationszeit (100 Tage) gegenüber der Betriebszeit (50 Tage), das System nahezu die ursprüngliche Temperatur einnimmt.

Nimmt man z.B. den Fall an, daß im August 25 % des Jahreskühlbedarfs ($0,25 \times 625 \text{ MWh} = 156 \text{ MWh}$) durchgehend $240 \text{ h} \hat{=} 10$ Tage lang benötigt werden, wird das System Wärmewand bei $\Delta \mathcal{Y} = 25^\circ\text{C}$ 19 kWh/m^2 (siehe Bild 11) $\times 6900 \text{ m}^2$ (Schlitzwand) = 131 MWh pro Monat Energie an das Erdreich abgeben können. Bei entsprechender Regenerationsphase ist nahezu die gleiche Energie bei einer weiteren Hitzeperiode abzugeben.

D.h. das System kann den Kühlbedarf von 625 MWh abdecken, wenn die Hitzeperioden nicht länger als ca. 2 Wochen dauern und einen Abstand untereinander haben, der größer ist als ca. 4 Wochen.

Die erforderliche Heizenergie von 2000 MWh bzw. die Leistung von maximal $2000/1600 = 1,25$ MW ist von der Wärmewand allein nicht aufzubringen. Betreibt man die Wärmewand - neben anderen Heizeinrichtungen - 10 Tage pro Monat, während die restlichen Tage zur Regeneration benötigt werden, so kann man bei einem $\Delta\vartheta$ von 10°C an 10 Tagen pro Monat eine Energie bei einer durchschnittlichen Leistung der Wärmewand von $\phi = 53 \text{ W/m}^2$ ca. $6,4 \text{ KWh/m}^2$ entnehmen.

Es ergibt sich somit eine Energiemenge für die Heizperiode übers Jahr von

$$6,4 \text{ KWh/m}^2 \times 6900 \times 8 \text{ Monate} = 354 \text{ MWh pro Jahr}$$

gegenüber der benötigten von 2000 MWh pro Jahr.

5. Zusammenfassung

Zur Nutzung der Schlitzwand als Wärmewand werden zweckmäßigerweise vernetzte Polyethylenrohre (VPE-Rohr, $\varnothing 25 \text{ mm} \times 2,3 \text{ mm}$) im Abstand von 25 cm verlegt. Wird die Wärmewand intermittierend betrieben, ergeben sich bei dem beschriebenen Projekt (6900 m^2 Wärmewand) folgende Energien:

Kühlen (Sommer) : 500 MWh pro Jahr
Heizen (Winter) : 354 MWh pro Jahr

Die bei diesem System stattfindenden instationären Wärmeleitvorgänge sind auf Grund der komplexen Randbedingungen - vor allem wegen des Wärmetransports durch das strömende Grundwasser und der vorher nicht bekannten Betriebs- und Regenerationszeiten - nicht exakt berechenbar, so daß bei der Leistung des Systems gewisse Toleranzen im Positiven wie auch Negativen auftreten können.

Hier können die geplanten Messungen entsprechend fundierter Aussagen geliefert werden.

Es wird erwartet, daß das Meßprogramm dieses Projekts durch einen begleitenden Forschungsauftrag unterstützt wird.

6. Literatur

- STEGMANN, N. : Entwicklung eines Darstellungsverfahrens für Baugrunderkarten anhand der Baugrundverhältnisse der Stadt Braunschweig, Dissertation, TU Braunschweig, Eigenverlag 1969
- WOLFF, F. : Vorstudie über die Nutzung von Grundwasser und Boden für Kühl- und Heizzwecke bei der Landeszentralbank Braunschweig, unveröffentlicht, Braunschweig 1981
- WOLFF, F. : Nutzung von Erdwärme und Wärmebrunnen, TIS S. 181
- WOLFF, F. : Studie zur Nutzung der Schlitzwand für Kühl- und Heizzwecke bei der Landeszentralbank Braunschweig, unveröffentlicht, Braunschweig 1982
- BUNDESMINISTER FÜR: Kunststoffrohre für Fußbodenheizung,
RAUMORDNUNG, BAUWE- Juni 1980
SEN UND STÄDTEBAU
- FA. REHAU-PLASTICS: Werkstoffbericht WSH 33382 6.77,
Erlangen
- FA. BASF : Fußbodenheizung mit Rohren aus ver-
netztem Lupolen, Kunststoffe in der An-
wendung, Werkstoffblatt S. 551

Diese Veröffentlichung entstand aus Studien, die vom Verfasser am Institut für Grundbau und Bodenmechanik, Prof.Dr.-Ing.H.Simons, erstellt werden.



DYWIDAG – Ihr Partner in allen Baufragen

Einige Arbeitsschwerpunkte:

Hoch- und Ingenieurbau
Schlüsselfertiges Bauen, Generalunternehmer
Programm- und Montagebauten
Kraftwerke
Industrieanlagen
Türme, Silos, Schornsteine
Brücken, Talübergänge
Hafen- und Kaianlagen
Autobahndecken und Flugbetriebsflächen
Schwimmkörper
LNG-Offshore-Technik
Wasserversorgung, Großrohrleitungen
Abwassertechnik
Behälterbau
U- und S-Bahn-Bau
Betonwaren, Betonrohre

Einige DYWIDAG-Entwicklungen

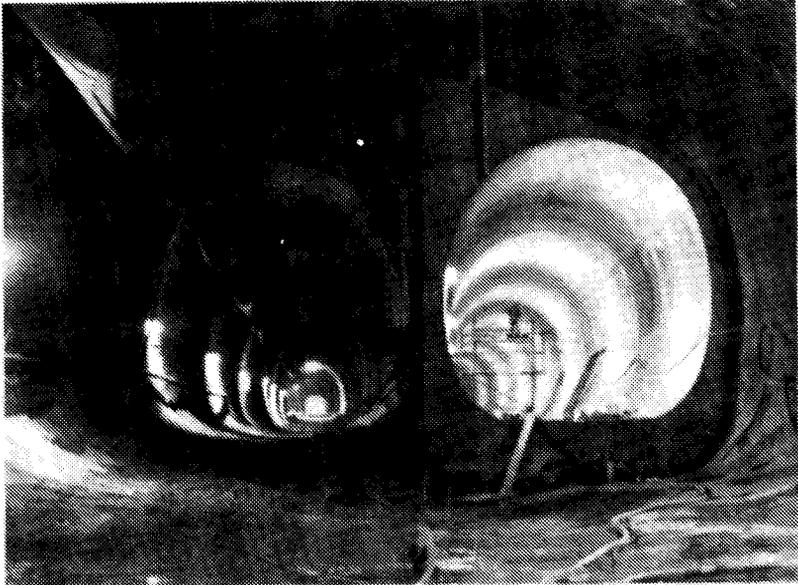
DYWIDAG-Spannverfahren
GEWI-Verfahren
DYWIDAG-Hubverfahren
DYWIDAG-Gleit- und Kletterbauweisen
DYWIDAG-Brückenbauverfahren
DYWIPOX-Flüssigkunststoffe

Dyckerhoff & Widmann
AKTIENGESELLSCHAFT · BAUUNTERNEHMUNG UND BETONWERKE

Niederlassung Hamburg
Speersort 6, 2000 Hamburg 1
Telefon (040) 30 92-0, Telex 2161828

ZÜBLIN

Wir sind seit mehr als 80 Jahren auf allen Gebieten des Ingenieurbaues tätig und haben u.a. umfangreiche Erfahrungen im Wasserbau, Grundbau, Tunnelbau und Spezialtiefbau.



Das Bild zeigt den U-Bahntunnel Implerstraße, München (Gemeinschaftsarbeit), der z.Zt. in Neuer Österreichischer Tunnelbauweise erstellt wird.

Ed. Züblin AG
Bauunternehmung

ZÜBLIN

Hauptverwaltung
Postfach 29 85, 7000 Stuttgart 1
Telefon (07 11) 2 06 21, Telex 7 23 548

Bisher erschienene Mitteilungshefte des Instituts für
Grundbau und Bodenmechanik TU Braunschweig

- Nr. 76-1 Scheffler, E. : Die abgesteifte Baugrube, berechnet mit nichtlinearen Stoffgesetzen für Wand und Boden, 1976
- Nr. 78-2 Frank, H. : Formänderungsverhalten von Bewehrter Erde - untersucht mit Finiten Elementen 1978
- Nr. 79-3 Schnell, W. : Spannungen und Verformungen bei Fangedämmen, 1979
- Nr. 80-4 Ruppert, F.-R. : Bodenmechanische Eigenschaften der Lauenburger Serie - Ein Beispiel für Statistik in der Bodenmechanik, 1980
- Nr. 81-1 Schuppener, B. : Porenwasserüberdrücke im Sand unter Wellenbelastungen auf Offshore-Bauwerke, 1981
- Nr. 6 Wolff, F. : Spannungen und Verformungen bei Asphaltstraßen mit ungebundenen Tragschichten, 1981
- Nr. 7 Bätcke, W. : Tragfähigkeit gedrungener Körper im geneigten Halbraum, 1982
- Nr. 8 Meseck, H.
Schnell, W. : Dichtungswände und -sohlen, 1982
- Nr. 9 Simons, H.
Ruppert, F.-R. : Entwicklung geeigneter Verfahren zum Messen der physikalischen Eigenschaften von Bentonit-Suspensionen auf Baustellen, 1982
- Nr.10 Beckmann, U. : Einflußgrößen für den Einsatz von Tunnelbohrmaschinen, 1982
- Nr.11 Papakyriakopoulos,P. : Verhalten von Erd- und Steinschüttdämmen unter Erdbeben, 1983
- Nr.12 Sondermann, W. : Spannungen und Verformungen bei Bewehrter Erde, 1983

Eigenverlag: Institut für Grundbau und Bodenmechanik
Technische Universität Braunschweig
Gaußstraße 2 · 3300 Braunschweig
Telefon: (05 31) 3 91 27 30
Telex: 9 52 737 igb

Druck: BEYRICH · Braunschweig
Telefon: (05 31) 38 00 6 31