

MITTEILUNGEN

DES INSTITUTES

FÜR GRUNDBAU UND BODENMECHANIK

TECHNISCHE UNIVERSITÄT WIEN

HERAUSGEGEBEN VON PROF. DR. H. BOROWICKA

H. Borowicka: Gründung und Setzung der UNO-City Wien

W. Házivár: Tragverhalten von Brunnengründungen

L. Martak: Horizontalverschiebungsmessungen an Schlitzwänden im Wiener U-Bahnbau

E. Würger: Ein Beitrag zur Frage der Restscherfestigkeit von Tonböden

MITTEILUNGEN

DES INSTITUTES

FÜR GRUNDBAU UND BODENMECHANIK

TECHNISCHE UNIVERSITÄT WIEN

HERAUSGEGEBEN VON PROF. DR. H. BOROWICKA

H. Borowicka: Gründung und Setzung der UNO-City Wien

W. Házivár: Tragverhalten von Brunnengründungen

L. Martak: Horizontalverschiebungsmessungen an Schlitzwänden im Wiener U-Bahnbau

E. Würger: Ein Beitrag zur Frage der Restscherfestigkeit von Tonböden

Vorwort

Das vorliegende Heft wird das letzte der Schriftenreihe „Mitteilungen des Institutes für Grundbau und Bodenmechanik“ der Technischen Universität Wien sein, weil das Institut im Zuge der Studienreform seine Selbständigkeit verloren hat und mit dem bisherigen Institut für Geologie zusammengelegt wurde. Damit ist ein ruhmreicher Abschnitt in der Entwicklung der technischen Wissenschaften an der Technischen Universität in Wien zu Ende gegangen, welcher durch die Namen TERZAGHI und FRÖHLICH gekennzeichnet war. Aber auch in personeller Hinsicht steht ein einschneidender Wechsel bevor, weil sowohl der bisherige Vorstand des Institutes für Grundbau und Bodenmechanik als auch derjenige des Institutes für Geologie in nächster Zeit emeritiert werden.

Das vorliegende Heft umfaßt vier Beiträge: Der erste Beitrag behandelt die Gründung und Setzung der UNO-City in Wien, welche vor kurzem im Rahmen einer Feier von der österreichischen Bundesregierung den internationalen Organisationen übergeben wurde. Im zweiten Beitrag von W. HAZIVAR, welcher in einer gewissen Beziehung zum ersten steht, wird theoretisch das Trag- und Setzungsverhalten einer kreiszylindrischen Schale untersucht, welche in einen elastisch-isotropen Untergrund eingreift. Im dritten Beitrag wird von L. MARTAK über Horizontalverschiebungsmessungen von Schlitzwänden berichtet und Schlußfolgerungen hieraus gezogen. Schließlich wird im letzten Beitrag von E. WÜRGER die Restscherfestigkeit von Tonböden untersucht. Hierbei wird besonders auf die Abbildungen 6 und 8 hingewiesen, welche einen tiefen Einblick in das Wesen und Verhalten der Eigenfestigkeit der bindigen Böden vermittelt.

H. BOROWICKA

Gründung und Setzung der UNO-City Wien

von Hubert Borowicka

Die feierliche Übergabe der sogenannten UNO-City in Wien durch die IAKW A.G. bzw. die österreichische Bundesregierung an die UNO im August 1979 soll zum Anlaß genommen werden, um nochmals über die Gründung und Setzung dieses Bauwerkes kurz zu berichten. Da nunmehr die ständigen Lasten in voller Höhe aufgebracht sind und die tatsächlich aufzubringenden Nutzlasten nur einen bescheidenen Anteil an der Gesamtlast haben, können die bisher aufgetretenen Setzungen praktisch als Endsetzung angesehen werden. Deshalb ist der Zeitpunkt gekommen, um die Setzungsvorhersagen mit den gemessenen Setzungen zu vergleichen.

In der UNO-City sind gemäß dem Entwurf des Herrn Architekten Staber um das kreisförmige Bauwerk des Internationalen Konferenzentrums (Kurzbezeichnung K) Gebäude mit Y-förmigem

Grundriß angeordnet, und zwar zwei Amtssitzgebäude der Internationalen Atombehörde IAEA mit den Bezeichnungen A1 (Höhe $H = 116$ m) und A2 ($H = 58$ m), zwei Amtssitzgebäude der UNIDO mit den Bezeichnungen U1 ($H = 90$ m) und U2 ($H = 70$ m), sowie zwei Gebäude „Gemeinsame Einrichtungen“ mit den Bezeichnungen E1 ($H = 76$ m) und E2 ($H = 59$ m), wie dies im Luftbild der Abbildung 1 und im Grundriß in Abbildung 2 gezeigt ist.

Wie aus dem Grundriß eines Y-förmigen Gebäudes in Abbildung 3 hervorgeht, besteht die statische Konstruktion gemäß dem Entwurf der Zivilingenieure Dr. John und Dr. Ahorner aus hohlen Stahlbetontürmen im Zentrum (Zentral-kern ZK) und an den Enden der Y-förmigen Gebäude (Stiegenhaustürme ST). In diese Türme, welche zuerst hochgeführt wurden (Abbildung 4),

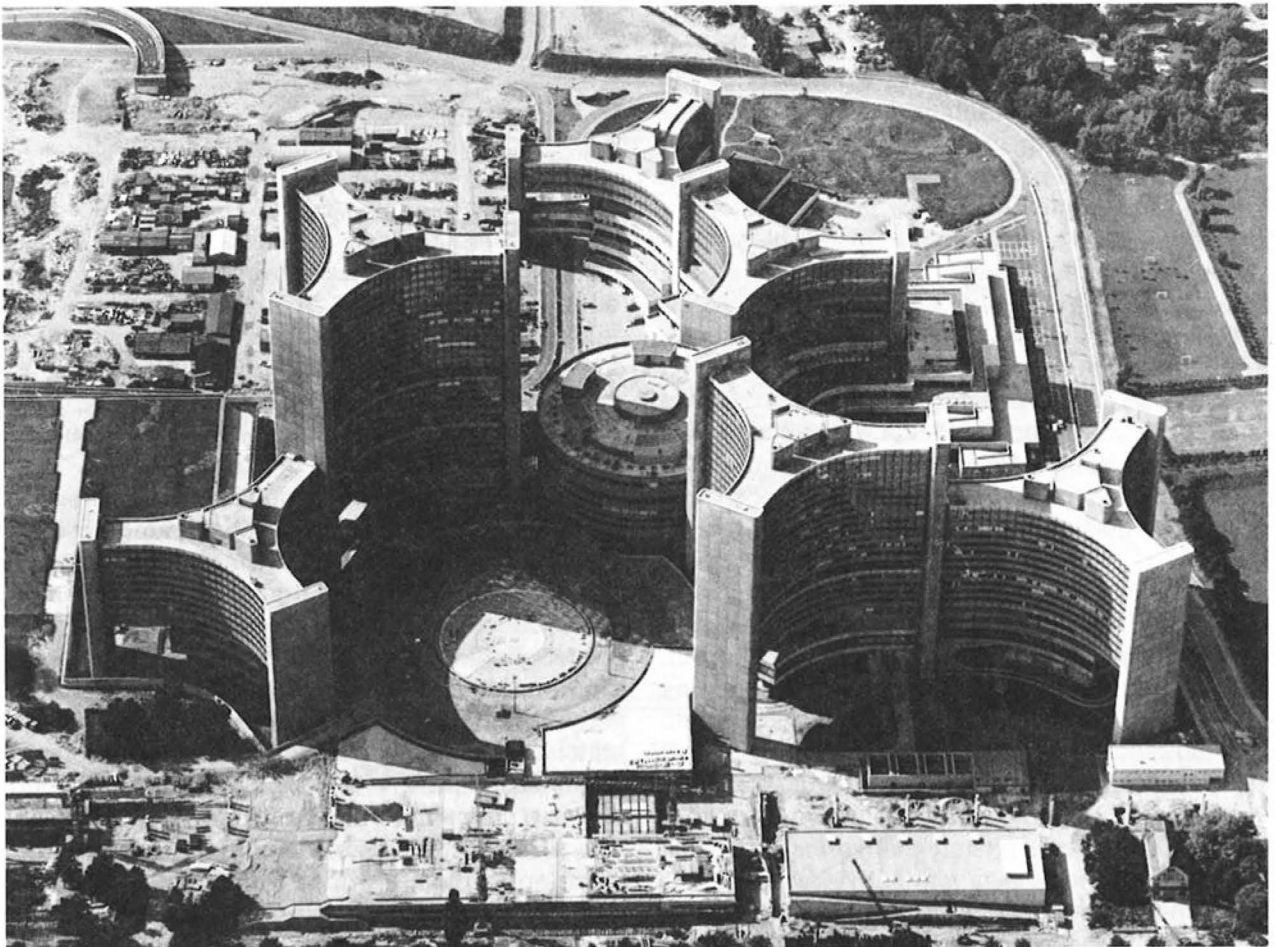


Abb. 1: UNO-City, Freigegeben vom BMfLV, Zl. 13.080-397/1.6./79

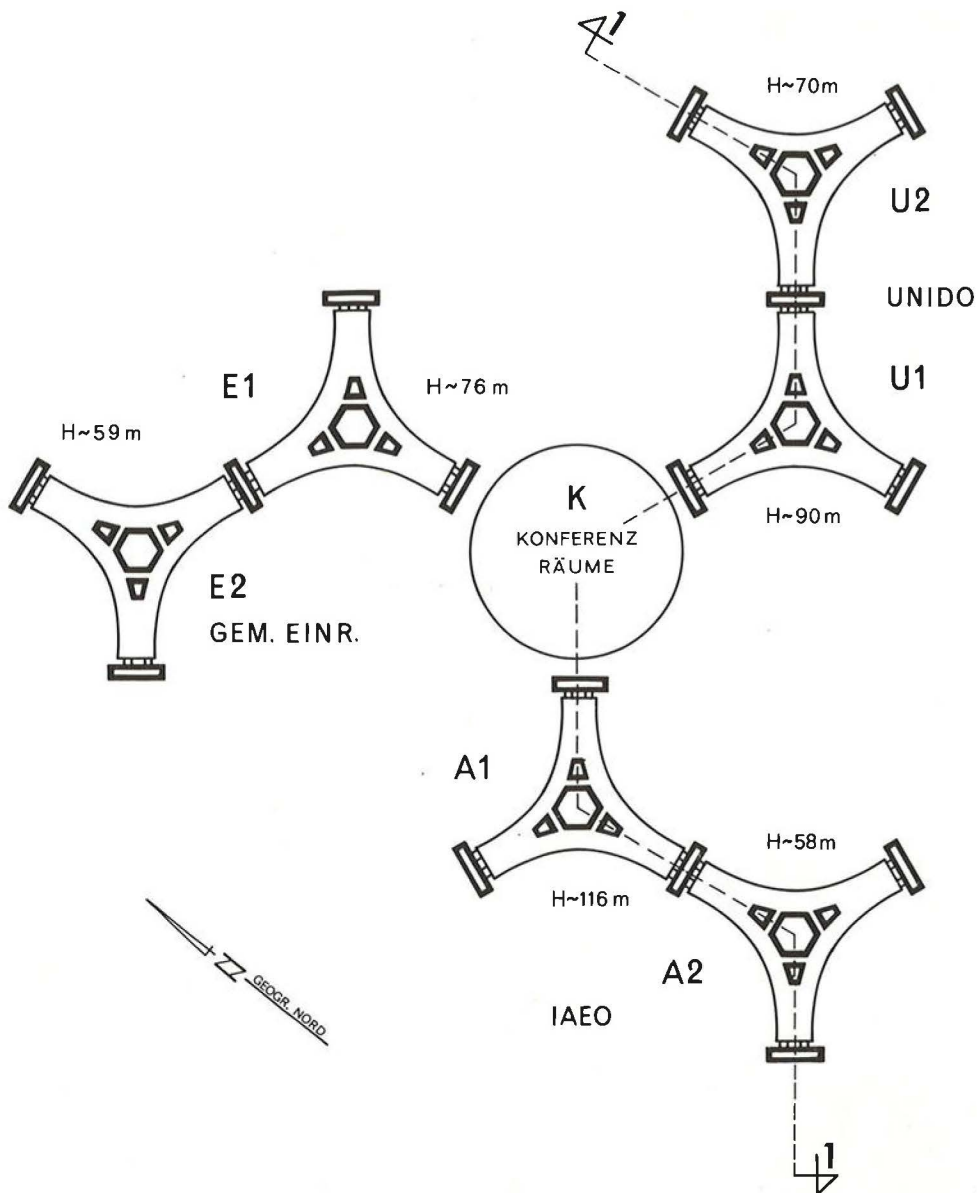


Abb. 2: UNO-City, Grundriß

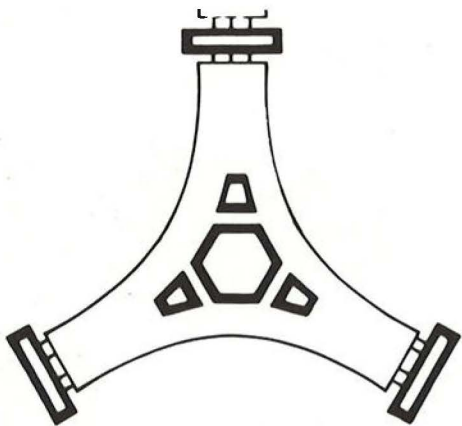


Abb. 3: Stahlbetonhohlkörper der Stiegenhaustürme und des Zentralkerns im Grundriß eines Y-förmigen Gebäudes

waren die Lasten aller Geschosse zu übertragen. Da sie jedoch ohne seitliche Abstützung für sich allein nicht standfest waren, wurden die Türme in den sogenannten Haupttraggeschossen durch steife Querriegel miteinander verbunden. Wegen der Möglichkeit des Auftretens von Rissen bei zu großen Setzungsdifferenzen zwischen Zentralkernen und Stiegenhaustürmen war die Tragkonstruktion der Gebäude als setzungsempfindlich anzusehen.

Die Setzungsempfindlichkeit und die großen, in den Stahlbetontürmen ankommenden Lasten machten es naheliegend, diese mittels einer Tiefgründung auf kürzestem Wege in den Untergrund zu leiten. Deshalb wurden die Türme auf 2,5 bis 4,0 m starke Rostplatten gestellt und

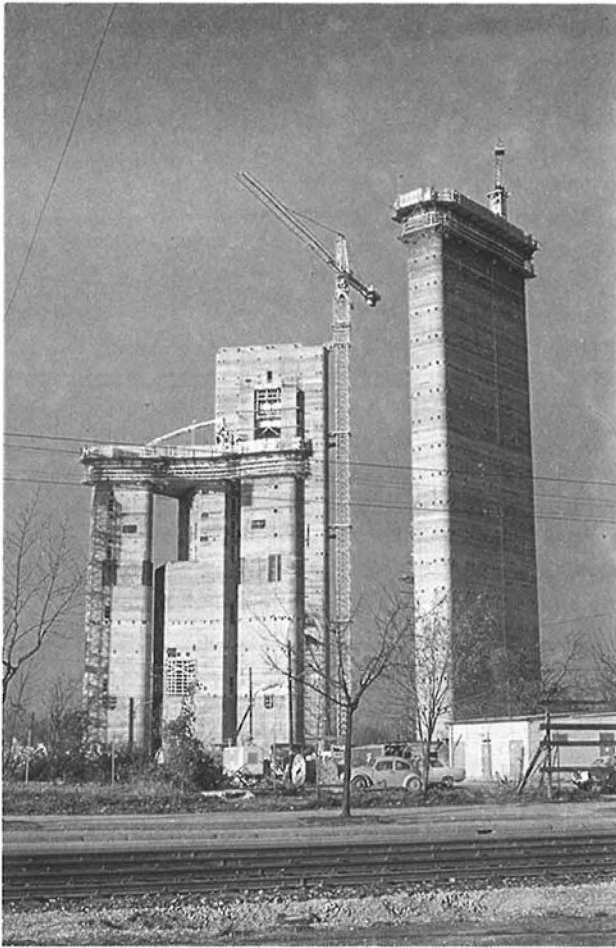


Abb. 4: Zentralkern und Stiegenhaustürme im Bau

unter diesen kastenartig ausgebildete Schlitzwandgruppen angeordnet, wie dies in Abbildung 5 gezeigt ist. Die Schlitzwände haben eine Stärke von 0,8 m und einheitlich eine Tiefe von 24,70 m unter Oberkante der Rostplatte bzw. rund 22,0 m unter Unterkante Rost. Die Belastungen je Laufmeter Schlitzwand durch lotrechte Lasten ohne Eigengewicht der Rostplatten betragen im Mittel 1900 kN/m, wobei die Extremwerte von 1700 und 2000 kN/m verhältnismäßig eng beisammen liegen.

Lediglich das kreisförmige Konferenzzentrum K mit einem Außendurchmesser von rund 57 m wurde flach gegründet, wobei das Fundierungsniveau etwa der Unterkante der stärksten Rostplatte (Zentralkern von A1) entspricht. Die durchschnittliche Bodenpressung zufolge lotrechter Lasten beträgt 29 N/cm². Die Gründung erfolgte auf 6 Betonblöcken, welche nachträglich durch Auspressen zu einem fast starren Kreisringfundament verbunden wurden.

Der Bedeutung des Bauvorhabens entsprechend wurden Bohrungen bis in eine Tiefe von 70 m unter Gelände abgeteuft. Das Bodenprofil in

Abbildung 6 in einem Achsschnitt durch die Amtssitzgebäude A und U zeigt eine relativ schwache Deckschichte aus Anschüttungen und zum Teil auch gewachsenem Kies, auf welchem das Konferenzzentrum K gegründet ist. Darunter stehen Wechselfolgen von Feinsand- und Ton-schichten bis in die erbohrten Tiefen an. Laboratoriumsuntersuchungen mit ungestörten Tonproben ergaben ein Porenvolumen von 0,49 bis 0,30 mit einem Mittelwert von 0,40. Die Zylinderdruckfestigkeit (Probenquerschnittsfläche 10 cm²) lag zwischen den Werten 3 und 107 N/cm², im Mittel bei 33 N/cm². Die niedrigen Werte der Zylinderdruckfestigkeit wurden durch das Vorhandensein von Harnischflächen im Ton verursacht und waren demnach nicht durch eine weiche Konsistenz des Tones hervorgerufen. Der Zusammendrückungsmodul wurde aus den Druckporenzifferdiagrammen für eine Vergleichsspannung von 20 N/cm² ermittelt. Seine Größe schwankte zwischen den Grenzen von 750 und 9200 N/cm² und lag im Mittel bei 2150 N/cm². Der Winkel der inneren Reibung der bindigen Proben ergab sich aus direkten Scherversuchen bei erstmaligem Abscheren mit 16° bis 35° und nach wiederholtem Abscheren mit 6° bis 35°. Diese starken Schwankungen sind durch den sehr unterschiedlichen Anteil von Kolloidton zwischen 1% und 35% bedingt bzw. durch die stark schwankende Plastizitätszahl von 1% bis 76%.

Zur Vervollständigung der Untersuchungsergebnisse wurde aus Kompressionsversuchen mit erhöhter Auflast die wahrscheinliche, geologische Vorbelastung des Tones untersucht. Der größte, in früheren Zeiten auf die Proben ausgeübte, wirksame Druck lag zwischen den Grenzen von 50 bis 170 N/cm².

Die ermittelten Kennwerte des Wiener Tegels zeigen, daß zwischen den einzelnen Tegelpaketen keine großen Unterschiede bestehen. Eine merkliche Verbesserung der Festigkeitseigenschaften des Tegels mit der Tiefe konnte nicht festgestellt werden. Innerhalb der einzelnen Schichten sind jedoch Unterschiede vorhanden.

Zusammenfassend kann gesagt werden, daß die Festigkeitseigenschaften des Wiener Tegels etwa durchschnittlichen Wiener Verhältnissen entsprechen und demnach befriedigende, aber nicht überdurchschnittlich gute sind.

Beim Abbohren der zwischen den Schichten des Wiener Tegels eingelagerten Mittelsande traten starke Schwimmsanderscheinungen auf. In diesen Sandschichten gelang lediglich in einer Bohrung die Entnahme zweier ungestörter Proben. Die Untersuchung dieser Proben ergab bei einem Porenvolumen von 0,40 bis 0,42 eine mitteldichte Lagerung. Aus gestörten Proben

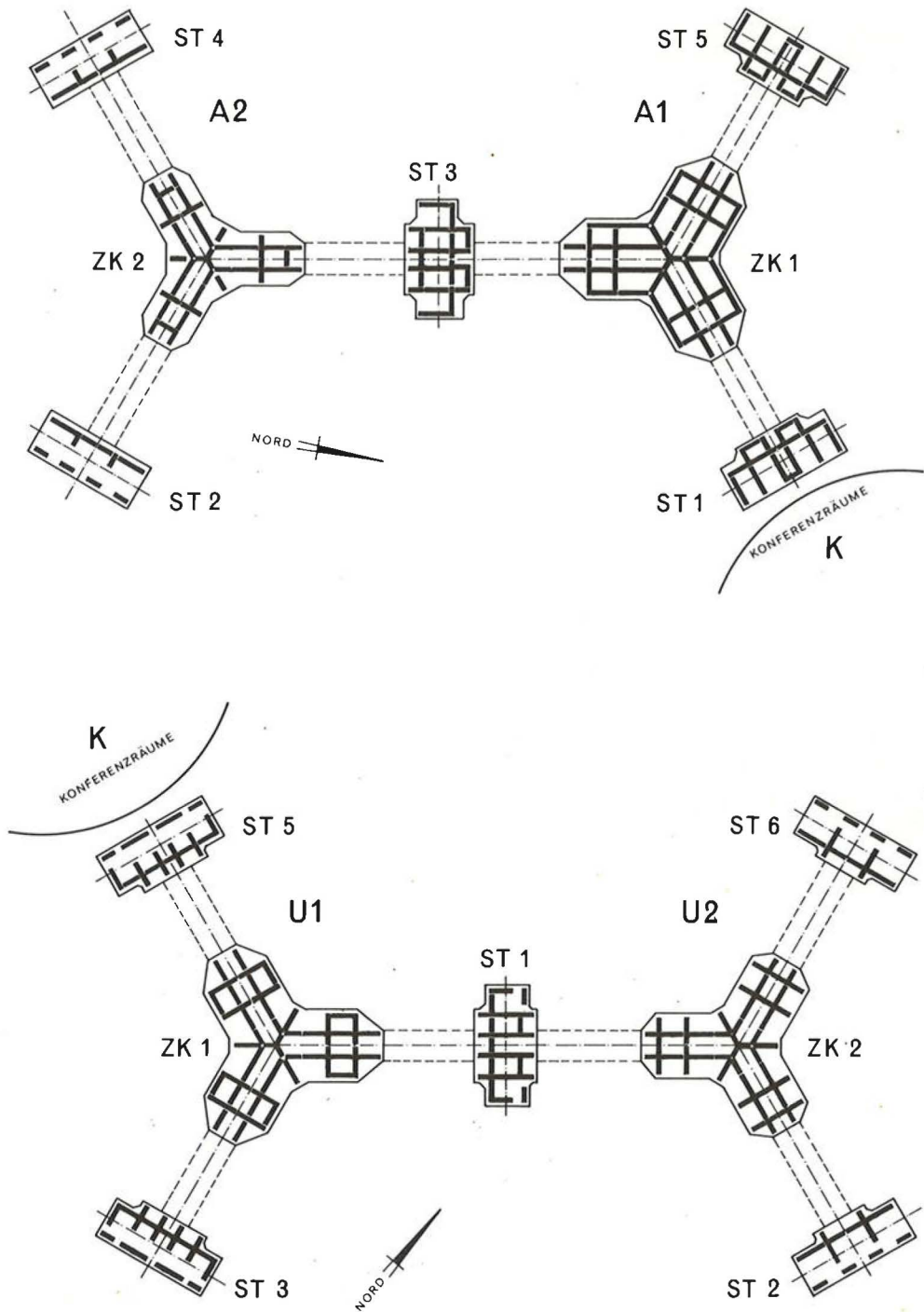


Abb. 5: Schlitzwandaustellung für die Gebäude A1, A2, U1 und U2

wurde die Kornverteilung sowie fallweise auch die lockerste und dichteste Lagerung bestimmt. Zur Bestimmung der natürlichen Lagerungsverhältnisse der Sandschichten wurden in den Bohrlöchern Standard-Penetration-Tests durchgeführt. Wegen der großen Bohrlochtiefen wurde ein an einem Seil hängendes Testgerät verwendet. Für eine Eindringtiefe von 30 cm ergaben sich in der obersten Sandschichte im östlichen

Teil Schlagzahlen von 16 bis 38 bzw. im Mittel 27, in den darunter liegenden durchgehenden Sandschichten Schlagzahlen von 11 bis 84 bei einem Mittelwert von 32. Die natürliche Lagerung des Sandes liegt daher an der Grenze zwischen dicht und mitteldicht, wobei die obere Sandschichte im Ostteil etwas unter und die tieferliegenden, durchlaufenden Sandschichten etwas oberhalb dieser Grenzen liegen. Die bei den Bohrungen

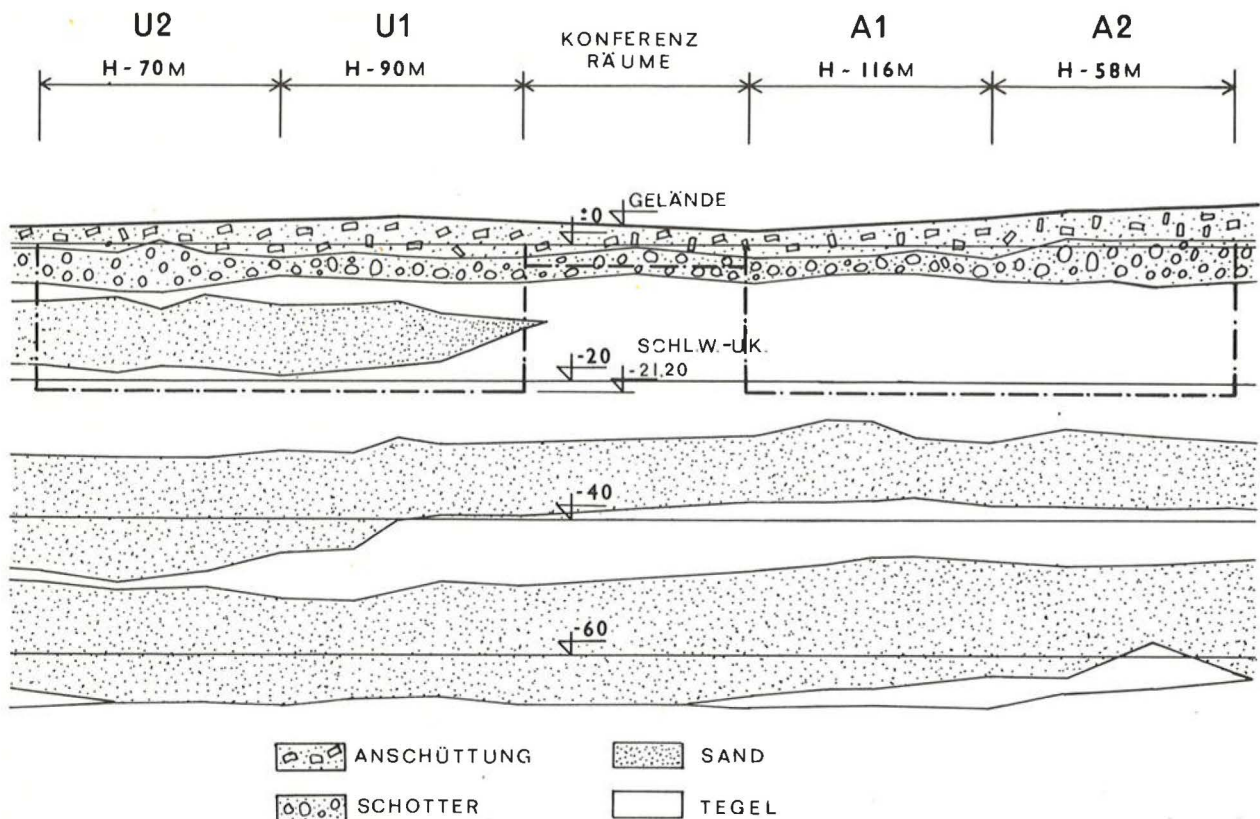


Abb. 6: Bodenprofil der UNO-City im Schnitt durch die Amtssitzgebäude A und U

festgestellten Schwimmsanderscheinungen sind demnach nicht auf eine zu lockere Lagerung des Sandes zurückzuführen, jedoch war bei der Ausführung auf die große Labilität dieser Schichten bei Grundwasserströmungen besonders Rücksicht zu nehmen. Auch dieser Umstand wies in Richtung einer Tiefgründung unter Verwendung einer Stützflüssigkeit.

Um die Ausführbarkeit der Schlitzwände in den Schwimmsandschichten zu gewährleisten und Anhaltspunkte für die zu erwartenden Setzungen zu erhalten, wurden von Chr. VEDER, welcher als zweiter Sondersachverständiger für Grundbau und Bodenmechanik zugezogen worden war, Feldversuche mit Schlitzwandelementen durchgeführt. Bei der Belastung eines Schlitzwandelementes von 0,5 m Stärke und 1,5 m Länge, wobei die Tiefe mit rund 24,0 m unter Gelände etwa derjenigen der auszuführenden Schlitzwand entsprach, ergab sich unter der lotrechten Durchschnittsbelastung der Schlitzwände beim Bauwerk die Setzung des Einzelelementes mit 4 mm und bei der rechnerischen Höchstlast mit 12mm. Auf Grund der Ergebnisse des Belastungs-

versuches wurde mit Hilfe von theoretischen Überlegungen für das Fundament mit der größten absoluten Last (das ist der Zentralkern von A1) eine Endsetzung von 50 mm und die ungünstigste Setzungsdifferenz ab dem Zeitpunkt der Verschließung der Türme miteinander mit 20 mm vorausgesagt. Da die Setzungsdifferenz etwa der kritischen entsprach, wurde bei den hohen Gebäuden A1 und U1 die Möglichkeit eines Setzungsausgleiches in Form einer späteren Höhenänderung der Stiegenhaustürme gegenüber den Zentralkernen mittels hydraulischen Winden vorgesehen.

Bis zum 1. 2. 1979 wurden ab Fertigstellung der Rostplatten die in Tabelle 1 angegebenen Setzungen und Setzungsdifferenzen gemessen. Die größte gemessene Setzung des Zentralkernes ZK1 des Gebäudes A1 stimmt unter Berücksichtigung einer Nachsetzung sehr gut mit dem prognostizierten Wert von 50 mm überein. Die kritische Setzungsdifferenz von 20 mm zwischen Zentralkern von A1 und Stiegenhausturm ST5 war zu Beginn des Jahres 1979 gerade erreicht und kann in den folgenden Jahren etwas

Tabelle 1: Gemessene Setzungen der UNO-City

Gebäudeteil	Setzung mm	Setzungs- differenz ZK-ST seit Beginn mm	Setzungs- differenz ZK-ST seit Verschließen mm
A1 ZK1	42	—	—
ST1	38	4	10
ST3	24	18	15
ST5	19	23	20
A2 ZK2	19	—	—
ST2	10	9	8
ST3	24	—5	—4
ST4	4,5	14,5	12,5
U1 ZK1	33	—	—
ST1	26	7	4,5
ST3	17	16	10
ST5	26,5	6,5	10
U2 ZK2	30	—	—
ST1	26	4	—1
ST2	15	15	11
ST6	18	12	8

überschritten werden. Nachrechnungen haben aber ergeben, daß zufolge Kriechens des Stahlbetons die kritische Setzungsdifferenz höher liegt, weshalb ein Absenken des Stiegenhausturmes nicht erforderlich sein wird. Grundsätzlich bleibt aber die Möglichkeit eines Setzungsausgleiches bestehen.

Die Voraussage von Setzungsdifferenzen ist mit viel größeren Unsicherheiten behaftet, weil sich nicht erfaßbare oder nicht vorhersehbare Einflüsse überlagern und bei der Differenzbildung eine entscheidende Wirkung ausüben können. Solche Einflüsse können zufolge von Inhomogenitäten des Untergrundes, durch die Art des Bauvorganges oder durch Mängel bei der Bauausführung entstehen. Darüber hinaus war im vorliegenden Falle die Abschätzung der Setzungsdifferenzen auch deshalb sehr schwierig, weil die an sich gleich langen und gleich starken Schlitzwandelemente in ganz verschiedener Weise zu Gruppen und Gründungskästen zusammengefaßt waren, wobei auch die Form und Größe der Rostplatten sehr unterschiedlich waren.

Da die Größe der von den Zentralkernen und Stiegenhaustürmen auf die Fundamente zu

übertragenden Lasten stark voneinander abwichen, wurden im Gründungsentwurf die Schlitzwände so ausgelegt, daß ihre Belastung je laufenden Meter nur in geringen Grenzen schwankte. Bei Annahme einer konstanten Bettungsziffer für die Lagerung der Schlitzwände würden sich daher die Setzungsdifferenzen zwischen Zentralkernen und Stiegenhaustürmen mit null ergeben. Einen anderen Grenzwert erhält man durch eine Analogiebetrachtung mit dem an seiner Oberfläche belasteten Halbraum. Werden unterschiedliche Lasten auf einzelne Fundamente übertragen, deren Größe mit derselben zulässigen Bodenpressung bemessen wurde, dann sind nach der Theorie des elastisch-isotropen Halbraumes die Setzungen proportional den Wurzeln aus den Fundamentlasten. Da im vorliegenden Falle die Gründung nach einem einheitlichen Prinzip bemessen ist, wurde der Versuch unternommen, die geschätzte größte Setzung des Zentralkernes ZK1 des Gebäudes A1 in Höhe von 50 mm in sinngemäß gleicher Weise auf die anderen Bauteile umzurechnen.

In Tabelle 2 ist in der zweiten Spalte die Last der einzelnen Gebäudeteile ohne Gewicht der Rostplatten und Schlitzwände, jedoch mit dem für die

Tabelle 2: Rechnerische und gemessene Setzungen der UNO-City

Gebäudeteil	Last kN	kN/m	Setzung rech- nerisch mm	Setzung ge- messen mm
A1 ZK1	537.000	198	50	42
ST1	150.000	185	25	38
ST3	180.000	186	27	24
ST5	148.000	182	24	19
A2 ZK1	249.000	170	29	19
ST2	72.000	197	18	10
ST3	180.000	186	27	24
ST4	72.000	197	18	4,5
U1 ZK1	437.000	194	44,5	33
ST1	156.000	193	26	26
ST3	149.000	190	23	17
ST5	121.000	190	23	26,5
U2 ZK2	300.000	171	32	30
ST1	156.000	193	26	26
ST2	87.000	201	20	15
ST6	87.000	201	20	18

Setzung maßgebenden Teil der Nutzlast angeben. In Spalte 3 sind nach Division durch die Gesamtlänge der Schlitzwand jedes Bauteiles die Lasten je Laufmeter eingetragen. Die rechnerischen Setzungen der einzelnen Bauteile wurden gefunden, indem die Größtsetzung von 50 mm im Verhältnis der Wurzeln aus den Gesamtlasten umgerechnet wurde. Um auch noch die geringen Abweichungen in den Laufmeterlasten der Schlitzwände zu berücksichtigen, wurde der umgerechnete Setzungswert im Verhältnis der Lasten je Laufmeter Schlitzwand korrigiert. Das Ergebnis zeigt Spalte 4 der Tabelle 2. Um einen raschen Vergleich zu ermöglichen, sind in der danebenliegenden Spalte 5 die gemessenen Setzungen angegeben. In Tabelle 3 wurden noch die rechnerischen und gemessenen Setzungsdifferenzen zwischen den Zentralkernen und Stiegenhaustürmen gegenübergestellt.

Die Übereinstimmung der rechnerisch ermittelten Setzungen mit den gemessenen ist im vorliegenden Falle trotz der großen Unterschiede der Belastung und Form der einzelnen Fundamente im großen gesehen eine überraschend gute.

Durch Vergleich der rechnerischen und gemessenen Setzungen ist es aber auch möglich geworden, die verschiedenen Einflüsse abzusondern und zu erkennen. Die Analyse der Setzungsmessungen zeigt im vorliegenden Falle folgendes Bild: Im Bereich des niedrigsten Amtssitzgebäudes A2 ist die Setzung offenbar

zufolge einer geringeren Zusammendrückbarkeit des Bodens klein, und zwar insbesondere beim Stiegenhausturm ST4. Die Setzungen von Stiegenhaustürmen zwischen zwei Zentralkernen (ST3 zwischen A1 und A2, ST1 zwischen U1 und U2) liegen etwas über dem Durchschnitt, was auf die Wirkung der benachbarten, hohen Lasten der Zentralkerne zurückzuführen sein dürfte. Der relativ größte störende Einfluß ist aber bei den an das Konferenzzentrum angrenzenden Stiegenhaustürmen ST1 des Gebäudes A und ST5 des Gebäudes U1 vorhanden, weil hier durch die hoch liegenden Fundamente des Konferenzzentrums und möglicherweise auch durch die Öffnung der Baugrube ein Verlust an Mantelreibung eingetreten ist, welcher ein Anwachsen der Setzungen zur Folge hatte. Im vorliegenden Fall hat sich dies nicht nachteilig ausgewirkt, weil die Setzungsdifferenz zum Zentralkern vermindert wurde.

Die Setzung des flach fundierten, nachträglich ausgeführten Internationalen Konferenzzentrums ist mit bisher 40 bis 60 mm relativ hoch, wozu zweifellos die durch den Bauvorgang, das Öffnen der Baugrube bedingten Störungen beigetragen haben. Da jedoch der Überbau nicht setzungsempfindlich ist, sind keine Setzungsschäden aufgetreten und wurden auch nicht erwartet.

Die Setzungen der Gebäude der gemeinsamen Einrichtungen E1 und E2, welche wie die Amtssitzgebäude A und U auf Schlitzwänden gegründet sind, wurden nur anfangs gemessen. Die Beobachtungen bewiesen, daß die Setzungen von E1 und E2 in den gleichen Rahmen passen.

Zusammenfassend kann über die Gründung der UNO-City in Wien gesagt werden, daß die Fundierung weder über- noch unterbemessen, sondern gerade angemessen ist. Bei den Gründungsarbeiten sind keinerlei unerwartete Schwierigkeiten aufgetreten und die beobachteten Setzungen haben gut mit den vorausgesagten übereingestimmt. Unter Berücksichtigung der zu übertragenden Lasten haben die Setzungsmessungen bestätigt, daß Flachfundierungen weit größere Setzungen verursachen als Tiefgründungen auf Schlitzwänden oder Großbohrpfählen, daß aber auch bei Tiefgründungen nicht unerhebliche Senkungen auftreten können, welche bei setzungsempfindlichen Überbauten der Anlaß von Bauschäden sein können. Deshalb ist eine annähernd richtige Abschätzung der Setzungen und Setzungsdifferenzen unerläßlich. Wie man auf Grund einer Belastungsprobe mit einem Gründungselement und der sinngemäßen Anwendung der Theorie des elastisch-isotropen Halbraumes zu einem annähernd richtigen Anhaltspunkt über die größte Setzung und die zu erwartenden Setzungsdifferenzen gelangen kann,

Tabelle 3: Rechnerische und gemessene Setzungsdifferenzen der UNO-City

Gebäudeteil	Setzungsdifferenzen rechnerisch mm	Setzungsdifferenzen gemessen mm
A1 ZK-ST1	25	4
ST3	23	18
ST5	26	23
A ZK-ST2	11	9
ST3	2	—5
ST4	11	14,5
U1 ZK-ST1	18,5	7
ST3	21,5	16
ST5	21,5	6,5
U2 ZK-ST1	6	4
ST2	12	15
ST6	12	12

wurde am Beispiel der Setzungen der UNO-City in Wien gezeigt.

Die Setzungsbeobachtungen haben aber auch neuerdings verdeutlicht, daß die geringere Setzung von Großbohrpfählen und Schlitzwänden mit dem Auftreten von Mantelreibung ursächlich verknüpft ist. Durch diese Gründungsarten wird nämlich die Kontaktfläche zwischen Grundbauwerk und Boden stark vergrößert. Wird die Mantelreibung durch äußere Umstände vermindert oder ausgeschaltet, dann nehmen auch die Setzungen einer Tiefgründung zu. Die oft geäußerte Meinung, daß Tiefgründungen gegen die Störungen benachbarter Baustellen oder die Beeinflussung durch angrenzende, nachträglich ausgeführte Flachgründungen fast unempfindlich sind, trifft daher nicht zu.

Bei Tiefgründungen auf Großbohrpfählen und Schlitzwänden ist die Frage der Standsicherheit nicht entscheidend, da diese rechnerisch oder durch eine Probelastung leicht nachweisbar ist, und ihre Mindestwerte in der Regel weit überschritten werden. Deshalb muß die Planung und Bemessung solcher Gründungen weit mehr als bisher auf die zu erwartenden Setzungen und Setzungsdifferenzen abgestellt werden, wie dies beim Entwurf der Gründung der UNO-CITY in Wien geschehen ist.

Im gleichen Sinne wurde bei einem zweiten Großbauvorhaben in Wien vorgegangen, nämlich der Überbauung des Franz Josefs-Bahnhofes, welches gegenwärtig nur teilweise im Rohbau fertig ist. Bei dieser ausgedehnten Baustelle sollten über den Gleisen des Franz Josefs-Bahnhofes Amtssitzgebäude, Hochschulinstitute, Bürogebäude u. dgl. errichtet werden. Die Gebäude stehen auf Platten, welche von Einzelstützen getragen werden, wobei die Lasten dieser Säulen über Großbohrpfähle unterschiedlicher Zahl, Stärke und Länge in den Untergrund geleitet werden. In diesem steht unter einer etwa 4 m mächtigen Deckschicht von Anschüttungen und Auböden sandiger Kies an, welcher in einer Tiefe von 10 m bis 14 m unter Gelände den Wiener Tegel überdeckt. Versuchspfähle vom Durchmesser 90 cm hatten die in Tabelle 4 angegebenen Längen und ergaben bei Belastung die dort angegebenen Setzungen. Die Pfähle 1 bis 4 waren in konventioneller Weise hergestellt worden, beim Pfahl 5 war anschließend an die Herstellung des Pfahles nach dem System der Firma Karl Bauer Ges.m.b.H., Schrobenhausen, eine Verpressung des Fußes und des Mantels des Probepfahles vorgenommen worden.

Wie Tabelle 4 zeigt, haben bei den konventionellen Pfählen die Setzungen bei gleicher Belastung etwa verkehrt proportional mit der Vergrößerung

Tabelle 4: Ergebnisse der Probelastung von Pfählen Ø90 im Zuge der Überbauung des Franz Josefs-Bahnhofes

Pfahl Nr.	1	2	3	4	5
Pfahlart	konventionell			verpreßt	
Pfahllänge (m)	22	17	15	11	11
Länge im Schotter (m)	10	9	9	7	7
Länge im Tegel (m)	8	4	2	0	0
Setzungen (mm)					
Last 3.000 kN	3,2	4,7	5,2	9,3	2,4
5.000 kN	9,8	11,9	13,0	21,6	6,0
7.000 kN	16,5	20,5	23,3	33,2	10,5
7.700 kN	—	—	30,3	44,5	12,8
8.400 kN	—	27,5	—	53,5	14,3
8.800 kN	30,9	—	—	—	15,0
10.000 kN	—	—	—	—	19,0

der Einbindelänge im gewachsenen Boden abgenommen. Die Verpressung des Pfahles 5, welcher 7 m in den gewachsenen Kies einband, hat hingegen die Setzung sehr wesentlich herabgesetzt. Sie betrug weniger als ein Drittel der Setzung des gleich langen Pfahles 4 konventioneller Bauart und weniger als diejenige des doppelt so langen Pfahles 1. Die Setzungsbeobachtungen am Bauwerk werden noch zeigen, in welchem Umfange sich diese günstige Wirkung auf die Setzung einer ganzen Pfahlgruppe umsetzt.

Von statischer Seite her war eine Setzungsdifferenz von 10 mm zwischen benachbarten Stützen zugelassen. Deshalb wurde die bei der Probelastung bei einer Setzung von 5 mm vorhandene Belastung als zulässige Pfahllast festgesetzt, jedoch empfohlen, Stützen mit hohen Lasten von schwach belasteten Stützen durch Dehnfugen abzutrennen. Die bisher vorgenommenen Setzungsmessungen haben die Richtigkeit dieser Maßnahmen bestätigt.

Zusammenfassend kann auf Grund der bisherigen Setzungsbeobachtungen bei der UNO-CITY und der Überbauung des Franz Josefs-Bahnhofes in Wien festgestellt werden, daß Tiefgründungen mittels Schlitzwänden oder Großbohrpfählen sich hinsichtlich der Setzung günstig auswirken. Die günstige Wirkung hängt mit der Vergrößerung der Kontaktfläche zwischen Bauwerk und Boden zusammen, so daß der kritische Wert der

Mantelreibung nicht überschritten wird. Durch einen ungünstigen Bauvorgang oder durch Baumaßnahmen in der Nachbarschaft kann jedoch die Mantelreibung herabgesetzt werden und damit die günstige Wirkung einer Tiefgründung verlorengehen. Umgekehrt kann durch zusätzliche Maßnahmen wie das Verpressen von Pfählen die Setzung weiter verringert werden.

Literaturverzeichnis

- [1] STÖTZER, E.: Fußverpreßte Großbohrpfähle bei einer Pfahlgründung für ein Kraftwerk in Libyen. Geotechnik, 2. Jg., S. 71 (1979).
- [2] VEDER, C. und PRODINGER, W.: Field Measurement of Skin Friction and Base Resistance. Proc. IX. ICSMFE, Tokyo, Vol. 3, p. 399 (1977).

Tragverhalten von Brunnengründungen

von Wolfgang Házivár

Einleitung

In letzter Zeit werden Tieffundierungen immer häufiger ausgeführt, sei es in Form von Großbohrpfählen oder Schlitzwänden. Der wesentliche Vorzug dieser Fundierungsart liegt in ihrem günstigen Setzungsverhalten, so daß ihr oft auch dort der Vorzug gegeben wird, wo aufgrund der Bodenverhältnisse eine Flachfundierung als Einzel- oder Streifenfundamente bzw. als Platte prinzipiell möglich wäre. In sehr vielen Fällen sind die Lasten so groß, daß ein einzelner Pfahl oder ein einziges Schlitzwandelement zu ihrer Abtragung nicht ausreicht. Es müssen also mehrere Pfähle oder Schlitzwandelemente herangezogen werden, die entweder in Gruppen oder in ein- oder mehrzelliger Kastenform angeordnet werden können. Es kommt dabei, egal wie die Anordnung

brücke, bei der Unterfangung Nordbrücke — um nur einige zu nennen. Da Messungen an ausgeführten Fundierungen nur selten vorgenommen wurden und erhaltene Ergebnisse häufig streuen, sollte in der vorliegenden Arbeit die gegenseitige Beeinflussung solcher Tragelemente theoretisch untersucht werden. Die Ergebnisse dieser Untersuchungen sind in vereinfachter und gekürzter Form wiedergegeben.

Problemstellung

Bei den durchgeführten Untersuchungen wurde vorausgesetzt, daß die Gebäudelast in einen steifen, dünnwandigen Gründungskörper von kreisringförmigem Querschnitt eingeleitet wird.

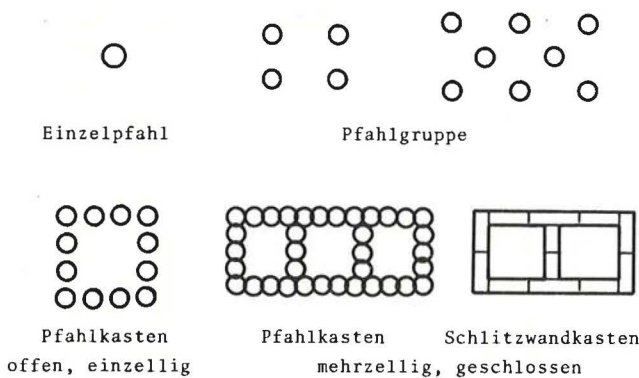


Abb. 1: Grundrißformen von Tiefgründungen

aussieht, zu einer gegenseitigen Beeinflussung der tragenden Elemente in ihrem Tragverhalten. Im Laufe der letzten 10 bis 15 Jahre sind zahlreiche, sowohl theoretische als auch praktische Untersuchungen über Verhalten und Wirkungsweise von Einzelpfählen und Pfahlgruppen angestellt worden. Das Problem von in ganz geschlossener oder in fast ganz geschlossener Kastenform angeordneten Pfählen und Schlitzwänden wurde hingegen bis jetzt nicht oder nur ansatzweise behandelt. Gründungen in dieser Form wurden im Wiener Raum in letzter Zeit mehrfach mit Erfolg ausgeführt, und zwar z. B. beim Bau der UNO-City, beim Neubau der Floridsdorfer Brücke, beim Neubau der Reichs-

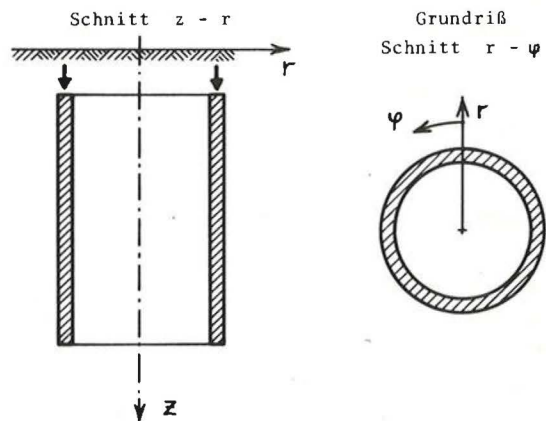


Abb. 2: Brunnen

Dieser Gründungskörper, im folgenden kurz als „Brunnen“ bezeichnet, gibt seinerseits die Kraft zum einen Teil als eine am äußeren und inneren Zylindermantel wirkende „Mantelreibung“, zum anderen Teil in Form eines in der kreisringförmigen Aufstandsfläche vorhandenen „Sohldrucks“ an den Boden ab. Das Ziel der Untersuchungen war, zu klären, in welchem Verhältnis sich die Gesamtlast auf Mantelreibung und Sohldruck verteilt und wie sich die Mantelreibung ihrerseits wieder auf die innere und äußere Mantelfläche aufteilt. Darüber hinaus sollte die Verteilung der einzelnen Spannungs- und Verformungsgrößen des Bodens ermittelt werden.

Lösungsmöglichkeiten

Für die Lösung solcher Probleme bieten sich grundsätzlich zwei Verfahren an:

Das eine wäre die Methode der Finiten Elemente (FEM): Diese Methode ist sehr gut geeignet für die Betrachtung eines Einzelproblems. Sie bietet dabei die Möglichkeit, das Spannungs-Verformungs-Verhalten und die gegenseitige Beeinflussung Gründungskörper—Boden naturgetreu zu simulieren. Für allgemeine analytische Darstellungen ist diese Methode jedoch weniger geeignet bzw. zu aufwendig, um zu allgemein gültigen Aussagen zu kommen.

Das andere Verfahren beruht auf der Theorie des elastisch-isotropen Halbraumes, bei welcher der natürliche Boden durch ein homogenes, elastisch-isotropes Medium dargestellt wird. Wenn dies auch eine sehr weitgehende Vereinfachung zu sein scheint, so hat sich doch in praktischen Fällen immer wieder gezeigt, daß die Elastizitätstheorie sehr wohl geeignet ist, Setzungen unter Gebrauchslast qualitativ richtig wiederzugeben [1, 8]. Da darüber hinaus die Theorie des elastisch-isotropen Halbraumes auch die Möglichkeit eröffnet, zu generellen Aussagen über das Verhalten solcher Brunnen zu gelangen, soll bei den nachfolgenden Untersuchungen von diesem zweiten Verfahren Gebrauch gemacht werden.

Entwurf der Rechenmodelle

Für die Untersuchungen ist die Verteilung der Mantelreibung entlang der Tiefe (z -Richtung) von großer Bedeutung. Beim Einzelpfahl führt der Versuch, eine Mantelreibungsfunktion $p(c)$ aus der lotrechten Verformung des Halbraumes und der Zusammendrückung des Pfahles analytisch zu gewinnen, auf eine Fredholm'sche Integralgleichung erster Art, und zwar sowohl für den starren als auch für den elastischen Pfahl.

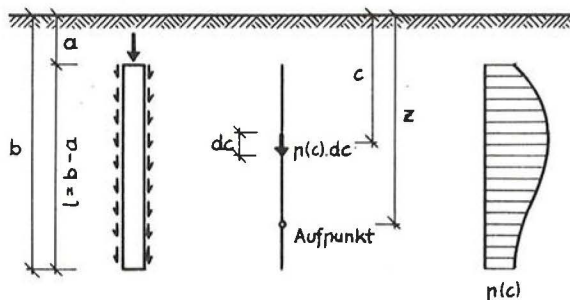


Abb. 3: Mantelreibungsfunktion $p(c)$, Spitzendruck = 0 — o.B.d.A.

Dieser Integralgleichungstyp ist analytisch nicht lösbar. Für den Brunnen wird die Situation noch dadurch verwickelter, daß Kern und Störfunktion der Integralgleichung selbst aus elliptischen Integralen bestehen.

Somit bleibt nur die Möglichkeit, diese Integralgleichung numerisch zu lösen. Dieses Verfahren ist bereits seit längerem in Verwendung. Es bedeutet auf den Pfahl übertragen, diesen in eine Anzahl von Segmenten zu unterteilen, d. h. ihn mittels gedachter Horizontalschnitte in Scheibchen zu zerschneiden. Dann werden für die Ober- und Unterkante jedes Segmentes die Setzungs-kompatibilitätsbedingungen aufgestellt. Aus dem so entstandenen Gleichungssystem läßt sich für jedes Segment die Größe der Mantelreibung ermitteln und somit $p(c)$ als Treppenfunktion aufstellen [4, 5, 12 bis 15, 17]. Als grundsätzlich andere Möglichkeit bietet sich an, den Verlauf der Mantelreibung a priori festzulegen. Dabei muß man natürlich gewärtig sein, unter gewissen Bedingungen unwahrscheinliche Ergebnisse zu erhalten. Daraus folgt dann, daß der angenommene Verlauf der Mantelreibung dem tatsächlich vorhandenen offenbar nicht entspricht. Einfache Annahmen über den Verlauf der Mantelreibung sind aus Abbildung 4 zu ersehen. Die Verwendung des elastisch-isotropen Halbraumes hat unter anderem auch den großen Vorteil, daß das Überlagerungsgesetz unbe-

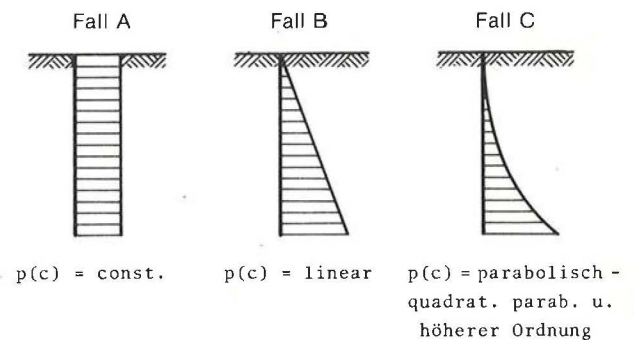


Abb. 4: Annahmen für den Mantelreibungsverlauf

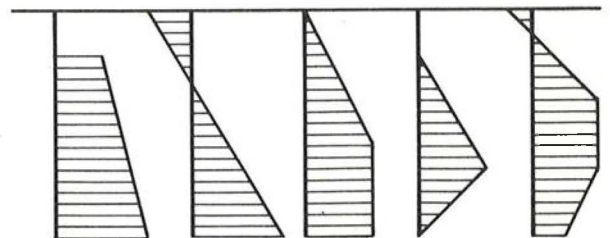


Abb. 5: Beispiele für aus $p(c) = \text{const.}$ und $p(c) = \text{linear}$ durch Superposition darstellbare Verläufe der Mantelreibung

schränkte Gültigkeit hat. Alleine durch Überlagerung der beiden einfacheren Fälle A und B gemäß Abbildung 4, kann daher auch eine kompliziertere, wirkliche Verteilung mit guter Näherung simuliert werden. Allerdings haben theoretische Untersuchungen am Einzelpfahl gezeigt, daß bei den praktisch vorkommenden Schlankheitsverhältnissen der Pfähle eine konstante Verteilung der Mantelreibung die Kompatibilität zwischen der lotrechten Verformung des Halbraumes und des Pfahles mit guter Näherung sicherstellt [1]. Darüber hinaus haben Messungen ergeben, daß eine konstante Verteilung der Mantelreibung nicht nur für kohärente, sondern sogar für kohäsionslose Böden gut mit den Gegebenheiten in der Natur übereinstimmt [6, 7, 18]. Deshalb werden die nachfolgenden Untersuchungen auf die Mantelreibungsfunktion $p(c) = \text{const.}$ beschränkt.

Analog zum Einzelpfahl werden folgende Annahmen und Bedingungen in die Rechnung eingeführt:

- Der Boden wird als linear elastischer, isotroper Halbraum aufgefaßt. Das Superpositionsgesetz ist somit uneingeschränkt gültig.
- Zum Unterschied von natürlichen Böden können Zugspannungen in unbeschränkter Höhe auftreten.
- Die am äußeren und inneren Zylindermantel angreifenden Reibungskräfte sind unabhängig von der Wandstärke in der Wandmitte der Zylinderschale konzentriert gedacht. Sie wirken dort auf den als kontinuierlich durchlaufend angenommenen Halbraum ein. Dies hat zur Folge, daß für das Zylindermaterial keine Spannungen und Dehnungen in horizontaler Richtung ermittelt werden können. Daher kann eine in der Natur wahrscheinlich auftretende Silowirkung des Bodens innerhalb des Brunnens nicht erfaßt werden. Nur für die Ermittlung seiner Zusammendrückbarkeit in lotrechter Richtung besitzt der Zylinder eine endliche Querschnittsfläche.
- Zwischen Zylinderschale und Halbraum soll kein Schlupf auftreten.
- Das Material der Zylinderschale (= Beton) ist linear elastisch.

Unter Zugrundelegung dieser Annahmen wurden vier verschiedene mathematische Brunnenmodelle erstellt. In allen Fällen wurde die Aufteilung der Gesamtlast auf Mantelreibung und Sohldruck bestimmt, wobei auch der an der inneren Mantelfläche des Zylinders abgetragene Teil der Mantelreibung ermittelt wurde. Bei Vorhandensein einer Rostplatte wurde auch der von dieser

direkt auf die Halbraumoberfläche übertragene Lastanteil berechnet.

Der grundlegende Rechnungsgang für die Ermittlung dieser Lastanteile ist für alle Modelle gleich: Es werden die Setzungen des Halbraumes an der Ober- und Unterkante des Zylinders zufolge einer Einheitsmantelreibung und eines Einheitssohldruckes so gewichtet, daß diese Setzungsdifferenz genau der elastischen Zusammendrückung des Zylinders entspricht.

Die Unterschiede zwischen den untersuchten Modellen gemäß Abbildung 6 liegen im Ansatz für den Sohldruck und in der Erweiterung um eine Rostplatte.

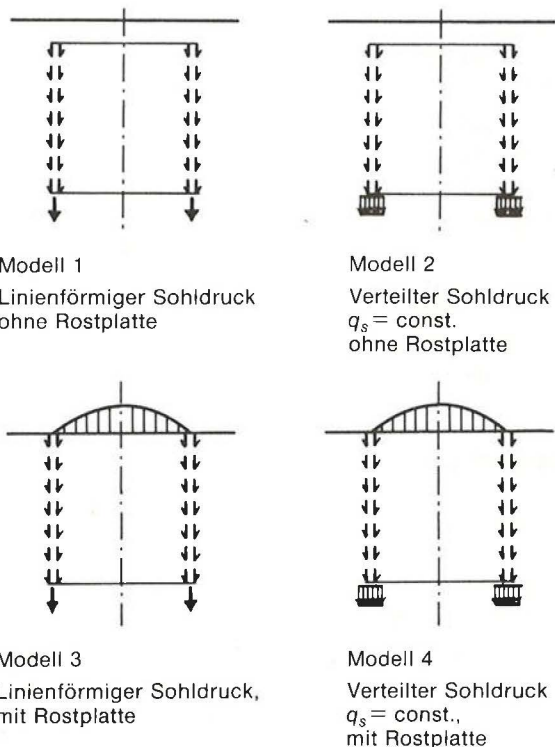


Abb. 6: Untersuchte Brunnenmodelle

Modell 1: Hier wird der Sohldruck als kreisförmige Linienlast angesetzt. Dabei besteht die Schwierigkeit, daß die Setzung des Lastangriffsortes einer Linienlast unendlich wird. Um dieses mathematisch weniger aufwendige Modell trotzdem für alle Untersuchungen heranziehen zu können und dabei diese Schwierigkeit zu vermeiden, wurde die Setzungskompatibilitätsbedingung nicht für die Wandmitte, sondern an der Wandoberfläche aufgestellt. Da aber von vornherein nichts über den durch diese Annahme begangenen Fehler ausgesagt werden konnte, wurde eine Kontrollrechnung mit dem Modell 2 durchgeführt.

Modell 2: Hier wird der Sohldruck durch eine Kreisringflächenlast von konstanter Größe dargestellt. Dadurch entfallen die Schwierigkeiten mit der Singularität, und man kann die Setzungs-kompatibilitätsbedingung für die Wandmitte aufstellen.

Modelle 3 und 4: Mit diesen soll der in der Praxis überwiegende Fall simuliert werden, daß ein Gründungskasten von einer Rostplatte abgedeckt wird, die ihrerseits einen Teil der Gesamtlast abträgt. Diese Modelle geben die praktischen Verhältnisse nur dann sinnvoll wieder, wenn die Rostplatte in Höhe der Halbraumboberfläche liegt. Für die Berechnungen wird die Rostplatte als näherungsweise starr angenommen, indem an der Halbraumboberfläche zwischen Zylinderachse und Zylinderwand die Setzungsdifferenz 0 erzwungen wird. Aus dieser Bedingung wird der Anteil der Rostplatte an der Gesamtlast ermittelt. Um die der Setzungsmulde entsprechende, natürliche Sohldruckverteilung unterhalb der Rostplatte möglichst gut wiederzugeben, wird eine Sohldruckverteilung mit im Schnitt $r-z$ quadratisch parabolischem Intensitätsverlauf den Berechnungen zugrundegelegt. Analog zu Modell 1 und 2 unterscheiden sich die Modelle 3 und 4 durch den als Linienlast bzw. als Flächenlast angesetzten Sohldruck.

Mathematische Formulierung

Ausgangspunkt für die Berechnungen sind die Mindlin'schen Lösungen für eine Einzelkraft, die im Inneren des Halbraumes angreift. Mit den Bezeichnungen der Abbildung 7 lautet der Ausdruck für die Setzung zufolge einer Einzelkraft P im Inneren des elastisch isotropen Halbraumes, mit G als Schubmodul und μ als Querdehnzahl, in Zylinderkoordinaten:

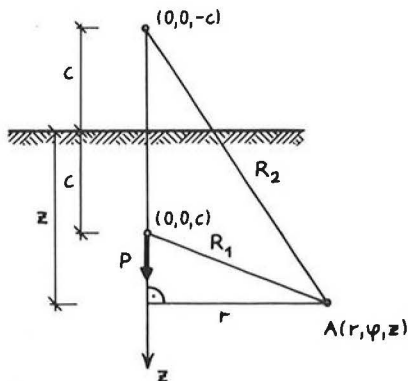


Abb. 7: Geometrie und Bezeichnungen für das Mindlin-Problem (Einzelkraftangriff im Inneren des elastisch isotropen Halbraums)

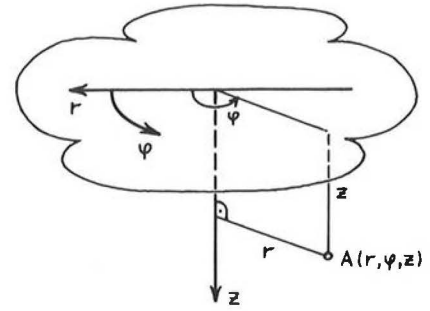


Abb. 8: Zylinderkoordinaten

$$w = \frac{P}{16 \pi G (1 - \mu)} \left[\frac{3 - 4 \mu}{R_1} + \frac{8 (1 - \mu)^2 - (3 - 4 \mu)}{R_2} + \frac{(z - c)^2}{R_1^3} + \frac{(3 - 4 \mu) (z + c)^2 - 2cz}{R_2^3} + \frac{6cz (z + c)^2}{R_2^5} \right] \quad (1)$$

wobei gilt:

$$R_1^2 = r^2 + (z - c)^2, \quad R_2^2 = r^2 + (z + c)^2 \quad [11].$$

Für die Darstellung des Sohldruckes als Linienlast sind die Mindlin'schen Lösungen entlang eines Kreisumfanges zu integrieren, sodaß sich eine kreisförmige Linienlast im Inneren des Halbraumes ergibt. Dabei ist eine Koordinatentransformation auf den Kreismittelpunkt (bzw. auf die Zylinderachse) durchzuführen. Weiters empfiehlt sich eine dimensionslose Darstellung, da sich elliptische Integrale ergeben, die numerisch weiterbehandelt werden müssen.

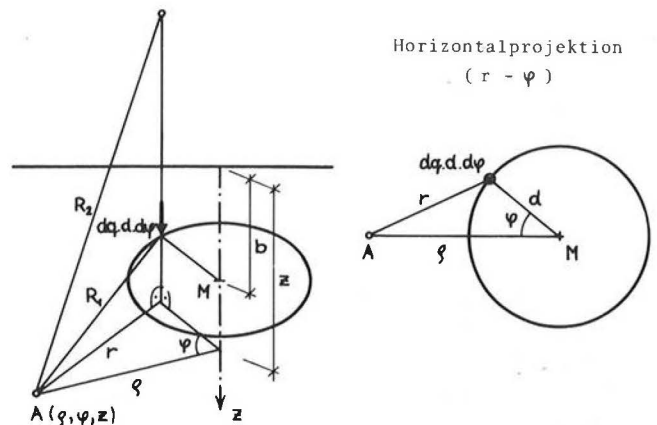


Abb. 9: Geometrie und Bezeichnungen für die Integration der Mindlin-Lösungen zur kreisförmigen Linienlast

Dabei gilt:

$$r^2 = d^2 + \rho^2 - 2\rho d \cos \varphi = d^2 (1 + \xi^2 - 2\xi \cos \varphi)$$

mit $\xi = \frac{\rho}{d}$ und d als Radius des Zylinders.

$$\text{Mit } \delta = \frac{z-a}{d}, \quad \epsilon = \frac{z-b}{d},$$

$$\bar{\delta} = \frac{z+a}{d}, \quad \bar{\epsilon} = \frac{z+b}{d}$$

ergibt sich für die Setzung zufolge des linienförmigen Sohldrucks:

$$w = \frac{q_s \rho}{8 \pi G (1-\mu)}$$

$$\left\{ (3-4\mu) \int_0^\pi \frac{d\varphi}{(1+\xi^2+\epsilon^2-2\xi \cos \varphi)^{\frac{1}{2}}} + [8(1-\mu)^2 - (3-4\mu)] \int_0^\pi \frac{d\varphi}{(1+\xi^2+\bar{\epsilon}^2-2\xi \cos \varphi)^{\frac{1}{2}}} + \epsilon^2 \int_0^\pi \frac{d\varphi}{(1+\xi^2+\epsilon^2-2\xi \cos \varphi)^{\frac{3}{2}}} + \left[(3-4\mu) \bar{\epsilon}^2 - \frac{2bz}{d^2} \right] \int_0^\pi \frac{d\varphi}{(1+\xi^2+\bar{\epsilon}^2-2\xi \cos \varphi)^{\frac{3}{2}}} + 6 \frac{bz}{d^2} \bar{\epsilon}^2 \int_0^\pi \frac{d\varphi}{(1+\xi^2+\bar{\epsilon}^2-2\xi \cos \varphi)^{\frac{5}{2}}} \right\} \quad (2)$$

Für die konstant angenommene Mantelreibung ist zunächst die Integration des Ausdruckes (1) in z-Richtung erforderlich.

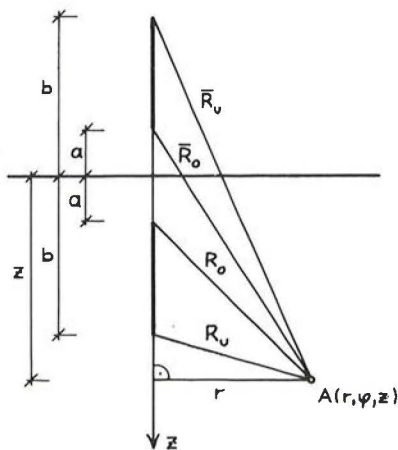


Abb. 10: Geometrie und Bezeichnungen für die z-Integration

Diese ergibt:

$$w = \frac{\rho}{16 \pi G (1-\mu)} \left\{ 4(1-\mu) \ln \frac{z-a+R_o}{z-b+R_u} + 8(1-\mu)^2 \ln \frac{z+b+\bar{R}_u}{z+a+\bar{R}_o} + \frac{z-b}{R_u} - \frac{z-a}{R_o} + (3-4\mu) \left(\frac{z+a}{\bar{R}_o} - \frac{z+b}{\bar{R}_u} \right) + 2z \left[\frac{a(z+a)}{\bar{R}_o^3} - \frac{b(z+b)}{\bar{R}_u^3} + \frac{1}{\bar{R}_o} - \frac{1}{\bar{R}_u} \right] \right\} \quad (3)$$

$$\text{mit } R_o^2 = r^2 + (z-a)^2, \quad \bar{R}_o^2 = r^2 + (z+a)^2, \\ R_u^2 = r^2 + (z-b)^2, \quad \bar{R}_u^2 = r^2 + (z+b)^2.$$

(3) ist entlang eines Kreises zu integrieren, um den Lastangriff in Form des Zylindermantels zu gewinnen. Nach durchgeführter Koordinatentransformation und Einführung dimensionsloser Koordinaten ergibt sich für die Setzung zufolge konstanter Mantelreibung:

$$w = \frac{\rho \cdot d}{8 \pi G (1-\mu)} \left\{ 4(1-\mu) \int_0^\pi \ln \frac{\delta + (1+\xi^2+\delta^2-2\xi \cos \varphi)^{\frac{1}{2}}}{\epsilon + (1+\xi^2+\epsilon^2-2\xi \cos \varphi)^{\frac{1}{2}}} d\varphi + 8(1-\mu)^2 \int_0^\pi \ln \frac{\bar{\epsilon} + (1+\xi^2+\bar{\epsilon}^2-2\xi \cos \varphi)^{\frac{1}{2}}}{\bar{\delta} + (1+\xi^2+\bar{\delta}^2-2\xi \cos \varphi)^{\frac{1}{2}}} d\varphi + \epsilon \int_0^\pi \frac{d\varphi}{(1+\xi^2+\epsilon^2-2\xi \cos \varphi)^{\frac{1}{2}}} - \delta \int_0^\pi \frac{d\varphi}{(1+\xi^2+\delta^2-2\xi \cos \varphi)^{\frac{1}{2}}} + (3-4\mu) \left[\bar{\delta} \int_0^\pi \frac{d\varphi}{(1+\xi^2+\bar{\delta}^2-2\xi \cos \varphi)^{\frac{1}{2}}} - \bar{\epsilon} \int_0^\pi \frac{d\varphi}{(1+\xi^2+\bar{\epsilon}^2-2\xi \cos \varphi)^{\frac{1}{2}}} \right] + \frac{2az}{d^2} \bar{\delta} \int_0^\pi \frac{d\varphi}{(1+\xi^2+\bar{\delta}^2-2\xi \cos \varphi)^{\frac{3}{2}}} - \frac{2bz}{d^2} \bar{\epsilon} \int_0^\pi \frac{d\varphi}{(1+\xi^2+\bar{\epsilon}^2-2\xi \cos \varphi)^{\frac{3}{2}}} + \dots \right\}$$

$$+ 2 \frac{z}{d} \left[\int_0^\pi \frac{d\varphi}{(1 + \xi^2 + \bar{\xi}^2 - 2\xi \cos \varphi)^{\frac{1}{2}}} - \int_0^\pi \frac{d\varphi}{(1 + \xi^2 + \bar{\epsilon}^2 - 2\xi \cos \varphi)^{\frac{1}{2}}} \right] \quad (4)$$

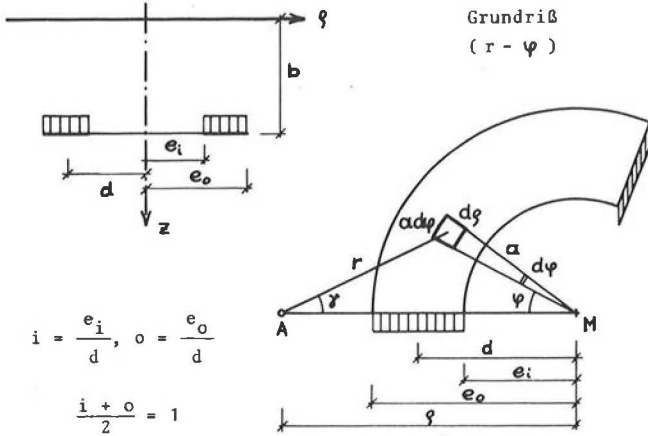


Abb. 11: Geometrie und Bezeichnungen für die Integration der Mindlin-Lösungen zum verteilten Sohldruck (Kreisring-Flächenlast)

Für die Setzung zufolge des Sohldrucks in Form einer gleichmäßig verteilten Kreisringflächenlast erhält man:

$$w = \int_0^{2\pi} \int_{\theta_i}^{\theta_o} \delta w_o da d\varphi = 2q'_s \int_0^\pi \int_{\theta_i}^{\theta_o} f_{w_o} a da d\varphi$$

$$w = \frac{d \cdot q'_s}{8\pi G(1-\mu)}$$

$$\int_0^\pi \left\{ (3-4\mu) \left[(o^2 - 2\xi o \cos \varphi + \xi^2 + \bar{\epsilon}^2)^{\frac{1}{2}} - \right. \right.$$

$$\left. - (i^2 - 2\xi i \cos \varphi + \xi^2 + \bar{\epsilon}^2)^{\frac{1}{2}} + \xi \cos \varphi \right.$$

$$\left. \ln \frac{o - \xi \cos \varphi + (o^2 - 2\xi o \cos \varphi + \xi^2 + \bar{\epsilon}^2)^{\frac{1}{2}}}{i - \xi \cos \varphi + (i^2 - 2\xi i \cos \varphi + \xi^2 + \bar{\epsilon}^2)^{\frac{1}{2}}} \right] +$$

$$+ [8(1-\mu)^2 - (3-4\mu)] \cdot$$

$$\left[(o^2 - 2\xi o \cos \varphi + \xi^2 + \bar{\epsilon}^2)^{\frac{1}{2}} - \right.$$

$$\left. - (i^2 - 2\xi i \cos \varphi + \xi^2 + \bar{\epsilon}^2)^{\frac{1}{2}} + \xi \cos \varphi \right.$$

$$\left. \ln \frac{o - \xi \cos \varphi + (o^2 - 2\xi o \cos \varphi + \xi^2 + \bar{\epsilon}^2)^{\frac{1}{2}}}{i - \xi \cos \varphi + (i^2 - 2\xi i \cos \varphi + \xi^2 + \bar{\epsilon}^2)^{\frac{1}{2}}} \right] +$$

$$\frac{\epsilon^2}{[\xi^2(1 - \cos^2 \varphi) + \bar{\epsilon}^2]} \left[\frac{-\xi i \cos \varphi + \xi^2 + \bar{\epsilon}^2}{(i^2 - 2\xi i \cos \varphi + \xi^2 + \bar{\epsilon}^2)^{\frac{1}{2}}} - \right.$$

$$\left. - \frac{-\xi o \cos \varphi + \xi^2 + \bar{\epsilon}^2}{(o^2 - 2\xi o \cos \varphi + \xi^2 + \bar{\epsilon}^2)^{\frac{1}{2}}} \right] +$$

$$+ \left[(3-4\mu)\bar{\epsilon}^2 - \frac{2bz}{d^2} \right] \cdot \frac{1}{[\xi^2(1 - \cos^2 \varphi) + \bar{\epsilon}^2]}$$

$$\left[\frac{\xi^2 - i\xi \cos \varphi + \bar{\epsilon}^2}{(i^2 - 2\xi i \cos \varphi + \xi^2 + \bar{\epsilon}^2)^{\frac{1}{2}}} - \right.$$

$$\left. - \frac{\xi^2 - \xi o \cos \varphi + \bar{\epsilon}^2}{(o^2 - 2\xi o \cos \varphi + \xi^2 + \bar{\epsilon}^2)^{\frac{1}{2}}} \right] - \frac{2bz}{d^2} \cdot \frac{\bar{\epsilon}^2}{\xi \cos \varphi}$$

$$\left[\frac{2(\xi \cos \varphi - o)(o^2 - 2\xi o \cos \varphi + \xi^2 + \bar{\epsilon}^2) +}{(o^2 - 2\xi o \cos \varphi + \xi^2 + \bar{\epsilon}^2)^{\frac{3}{2}}} \right.$$

$$\left. + o\xi^2 \cos^2 \varphi - \xi \cos \varphi (\xi^2 + \bar{\epsilon}^2) \right] \cdot \frac{1}{[\xi^2(1 - \cos^2 \varphi) + \bar{\epsilon}^2]}$$

$$\frac{2(\xi \cos \varphi - i)(i^2 - 2\xi i \cos \varphi + \xi^2 + \bar{\epsilon}^2) +}{(i^2 - 2\xi i \cos \varphi + \xi^2 + \bar{\epsilon}^2)^{\frac{3}{2}}} \cdot$$

$$\frac{+ i\xi^2 \cos^2 \varphi - \xi \cos \varphi (\xi^2 + \bar{\epsilon}^2)}{[\xi^2(1 - \cos^2 \varphi) + \bar{\epsilon}^2]} +$$

$$\frac{2(\xi^2 + \bar{\epsilon}^2)(o - \xi \cos \varphi)}{[\xi^2(1 - \cos^2 \varphi) + \bar{\epsilon}^2]^2 (o^2 - 2\xi o \cos \varphi + \xi^2 + \bar{\epsilon}^2)^{\frac{1}{2}}}$$

$$\left. \frac{2(\xi^2 + \bar{\epsilon}^2)(i - \xi \cos \varphi)}{[\xi^2(1 - \cos^2 \varphi) + \bar{\epsilon}^2]^2 (i^2 - 2\xi i \cos \varphi + \xi^2 + \bar{\epsilon}^2)^{\frac{1}{2}}} \right] d\varphi \quad (5)$$

Durch Integration der Boussinesq-Lösung erhält man den Ausdruck für die Setzung zufolge einer an der Halbraumoberfläche angreifenden, parabolisch verteilten Kreisflächenlast, die die Sohldruckverteilung unter der Rostplatte wiedergibt:

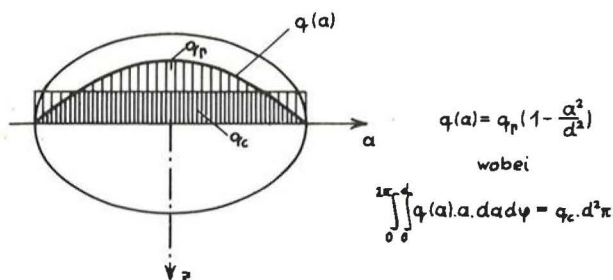


Abb. 12: Darstellung der Rostplatte durch parabolisch verteilte Kreisflächenlast, Beziehung konstante — parabolisch verteilte Kreisflächenlast

$$w = \frac{P(1+\mu)}{2\pi E} \cdot \left[2(1-\mu) \frac{1}{R} + \frac{z^2}{R^3} \right] \quad (6)$$

$$\text{Mit } R^2 = a^2 + \rho^2 - 2\rho a \cos \varphi + z^2 = a^2 (1 + \xi^2 - 2\xi \cos \varphi + \zeta^2),$$

$$\text{wobei } \zeta = \frac{z}{a} \text{ bzw. } \zeta = \frac{z}{d},$$

folgt durch Integration von (6) in r- und φ -Richtung:

$$w = \int_0^{2\pi} \int_0^d \delta w_o da d\varphi = 2q_p \int_0^\pi \int_0^d f_{w_o} \left(1 - \frac{a^2}{d^2}\right) a da d\varphi$$

$$w = \frac{q_p \cdot d}{2\pi G} \int_0^\pi \left\{ 2(1-\mu) \right.$$

$$\left[(1-2\xi \cos \varphi + \xi^2 + \zeta^2)^{\frac{1}{2}} - (\xi^2 + \zeta^2)^{\frac{1}{2}} + \xi \cos \varphi \right.$$

$$\left. \ln \frac{1-\xi \cos \varphi + (1-2\xi \cos \varphi + \xi^2 + \zeta^2)^{\frac{1}{2}}}{-\xi \cos \varphi + (\xi^2 + \zeta^2)^{\frac{1}{2}}} \right] +$$

$$+ \zeta^2 \frac{1}{\xi^2 (1 - \cos^2 \varphi) + \zeta^2} \cdot \left[(\xi^2 + \zeta^2)^{\frac{1}{2}} - \right.$$

$$\left. - \frac{-\xi \cos \varphi + \xi^2 + \zeta^2}{(1-2\xi \cos \varphi + \xi^2 + \zeta^2)^{\frac{1}{2}}} \right] - 2(1-\mu).$$

$$\cdot \left[\left(\frac{1}{3} + \frac{5}{6} \xi \cos \varphi + \frac{15}{6} \xi^2 \cos^2 \varphi - \frac{2}{3} (\xi^2 + \zeta^2) \right) \cdot \right.$$

$$\cdot (1-2\xi \cos \varphi + \xi^2 + \zeta^2)^{\frac{1}{2}} -$$

$$- \left(\frac{15}{6} \xi^2 \cos^2 \varphi - \frac{2}{3} (\xi^2 + \zeta^2) \right) (\xi^2 + \zeta^2)^{\frac{1}{2}} +$$

$$+ \left(\frac{5}{2} \xi^3 \cos^3 \varphi - \frac{3}{2} \xi \cos \varphi (\xi^2 + \zeta^2) \right)$$

$$\left. \cdot \ln \frac{1-\xi \cos \varphi + (1-2\xi \cos \varphi + \xi^2 + \zeta^2)^{\frac{1}{2}}}{-\xi \cos \varphi + (\xi^2 + \zeta^2)^{\frac{1}{2}}} \right] -$$

$$- \zeta^2 \left[3(\xi^2 + \zeta^2) - 6\xi \cos \varphi + 1 \right].$$

$$\cdot \frac{1}{(1-2\xi \cos \varphi + \xi^2 + \zeta^2)^{\frac{1}{2}}} - 3(\xi^2 + \zeta^2)^{\frac{1}{2}} + 3\xi \cos \varphi$$

$$\left. \ln \frac{1-\xi \cos \varphi + (1-2\xi \cos \varphi + \xi^2 + \zeta^2)^{\frac{1}{2}}}{-\xi \cos \varphi + (\xi^2 + \zeta^2)^{\frac{1}{2}}} \right] d\varphi$$

(7)

Die Setzungsausdrücke (2), (4), (5), (7) dienen dazu, die Setzungskompatibilitätsbedingungen zwischen Zylinderober- und -unterkante, bei Modell 3 und 4 zusätzlich noch zwischen Oberkante und Zylinderachse bei $z = 0$, aufzustellen. Diese Kompatibilitätsbedingungen liefern das Gleichungssystem für q_s und p (und q_p), bzw. M und S (und R). Als Beispiel sei der einfachste Fall „Modell 1 — linienförmiger Sohlendruck, keine Rostplatte“ wiedergegeben.

Durch Division durch q_s bzw. p werden die Setzungsausdrücke w zu Einflußwerten, und zwar zufolge Sohlendruck $f_s = \frac{w_s}{q_s}$ und zufolge Man-

telreibung $f_m = \frac{w_m}{p}$. Daraus ergibt sich die Setzungskompatibilitätsbedingung

$$q_s (f_{so} - f_{su}) + p (f_{mo} - f_{mu}) =$$

$$= q_s \cdot u \cdot \frac{l}{E_B A} + p \cdot u \cdot l \cdot \frac{l}{2E_B A}. \quad (8)$$

Die Indizes o und u bedeuten Zylinderober- und -unterkante. Die linke Seite von (8) ist die Setzungsdifferenz zwischen Ober- und Unter- kante, die rechte Seite die elastische Zusammen- drückung des Zylinders. Die zweite Gleichung erhält man aus der Bedingung, daß die Summe aus Mantelreibung M und Sohlendruck S gleich der Gesamtlast Ges sein muß:

$$q_s \cdot u + p \cdot u \cdot l = Ges \quad (9)$$

Aus (8) und (9) erhält man die Unbekannten q_s und p . Mit

$$S = q_s \cdot u \text{ und } M = p \cdot u \cdot l$$

lassen sich daraus die Anteile von Mantelreibung und Sohlendruck an der Gesamtlast ermitteln.

In (8) und (9) bedeuten:

$u \dots = 2d\pi \dots$ Zylinderumfang in Wandmitte

$l \dots = b - a \dots$ Länge des Zylinders

$A \dots$ Querschnittsfläche des Zylinders

$E_B \dots$ E-Modul des Zylindermaterials (Beton)

Der Sonderfall des starren Zylinders ist in (8) enthalten: Für $E_B \rightarrow \infty$ verschwindet die rechte Seite der Gleichung, und (8) reduziert sich zu

$$q_s (f_{so} - f_{su}) + p (f_{mo} - f_{mu}) = 0 \quad (8a)$$

Für alle anderen Modelle sind die Gleichungssysteme ähnlich, sie weichen vom angeführten nur geringfügig ab.

Ergebnisse

Die Kompatibilitätsbedingungen für die Setzung wurden für ein festes Verhältnis der Wandstärke zum Radius des Zylinders von 1:10 und verschiedene Verhältnisse der Länge zum Radius ausgewertet, wobei auch die elastischen Kennwerte variiert wurden. Die Ergebnisse sind in den Diagrammen der Abbildungen 13 und 14 dargestellt. In diesen sind für die Querdehnzahl

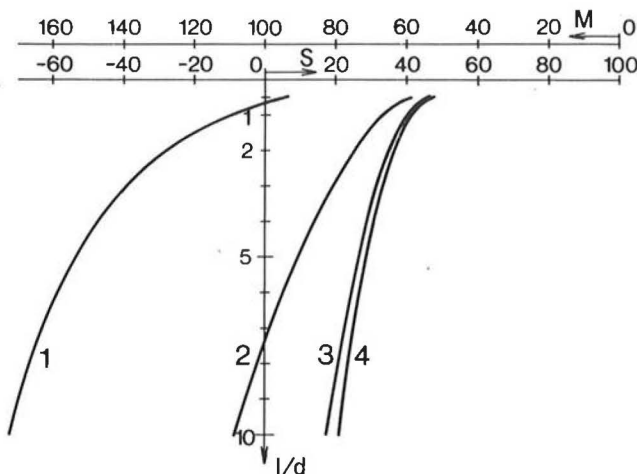


Abb. 13: Modell 1, $\mu = 0,3$:
Verteilung Mantelreibung — Sohldruck,
Setzungscompatibilität für $\xi = 1$ — Wand / d
(innere Wandoberfläche) erstellt
"1": $E_B : E = 10$, "2": $E_B : E = 10^2$,
"3": $E_B : E = 10^3$, "4": $E_B : E = 10^{10}$

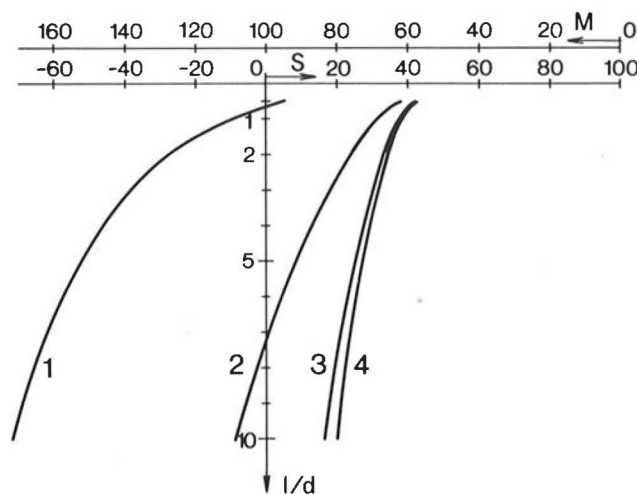


Abb. 14: Modell 2, $\mu = 0,3$:
Verteilung Mantelreibung — Sohldruck
"1": $E_B : E = 10$, "2": $E_B : E = 10^2$,
"3": $E_B : E = 10^3$, "4": $E_B : E = 10^{10}$

$\mu = 0,3$ und verschiedene Verhältnisse $E_B : E$ das Verhältnis der Länge zum Radius des Zylinders als Ordinate nach unten und die Anteile von Mantelreibung und Sohldruck — einander auf 100% ergänzend — als Abszisse aufgetragen.

Durch Vergleich wurde zunächst festgestellt, daß die Setzung in der Achse einer kreisringförmigen Aufstandsfläche ungefähr gleich der Setzung am Rande der Aufstandsfläche zufolge einer Linienlast in der Achse ist. Deshalb konnte auf die weitere Untersuchung der Modelle 2 und 4 mit Annahme einer kreisringförmigen Gleichlast in der Aufstandsfläche verzichtet werden, und es wurden nur die Modelle 1 und 3 mit Ansatz einer kreisförmigen Linienlast in der Achse der Aufstandsfläche weiterverfolgt. Dabei wurde die Setzung am inneren Rand der Aufstandsfläche ermittelt und diese als ihre maßgebliche Setzung angesehen.

Während eine Änderung der Querdehnzahl nur einen geringen Einfluß auf die Aufteilung der Last auf Mantelreibung und Sohldruck ausübt, ist das Ergebnis sehr wesentlich vom Verhältnis der Elastizitätsmoduln des Zylinders und des Halbraumes abhängig. Je weicher der Halbraum im Verhältnis zum Brunnen ist, desto mehr nimmt der Anteil des Sohldruckes zu — und umgekehrt. Dies geht soweit, daß für sehr steifen Halbraum mit einem Verhältnis $E_B : E \leq 10^2$ sogar Zugkräfte als Sohldruck erhalten werden. In solchen Fällen ist die Annahme einer konstanten, also von der Tiefe unabhängigen Mantelreibung nicht gerechtfertigt. Besonders deutlich wird dies im Grenzfall $E_B = E$, in welchem keine Diskontinuität der elastischen Eigenschaften zufolge eines steiferen Zylinders vorhanden ist. Die Reibungskräfte in der Zylinderwand müssen in diesem Falle gleich den Schubspannungen im elastisch isotropen Halbraum an diesen Stellen sein, welche keineswegs konstant sind, sondern mit der Tiefe stark abnehmen.

Hieraus ergibt sich, daß die der Berechnung zugrundeliegenden Annahmen nicht für sehr steifen, also felsartigen Untergrund zutreffend sind. Hingegen wird man bei Lockerböden mit Moduln bis etwa 10.000 N/cm^2 qualitativ richtige Ergebnisse erwarten können.

Die Aufteilung der Last auf Mantelreibung und Sohldruck hängt naturgemäß auch vom Verhältnis der Länge zum Radius des Brunnens ab, wie aus Abbildung 13 und 14 ersichtlich ist. Im Bereich praktisch vorkommender Verhältnisse zwischen 1 und 6 liegt der Anteil des Sohldruckes zwischen 40 und 20% der Gesamtlast. Er ist damit höher als beim Einzelpfahl, was aber zufolge der gegenseitigen Beeinflussung der einzelnen Wandelemente beim Brunnen zu erwarten war. Wird

jedoch die Tiefe des Brunnens so groß, daß seine Schlankheit mit der des Einzelpfahles vergleichbar wird, dann ergeben sich für Brunnen und Pfahl fast identische Anteile des Sohldruckes an der Gesamtlast [1, 13, 15].

um untere Grenzwerte handeln. Die Erklärung für den rechnerisch ermittelten, geringen Anteil liegt in der Form der Setzungsmulde. Es zeigt sich nämlich, daß sowohl zufolge Mantelreibung, als auch zufolge Sohldruck, jeweils für sich alleine betrachtet, der Innenbereich des Brunnens sehr stark mitgezogen wird. Der Grund dafür ist sicher in den Eigenschaften des elastisch isotropen Halbraumes zu sehen, wo ja Zugspannungen in unbegrenzter Höhe auftreten können und in den Ergebnissen der Berechnungen auch tatsächlich in beträchtlicher Höhe auftreten. Dieses Faktum könnte die mit den Modellen nicht erfassbare Silowirkung vielleicht sogar überkompensieren. Bei Modell 3 und 4 ist naturgemäß, besonders bei seichter Unterkante, der Einfluß der Querdehnzahl μ etwas größer als bei Modell 1 und 2, aber doch insgesamt relativ klein.

Von Interesse ist ferner der Anteil der an der Innenwand des Zylinders abgetragenen Reibungskräfte. Da in der Berechnung der Setzungen und Spannungen die in der Außen- und Innenwand wirkenden Reibungskräfte als gemeinsam in der Wandachse wirkend angesetzt wurden, ergibt sich der gesuchte Anteil nicht unmittelbar aus der Rechnung selbst, sondern muß gesondert ermittelt werden. Er wurde durch Integration der lotrechten Normalspannungen σ_z im Halbraum über die vom Zylinderfuß umschlossene Kreisfläche gefunden. Für die in der Praxis vorkommenden Schlankheiten des Brunnens von $l/d = 1$ bis 6 ergab sich der Anteil der Innenwandreibung mit 33 bis 10% der gesamten Mantelreibung. Da der Sohldruck bei gleichen Schlankheitsverhältnissen 40 bis 20% der Gesamtlast beträgt, entfallen 40 bis 72% der Gesamtlast auf die Außenwandreibung und 20 bis 8% auf die Innenwandreibung. Genähert ist die Innenwandreibung gleich der Hälfte des Sohldruckes.

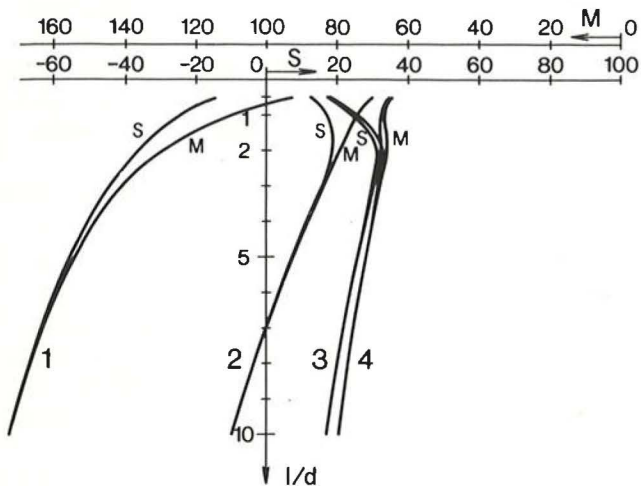


Abb. 15: Modell 3, $\mu = 0,3$: Aufteilung der Gesamtlast auf Mantelreibung, Sohldruck und Rostplatte (= Bereich zwischen den Kurven "S" und "M")
 "1": $E_B : E = 10$, "2": $E_B : E = 10^2$,
 "3": $E_B : E = 10^3$, "4": $E_B : E = 10^{10}$

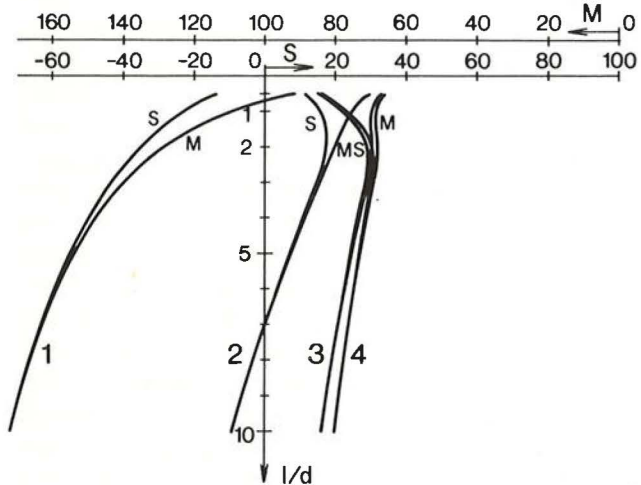


Abb. 16: Modell 4, $\mu = 0,3$: Aufteilung der Gesamtlast auf Mantelreibung, Sohldruck und Rostplatte (= Bereich zwischen den Kurven "S" und "M")
 "1": $E_B : E = 10$, "2": $E_B : E = 10^2$,
 "3": $E_B : E = 10^3$, "4": $E_B : E = 10^{10}$

Bei den Modellen mit Rostplatte (Modell 3 und 4) ergibt sich nur ein sehr geringer Anteil der Gesamtlast, der über die Rostplatte abgetragen wird. Nur bei ganz seicht liegender Unterkante tritt ein nennenswerter Anteil für R auf, nämlich etwa 20%. Zieht man praktische Bedingungen in Betracht, so dürfte es sich bei diesen Werten für R

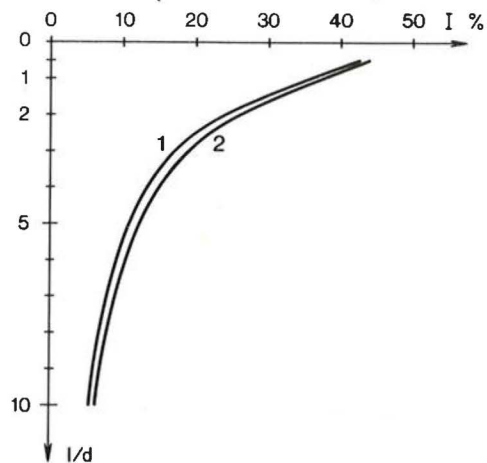


Abb. 17: Anteil der auf der inneren Mantelfläche abgetragenen Mantelreibungskräfte in % von "M"
 "1": $\mu = 0,3$; "2": $\mu = 0,5$

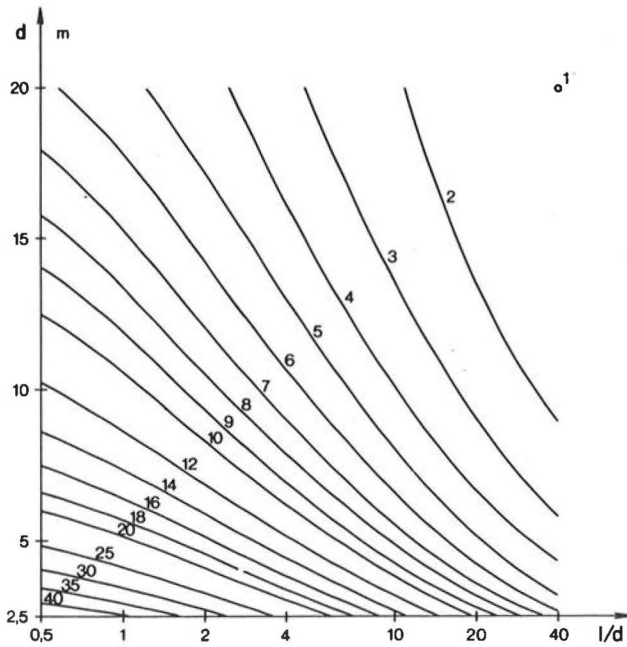


Abb. 18: Linien gleicher Setzung in 10^{-7} mm, in Abhängigkeit vom Brunnenradius d und der Schlankheit l/d .
Modell 1, $E_B = 3 \cdot 10^6$ N/cm², $E = 3000$ N/cm²,
Gesamtlast 1 N, $\mu = 0,3$.

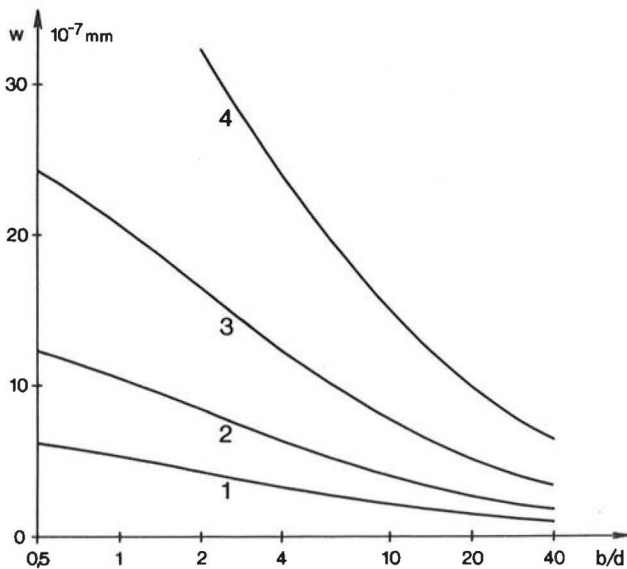


Abb. 19: Setzung w in Abhängigkeit von der Schlankheit l/d bei jeweils konstantem Radius d . Modell 1,
 $E_B = 3 \cdot 10^6$ N/cm², $E = 3000$ N/cm², Gesamtlast 1 N,
 $\mu = 0,3$.
"1": $d = 20$ m, "2": $d = 10$ m, "3": $d = 5$ m, "4": $d = 2,5$ m

Nachdem das grundsätzliche Tragverhalten eines Brunnens geklärt war, sollte eine konkrete Aussage über das Setzungsverhalten gemacht werden, was für die Baupraxis von großer Bedeutung ist. Zu diesem Zweck wurden die Setzungen der Oberkanten von Zylindern verschiedener Durchmesser und Längen mit Hilfe

des Modells 1 ermittelt. Den Ergebnissen laut Abbildung 18 und 19 liegen folgende Kennwerte und Annahmen zugrunde: $E_B = 3 \cdot 10^6$ N/cm², $E = 3000$ N/cm², also $E_B : E = 10^3$, $\mu = 0,3$, Wandstärke = 50 cm, Gesamtlast 1 N. Wirkt auf den Brunnen eine Gesamtlast von z. B. 10 MN, so ergeben sich Setzungen in der Größenordnung von Zentimetern. Aus den Diagrammen lassen sich für konstante Gesamtlast bei Variation der Länge des Brunnens bei konstantem Radius, und umgekehrt, folgende Gesetzmäßigkeiten herauslesen:

Eine Verdoppelung des Radius bei konstanter Länge des Zylinders bewirkt mit sehr guter Näherung eine Reduzierung der Setzung auf die Hälfte.

Eine Verdoppelung der Tiefe bei konstantem Radius bewirkt eine Verminderung der Setzung um einen Faktor, der jedoch in Abhängigkeit von der Schlankheit des Brunnens im Bereich zwischen $1/1,20$ und $1/1,50$ variiert.

Schlußbemerkung

In der vorliegenden Arbeit konnte das Tragverhalten von kreiszylindrischen Brunnen auf der Basis des elastisch isotropen Halbraums theoretisch geklärt werden. Die dafür entwickelten EDV-Programme ermöglichen es, in jedem beliebigen Punkt des Halbraums sämtliche Spannungs- und Verformungsgrößen zu berechnen und daraus Gesetzmäßigkeiten bei der Variation von einzelnen Parametern festzustellen, wie es hier am Beispiel der Setzung der Oberkante als für die Praxis maßgebendste Größe gezeigt wurde. Die gute Übereinstimmung mit Meßergebnissen von ausgeführten Gründungen ermutigen, die Untersuchungen auf konzentrische Gruppen von Brunnen auszudehnen. Darüber hinaus stehen Modellversuche, die die theoretisch gewonnenen Ergebnisse verifizieren sollen, kurz vor dem Abschluß.

Literaturverzeichnis

- [1] BOROWICKA, H.: Über die zulässige Belastung von Großbohrpfählen. Mitt. d. Inst. f. Grundbau u. Bodenmechanik, TU Wien, H. 14, 1976.
- [2] BOROWICKA, H.: Über die Struktur der Böden. Mitt. d. Inst. f. Grundbau u. Bodenmechanik, TU Wien, H. 15, 1978.

- [3] BRONSTEIN, I. N., SEMENDJAJEW, K. A.: Taschenbuch der Mathematik. Teubner, Leipzig, 1974.
- [4] BUTTERFIELD, R., BANERJEE, P. K.: The Elastic Analysis of Compressible Piles and Pile Groups. *Geotechnique* 21, No. 2, 1971.
- [5] BUTTERFIELD, R., BANERJEE, P. K.: The Problem of Pile Group — Pile Cap Interaction. *Geotechnique* 21, No. 2, 1971.
- [6] DE BEER, E.: Soil — Structure Interaction for a Tunnel partly founded on Slurry Walls. Proc. VI. ECSMFE, Wien, Vol. 1.1, II/2, 1976.
- [7] FEDA, J.: Skin Friction of Piles. Proc. VI. ECSMFE, Wien, Vol. 1.2, III/1—17, 1976.
- [8] FRÖHLICH, O. K.: Druckverteilung im Baugrunde. Springer, Wien, 1936.
- [9] JORDAN-ENGELN, G., REUTTER, F.: Numerische Mathematik für Ingenieure. B. I. Hochschultaschenbücher, Bd. 104, 1973.
- [10] KLOS, J., TEJCHMAN, A.: Analysis of Behaviour of Tubular Piles in Subsoil. Proc. IX. ICSMFE, Tokyo, Vol. 1, 2/49, 1977.
- [11] MINDLIN, R. D.: Force at a Point in the Interior of a Semi Infinite Solid. *Physics*, Vol. 7, 1936.
- [12] POULOS, H. G.: Analysis of the Settlement of Pile Groups. *Geotechnique* 18, 1968.
- [13] POULOS, H. G., DAVIS, E. H.: The Settlement Behaviour of Single Axially Loaded Piles and Piers. *Geotechnique* 18, 1968.
- [14] POULOS, H. G., MATTES, N. S.: The Behaviour of Axially Loaded End-Bearing Piles. *Geotechnique* 19, No. 2, 1969.
- [15] POULOS, H. G., MATTES, N. S.: Settlement of Single Compressible Piles. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, Proc. of the American Society of Civil Engineers* 6356, SM1, 1969.
- [16] POULOS, H. G., DAVIS, E. H.: Elastic Solutions for Soil and Rock Mechanics. John Wiley & Sons, Inc., New York, Sydney, London, Toronto, 1974.
- [17] VESIĆ, A. S.: Design of Pile Foundations. National Cooperative Highway Research Program, Synthesis of Highway Practice Vol. 42, Transportation Research Board, Washington D. C., 1977.
- [18] WALZ, B.: Erddruckspannungen auf zylindrische Baukörper im Vergleich mit Messungen am Modell. Proc. VI ECSMFE, Wien, Vol. 1.2, III/2—10, 1976.

Horizontalverschiebungsmessungen an Schlitzwänden im Wiener U-Bahnbau

von Lothar Martak

1. Problemstellung

Der innerstädtische Tiefbau macht die Ausführung von tiefen Baugruben mit freistehenden oder mehrfach ausgesteiften Stützwänden immer häufiger erforderlich. Bedingt durch die engen Platzverhältnisse gewinnt die Rücksichtnahme auf die umliegende Bebauung und die benachbarten Einbauten große Bedeutung. Die grundbautechnische Überwachung solcher Baugruben muß daher zwangsläufig auf das Formänderungsverhalten von Baugrund und Bauwerk eingehen. War bisher bei den Stahlspundwänden und Bohlträgerverbauten für die erdstatische Berechnung die Ermittlung der Schnittgrößen im Bruchzustand bekanntermaßen ausreichend, so macht sich bei der Verwendung von Schlitzwänden durch die Verteilung der Bewehrung das Bedürfnis nach einer Berechnung des zulässigen Verformungszustandes bemerkbar. Unter diesem Gesichtspunkt gewinnt das alte Problem der wirtschaftlichen Ausnutzung der Baugrubenwand wieder neue Aktualität. Es wird notwendig, Vorverformungen der Wand, Fußverschiebungen und Verdrehungen in die Berechnung einfließen zu lassen und ein Rechenverfahren zu suchen, das den bisherigen Standsicherheitsnachweis ablöst und eine sinnvolle Bemessung der Wand ermöglicht. Ein solches Verfahren soll zeitsparend sein und daher möglichst EDV-mäßig abgewickelt werden können, gut übersichtlich und leicht prüfbar sein und eine weitgehende Anpassung an die Randbedingungen des Baugrundes und der Bauwerksgeometrie gestatten.

2. Bestehende Berechnungsverfahren, Vor- und Nachteile

Bei der Berechnung von Baugrubenwänden nach dem auf der klassischen Erddrucktheorie aufbauenden Grenzwertverfahren werden die bekannten Annahmen gemäß der Bruchtheorie und der hydrostatischen Verteilung des Erdwiderstandes getroffen, die sich mit den Erfahrungen während des Bauablaufes nicht in Einklang bringen lassen und den Anschauungen wider-

sprechen. Die übliche Absicherung gegen den Bruchzustand mit einem Faktor >1 ist unklar, da dieser Faktor ein Agglomerat aus den Sicherheiten verschiedenster bodenphysikalischer Kennwerte darstellt, ohne die Grenze gegen Erreichen des Bruches beim Einzelkennwert zu definieren. Trotzdem hat das von BLUM [1] entwickelte und von LACKNER [2] erweiterte graphische, sogenannte Biegelinienverfahren große Vorteile. Es ist sehr übersichtlich und gestattet die Berücksichtigung der verschiedensten grundbautechnischen Randbedingungen, was es allerdings auch zeitaufwendig macht. Das Bettungszahl- und das Steifezahlverfahren versuchen die Formänderungsbedingungen des Baugrundes wirklichkeitsgetreu zu erfassen. Während im Bettungszahlverfahren der Boden als ein System unabhängig zusammendrückbarer Federn aufgefaßt wird, was die EDV-mäßige Berechnung sehr einfach gestalten läßt, geht das Steifezahlverfahren vom elastisch isotropen Halbraum aus [3]. Da aber beim Steifezahlverfahren an den Schichtgrenzen Spannungsspitzen auftreten, die ausgeglichen werden müssen, bietet es gegenüber dem, die bodenmechanischen Stoffgesetze stark simplifizierenden, aber in der Erfüllung der statischen Randbedingungen sehr flexiblen Bettungszahlverfahren keine Vorteile [4]. Allerdings bringt die Ermittlung der Bettungszahlen Schwierigkeiten mit sich, da sie nicht nur von der Bodenart allein, sondern von der Form des belasteten Bauteiles, der Belastungsintensität und bei zyklischen Belastungen auch von der Anzahl der Lastwechsel abhängen. Übertragen auf die Baugrubenwände muß zwischen weichen und steifen Baugliedern unterschieden werden, die ganz unterschiedliche horizontale Bettungsverteilungen hervorrufen [5]. Aus der Differentialgleichung der Bettungszahltheorie folgt für die, durch die Bettungszahl repräsentierte Bodeneigenschaft, verhältnismäßig wenig Auswirkung auf die Schnittgrößen, aber starke Auswirkung auf die Verformung [6].

Sollen die horizontalen Bettungszahlen bei Baugrubenwänden bestimmt werden, ist es erforderlich, die Wandverschiebungen zu untersuchen.

3. Messung der Biegelinien in Schlitzwänden

3.1 Motivation

Bedingt durch die große Anzahl von Schlitzwänden als Baugrubensicherung und als definitive Baugrubenwände im Wiener U-Bahnbau, für deren Bemessung die Annahmen der Erddruckgrößen von Baulos zu Baulos immer wieder kritisch zu überdenken sind, entschloß sich die Magistratsabteilung 29, Unterabteilung Grundbau, an ausgesuchten Elementen Horizontalverformungsmessungen durchzuführen. Anlaß war die Verwendung des Bettungszahlverfahrens im Sondervorschlag einer Firmengruppe zum Baulos Praterstern, die das Bauwerk auch ausführte, wobei über die Größe der Bettungszahlen in den örtlichen Bodenverhältnissen keine Erfahrungen vorlagen. Zur eindeutigen Rückrechnung des Verlaufes und der Größe der Bettungszahl ist neben der Messung der Wandverschiebungen auch noch die Feststellung des horizontalen Erddruckes auf die Baugrubenwand notwendig. Allerdings erschien die Bestimmung des Erddruckes mit Druckmeßzellen aus einer Schlitzwand heraus nicht nur wegen der Gefahr der Betonumhüllung beim Schüttvorgang, sondern auch wegen der richtigen Wahl der Steifigkeit und Größe der Meßdosens problematisch. Für grobkörnigen sandigen Kies und für feinsandigen weichen bis steifen Schluff wird demnach die Verwendung von prinzipiell unterschiedlichen Meßzellen erforderlich [7]. Da jeder Boden druckphasenabhängig ist und die verschiedenen Aushubabschnitte für Teile der Schlitzwand wechselnde Erddruckbelastungen und -entlastungen bedingen, wird die Aussage schwierig, was überhaupt gemessen werden kann. So wurde von der direkten Erddruckmessung Abstand genommen.

Technisch einwandfrei lassen sich hingegen horizontale Wandverformungsmessungen vor und während aller Bauphasen durchführen. Dazu bieten sich die Inklinometersysteme an, die lediglich ein vertikales Meßrohr in der zu untersuchenden Wand benötigen, welches im Bewehrungskorb des Schlitzwandelementes oder in gesonderten Fertigteilen eingebaut und bei der Schlitzwandherstellung mit einbetoniert wird. Die Bewegungen dieses Meßrohres werden als repräsentativ für die Bewegung der Baugrubenwand angenommen.

Die Testelemente der Schlitzwand müssen daher örtlich so ausgesucht werden, daß eine Verfälschung der Wandverformungen durch räum-

liches Tragverhalten aus der Bauwerksgeometrie heraus von untergeordneter Bedeutung bleibt.

3.2 Inklinometermessungen

Das Anwendungsgebiet der Inklinometer reicht von den Bewegungsmessungen an Erddämmen, Baugrubensicherungen, Pfahlauslenkungen bis zu Kriechbewegungen an Rutschhängen oder Felswänden. Das Prinzip besteht bei den Geräten, die es käuflich zu erwerben gibt, aus einem elektrischen oder mechanischen Pendelteil, der in einer wasserdichten Hülse untergebracht ist. Das torpedoähnliche Schutzrohr wird in die profilierten Meßrohre (Sickenrohre oder quadratische Profilrohre, siehe Abb. 1), abgelassen. In beliebigen Tiefenlagen des Meßrohres werden die Ausschläge des Pendels analog oder digital registriert. Manche Geräteausführungen sind für stationären Betrieb in einer bestimmten Tiefenlage eingebaut und melden die Pendelreaktionen kontinuierlich zur Oberfläche (z. B. Inklinometerketten von INTERFELS). Meist ist es üblich, das Gerät im Bohrloch auf und ab zu führen und mit ein und demselben Meßgerät eine Vielzahl von

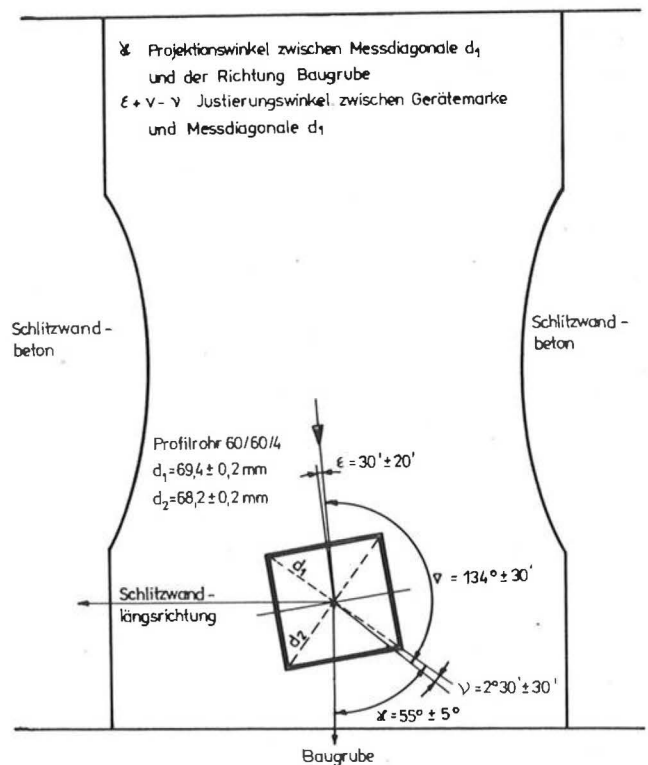
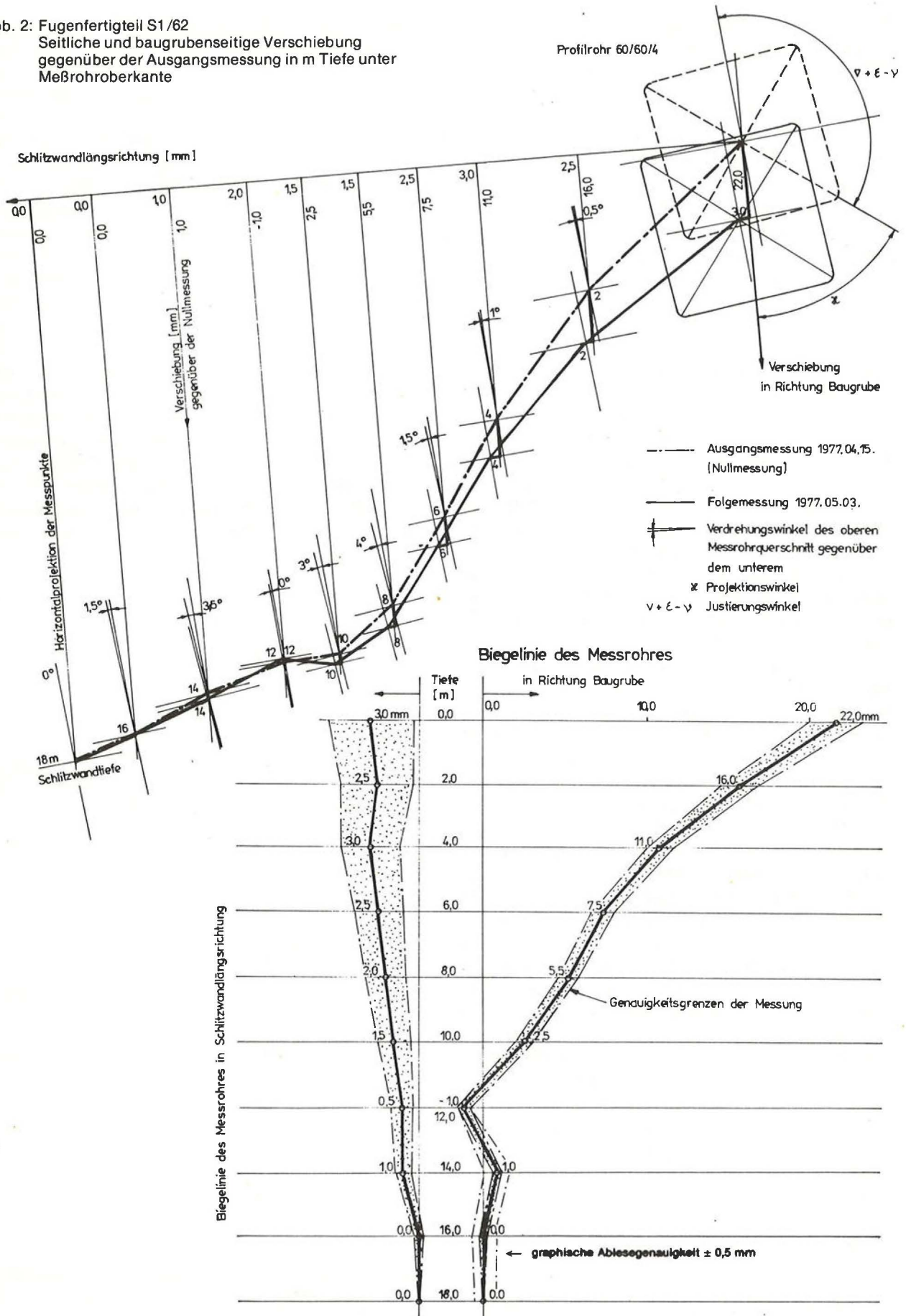


Abb. 1: Fugenfertigteile S1/62 in der Schlitzwand, Baulos Praterstern der U-Bahnlinie U1

Abb. 2: Fugenfertigteile S1/62
 Seitliche und baugrubenseitige Verschiebung
 gegenüber der Ausgangsmessung in m Tiefe unter
 Meßrohroberkante



macht sich dieser Fehler unterschiedlich stark bemerkbar. Die Biegelinien der Abbildungen 4 rechts, 5 und 6 weisen geringere mittlere Fehler auf, da der Fixpunkt in der theoretischen Auflagermitte der Plattenbalkendecke gewählt werden konnte.

3.4 Diskussion der Biegelinien

Im Baulos Praterstern der Wiener U-Bahn wurden im Bauteil C in gegenüberliegenden Schlitzwänden insgesamt sechs Meßrohre in den Fugenfertigteilen eingebaut und mit diesen in den Schlitzwandelementen versetzt (siehe Abb. 1). Während der Bauarbeiten wurden vier Meßrohre zerstört oder unzugänglich, von den verbliebenen Meßrohren sind die Biegelinien desjenigen vor dem Haus Praterstraße, Ecke Heinestraße, in den Abbildungen 4 bis 6 wiedergegeben. Konvergenzmessungen innerhalb der Baugrube ergänzten die Inklinometermessungen.

In diesem Baubereich sind folgende Bau- und Aushubphasen aufgetreten:

Voraushub: Aushub von +4,20 m Wr. Null (Geländeoberkante) auf ca. +0,50 m. Entfernung der Schlitzwandleitwände. In diesem Zustand konnte die erste brauchbare Nullmessung durchgeführt werden.

Phase 1: Aushub zwischen den Schlitzwänden bis auf ca. -1,90 m Wr. Null und Einbau der U-Bahndecke (Abb. 4, links).

Phase 2: Aushub auf -6,20 m und Einbau eines provisorischen Stahlaussteifungshorizontes (Abb. 4, rechts).

Phase 3: Aushub auf -9,50 m und Einbau der Bauwerkssohle (Abb. 5).

Phase 4: Rückbau des provisorischen Stahlhorizontes mit gleichzeitiger Lastaufnahme durch die Bauwerkssohle (Abb. 6, links).

Nach dieser Kurzzusammenfassung werden nun die Biegelinien der Bauzustände eingehend beschrieben.

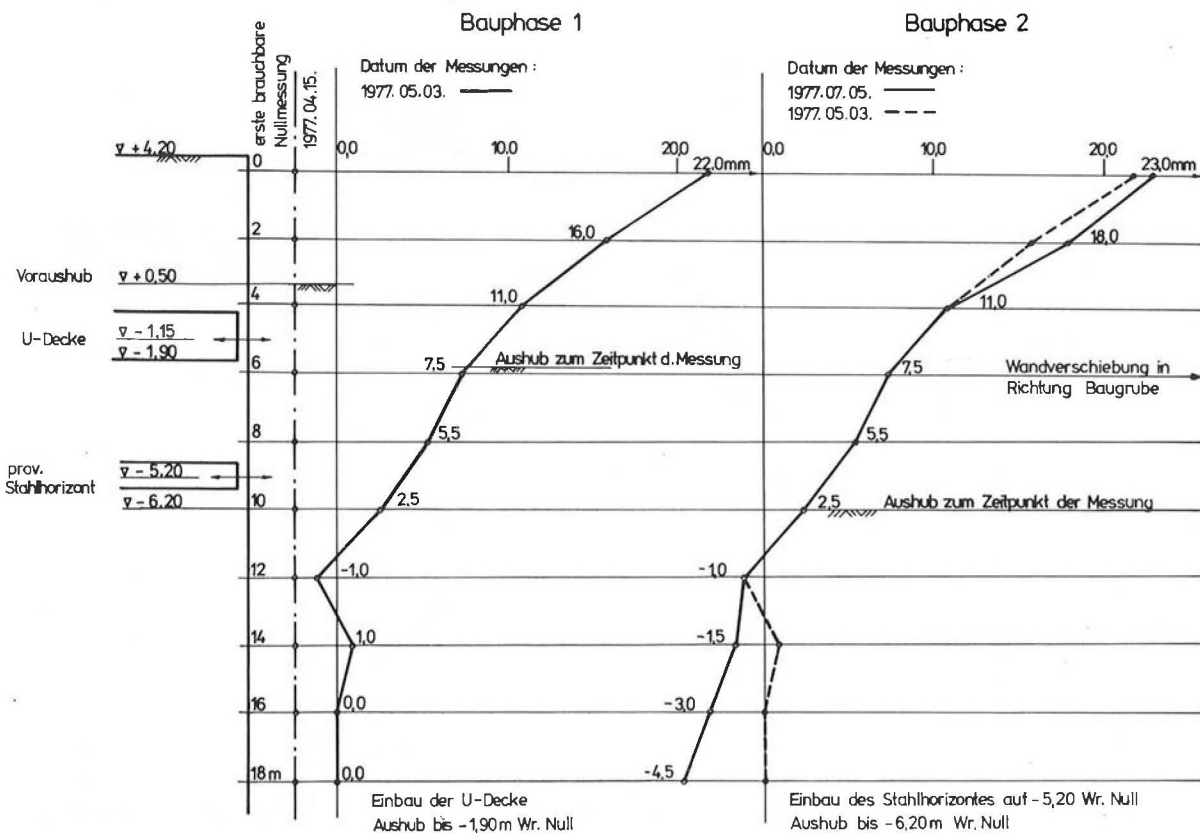


Abb. 4: Biegelinien der Schlitzwand, Bereich C8, Baulos IV, Praterstern, U-Bahnlinie U1,

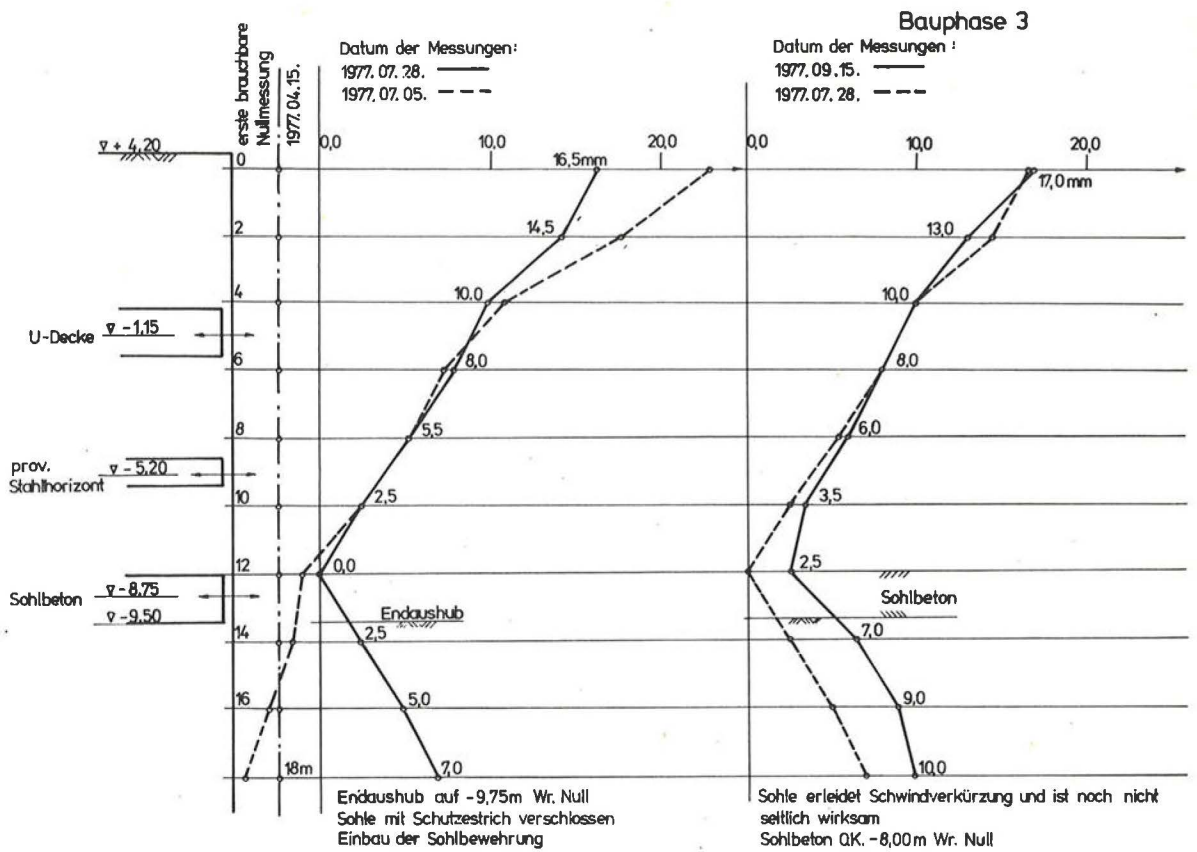


Abb. 5: Biegelinien der Schlitzwand, Bereich C8, Baulos IV, Praterstern, U-Bahnlinie U 1,

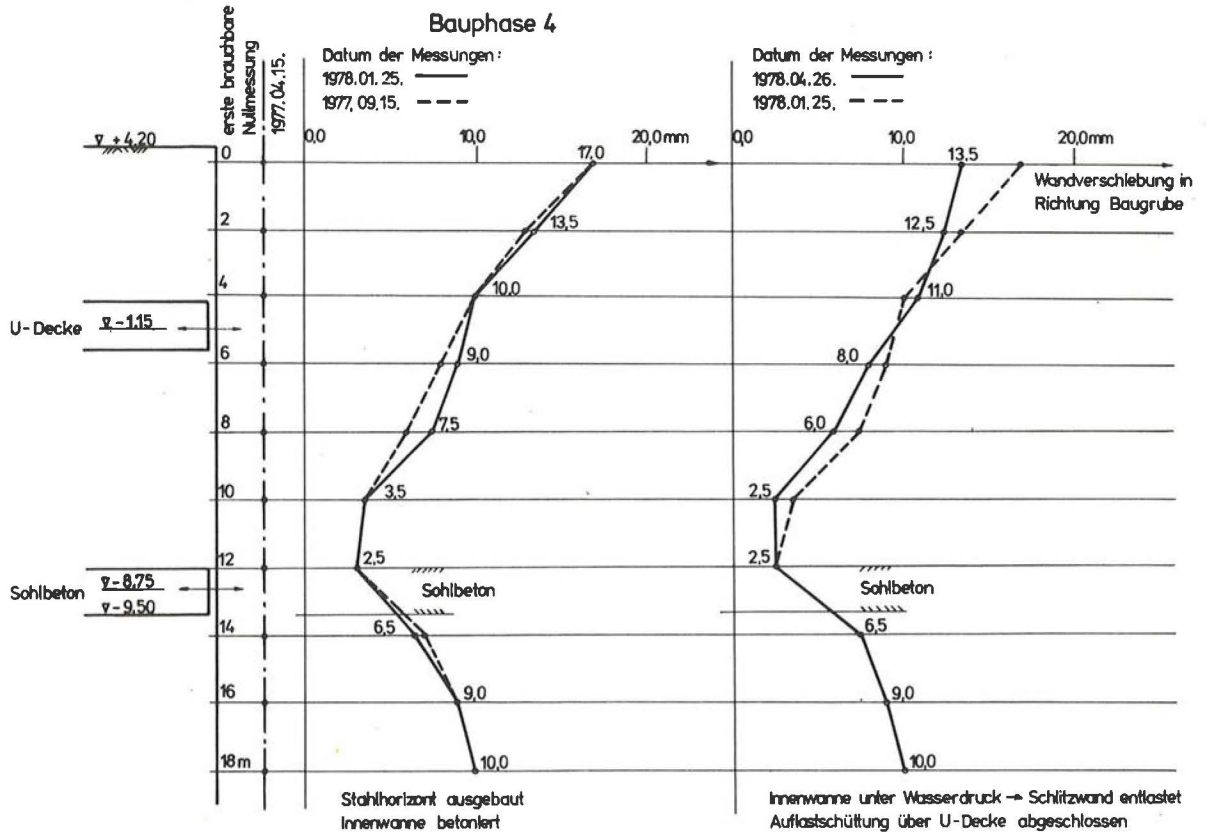


Abb. 6: Biegelinien der Schlitzwand, Bereich C8, Baulos IV, Praterstern, U-Bahnlinie U 1,

Voraushub

Auf allen Abbildungen der Biegelinien ist das Niveau des Voraushubes eingezeichnet, das den Zustand der Nullmessung markiert. Die vorangegangenen Messungen von Geländeoberkante erwiesen sich infolge schlechter Gleitbügel als unbrauchbar. Durch diese verspätete Nullmessung ging ein Teil der Schlitzwandverformung für die Inklinometermessung verloren. Die Größe dieser Vorverformung konnte aber in Höhe der Wandkrone mit rund 10 mm durch die Konvergenzmessung festgehalten werden.

Bauphase 1

Der zweite Aushubschnitt erfolgte bis zur Tiefe — 1,90 m Wr. Null, bei dem auch die U-Bahndecke mit ihren 1,0 m hohen und sehr steifen Deckenbalken eingebaut wurde. Die gemessene Biegelinie in Abbildung 4, links, entspricht den Vorstellungen einer voll eingespannten Wand.

Bauphase 2

Beim Aushubschnitt auf das Niveau — 6,20 m Wr. Null (Abb. 4, rechts), wurde der provisorische Stahlhorizont eingebaut und die Wasserhaltung in den tiefliegenden tertiären Feinsandhorizonten eingeschaltet. Das Grundwasser in den quartären Bodenschichten außerhalb der Schlitzwände wurde nicht beeinflusst (vergleiche Bodenprofil 362/1, Abb. 7). Die gemessene Biegelinie wies neben einer geringfügigen Vergrößerung der Durchbiegung über der Stahlbetondecke eine Verschiebung des Schlitzwandfußes in Richtung Boden auf. Inwieweit diese Verformung als Drehung der Wand um die U-Decke gedeutet werden darf, kann die Nachrechnung erweisen (Abschnitt 4).

Bauphase 3

Bei der Biegelinie von Abbildung 5, links, ist bereits der Endaushub erreicht. Die Wandverformungen oberhalb der U-Decke sind deutlich rückläufig, der Schlitzwandfuß hat sich sehr stark in Richtung Baugrube bewegt. Auffallend ist der starke Knick der Biegelinie in 12 Meter Tiefe. In Abbildung 5, rechts, ist die Sohle zwar schon betoniert, der provisorische Stahlhorizont aber noch nicht ausgebaut. Die Biegelinie der Wand hat sich im Fußbereich weiter in Richtung Baugrube bewegt und nimmt im Wandteil unter der Aushubsohle eine leicht konvexe Form an. Im Bereich der U-Decke bleibt die seitliche Verschiebung konstant,

die wiederholten Konvergenzmessungen auf der U-Decke belegen dies. Der späteren Nachrechnung bleibt es vorbehalten, die Biegelinie mit einer elastischen Lagerung des Schlitzwandfußes im bindigen Boden zu erklären. Gleichzeitig wird erkennbar, daß der provisorische Stahlhorizont, der gegenüber der U-Decke relativ weich ist, nur einen Teil seiner ihm rechnerisch zugewiesenen Normalkraft tatsächlich erhalten hat.

Bauphase 4

Abbildung 6, links, gibt die Biegelinie nach Ausbau des provisorischen Stahlhorizontes wieder. Die Sohle stützt nun voll die Wand ab; die Durchbiegung der Wand zwischen U-Decke und Sohle wird etwas größer. Der Schlitzwandfuß bewegt sich nicht mehr.

Schließlich ist in Abbildung 6, rechts, die Biegelinie nach dem Einbau der Innenschale und Abschaltung der Grundwasserentspannung in den tertiären Feinsanden wiedergegeben. Das U-Bahnbauwerk ist fertig, oberhalb der U-Decke ist die Kiesauffüllung mit Verdichtung eingebracht. Dieser Bauzustand ist für die Bemessung der Schlitzwand nicht mehr maßgebend. Interessant und verständlich ist, daß sich die Wand in Richtung Boden zurückbewegt. Die Innenschale übernimmt den gesamten Wasserdruck. Der Wasserdruck im Bereich der quartären Bodenschichten beansprucht nicht mehr die Schlitzwand. Aus der Biegelinie könnte auf eine leichte Entlastung der Schlitzwand geschlossen werden. Die Verschiebung des Wandfußes bleibt stabil.

Die Kommentare zu den gemessenen Biegelinien stellen mögliche Erklärungen der Formänderungen dar, die durch den Bauablauf belegbar sind. Anspruch auf absolute Richtigkeit können sie aber nicht erheben, da die Wahl des jeweiligen unverschieblichen Festpunktes, auf den die Biegelinien bezogen werden, nicht uneingeschränkt richtig sein muß. Vermarkungen der Schlitzwandkrone zur benachbarten Bebauung sind problematisch, da diese horizontale Entspannungstendenzen in Richtung Baugrube in einer Größenordnung und einer Reichweite mitmacht, die meßtechnisch, bezogen auf die Genauigkeit der Biegelinie nur grob zu erfassen ist. Ab der Bauphase 2 wurde die U-Bahndecke als quasi unverschieblich angenommen, ihre Spannweite hat sich nur im Zehntelmillimeterbereich verändert. Ihre absolute Unverschieblichkeit in horizontaler Richtung kann nur angenommen werden. Sollte sich die gesamte Baugrube schief gestellt haben, was bei einem gleichmäßigen Aushub eher unwahrscheinlich ist, so müßten die Biegelinien korrigiert werden.

4. Nachrechnung der Biegelinien und Schlußfolgerungen

Basierend auf den gegebenen Untergrundverhältnissen aus der Bohrung 362/1 (Abb. 7), die beim Baugrubenaushub in ihrer Schichtfolge und Grundwasserangabe bestätigt werden konnten, wurden die Bauphasen 1 bis 4 nach dem BLUMSchen Verfahren und in der Erweiterung nach LACKNER durchgerechnet. Da die erste brauchbare Inklinometermessung als Nullmessung erst bei Teilaushub erfolgte, wurden die gerechneten Biegelinien um den Anteil der Vorverformung bis zu diesem Zeitpunkt korrigiert. Die Form der Biegelinie zum Zeitpunkt der Nullmessung darf ähnlich monoton gekrümmt angenommen werden, wie in Phase 1 (vollkommen eingespannte Wand). Die Stützenverschiebungen in den Aussteifungshorizonten wurden jeweils aus den gemessenen Biegelinien übernommen und bei der Wahl der Schlußlinie der Momentfläche berücksichtigt. Als Belastung wurde die COULOMBSche Erddruckverteilung mit

dem aktiven Erddruck zugrunde gelegt, wobei sich in den Bauphasen 2 bis 4, zur Anpassung an die gemessene Biegelinie, eine Verstärkung des Erddruckes oberhalb der U-Decke bis auf den fünffachen aktiven Erddruck als erforderlich erwies. Derlei Ansätze können durch die Wandbewegung gerechtfertigt werden, wie BRINCH HANSEN [8] mit kinematisch verträglichen Wandverdrehungen nachzuweisen versuchte. Die Hausbelastung wurde nach dem Vorschlag von WEISSENBACH [9] eingeführt.

Die Verteilung der Schnittkräfte aus dieser adaptierten Nachrechnung ist in Abbildung 8 zusammengefaßt und zeigt in überraschendem Maße die stellenweise rechnerische Unterbemessung der Schlitzwand. Dies trifft besonders für die Auflager der Stützhorizonte zu. Die Wand war gleichfalls auf den aktiven Erddruck gerechnet, mit rechtecksförmiger Umlagerung ab der Bauphase 2 (Einbau der U-Bahndecke), jedoch ohne Vorverformung und ohne nachgiebige Stützung. Der Einfluß der Vorverformung auf die Verteilung der Schnittgrößen wird

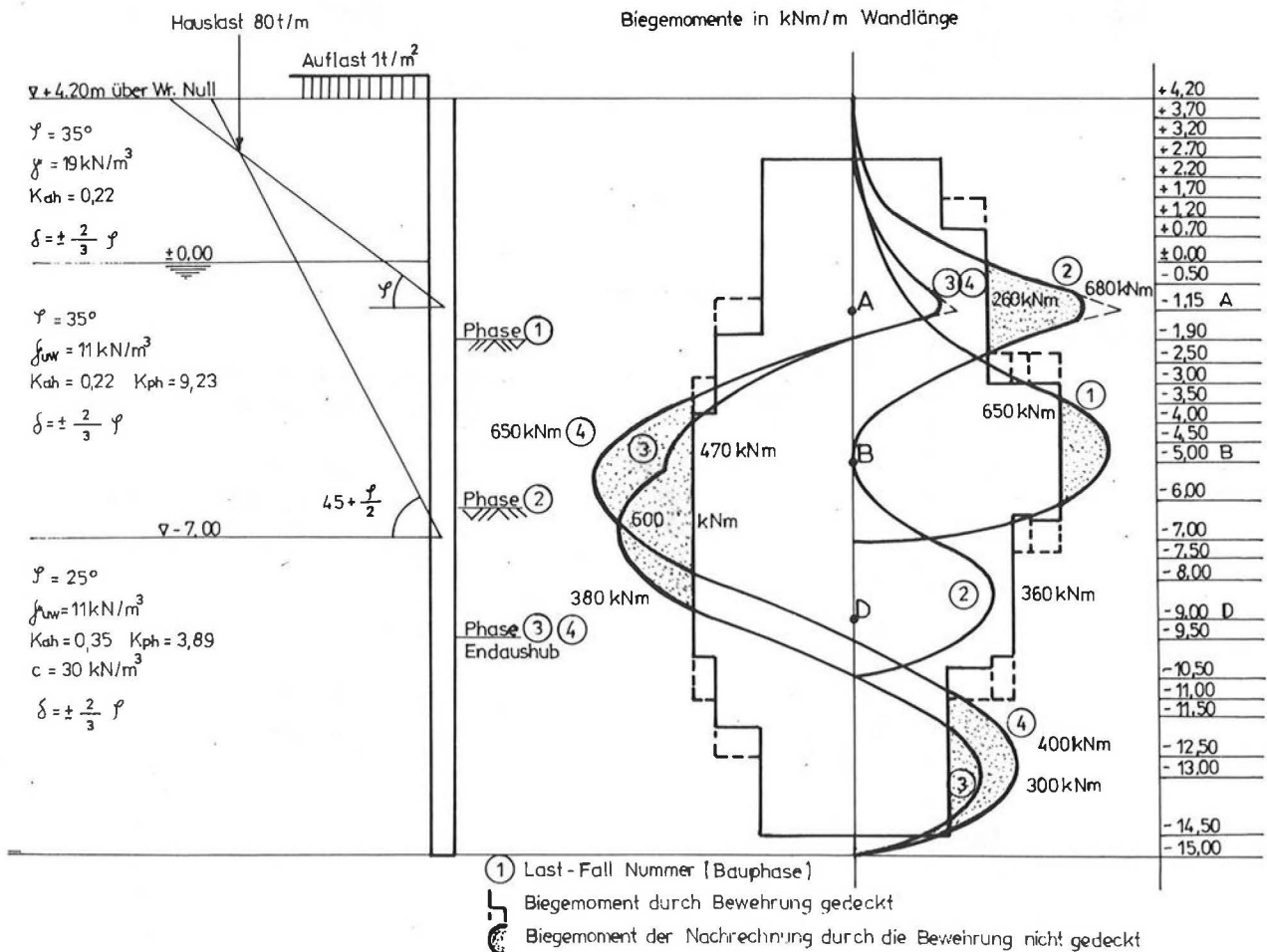


Abb. 8: Lastannahmen der Nachrechnung der Schlitzwand, Bereich C8, Baulos IV, Praterstern

um so bedeutender, je größer der Voraushub bis zur ersten Steife ist und je nachgiebiger die Steifen selbst sind. Zu kurze und nicht vollständig kraftschlüssig eingebaute Steifen zeigen die gleiche Auswirkung. Die starken Fußpunktverschiebungen der Bauphase 3 und 4 lassen sich durch die geringe Auslastung des provisorischen Stahlaussteifungshorizontes erklären.

Die baupraktische Bedeutung dieses Ergebnisses liegt nun darin, daß ein teilweises Vorspannen solcher Horizonte verlangt werden muß, soll die Wand nicht überbeansprucht oder überdimensioniert werden. Dieses Vorspannen oder Vorkeilen auf einen gleichmäßigen Wert ist baupraktisch sehr schwierig und die Gefahr einer Überbeanspruchung der Steife beim weiteren Aushub läßt sich nicht ausschließen. Im Wiener U-Bahnbau wurden die Stahlhorizonte bisher nicht vor-

gespannt, sondern nur mit einem Mörtelbett an die Schlitzwände angeschlossen. Andererseits läßt sich bei Durchsicht der Biegelinien und bei Beachtung der Belastungsmessungen in den Stahlsteifen anderer Baulose [10], die Erkenntnis nicht widerlegen, daß bisher die Baugrubenwände nicht zuletzt deswegen dem Erddruck widerstanden haben, weil die Stahlbetondecken immer in einer günstigen Tiefenlage zum Gesamterddruck lagen und bedingt durch hohe vertikale Belastungen in horizontaler Richtung ungemein steif ausgeführt wurden. Mit der Konstruktion des Plattenbalkens sind diese Decken trotz großer Stützweiten (10 bis 20 Meter) enorm knicksicher und können die Stahlaussteifungen bei gelegentlich hohen Temperaturbelastungen oder örtlichen bauseitigen Inperfektionen entlasten. Da die Deckenkonstruktionen im allgemeinen eine Höhe

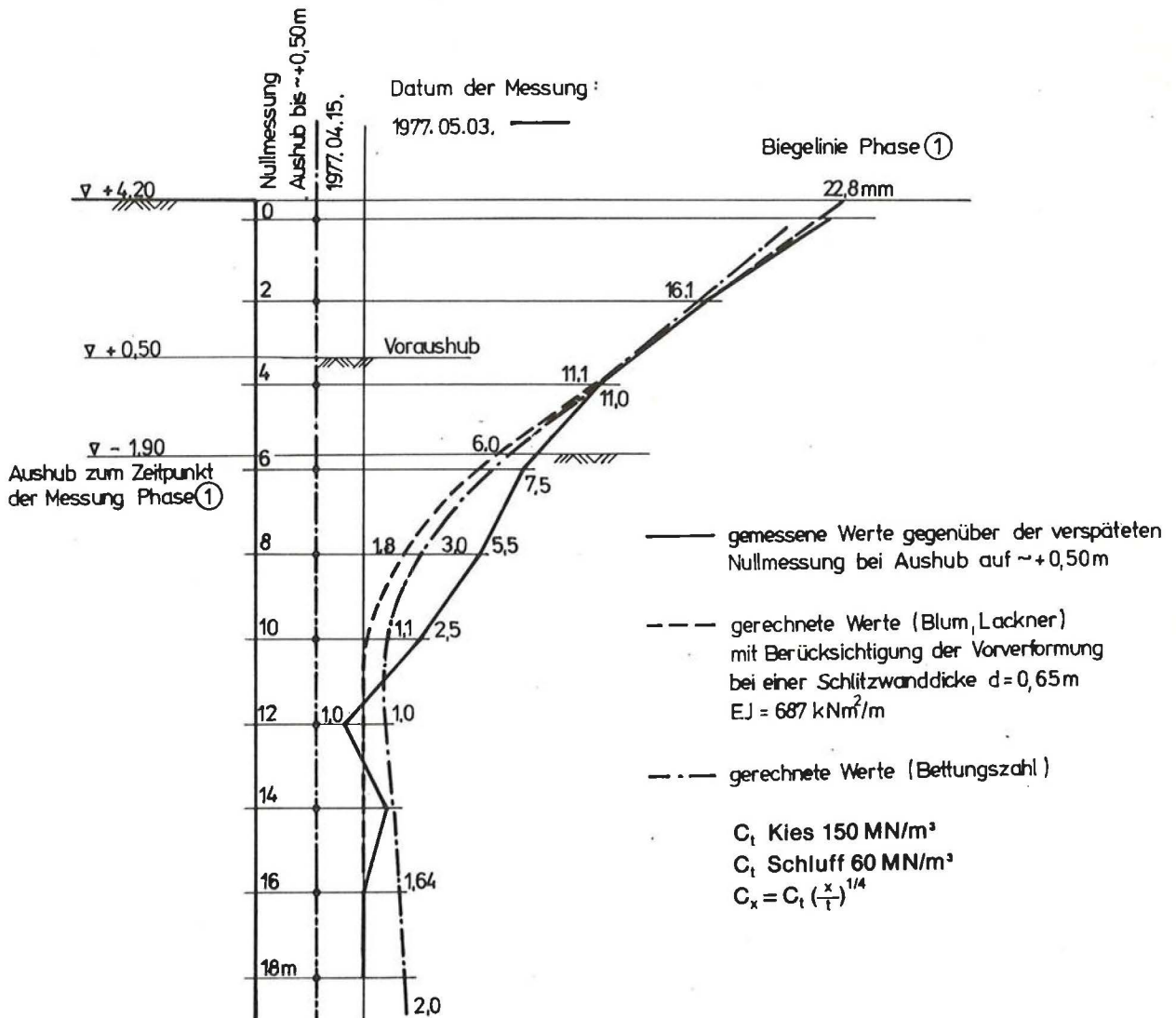


Abb. 9: Gemessene und gerechnete Biegelinien in Bauphase 1

zwischen 1 und 4 Metern aufweisen, wird auch das erhöhte Stützmoment offensichtlich so gut verteilt, daß bisher keine waagrechten Risse an den sichtbaren Wandflächen festgestellt wurden.

Eine zweite Nachrechnung der Biegelinien erfolgte mit dem Bettungszahlverfahren. Zum Einsatz kam das ADV-System ICES STRUDL II in der Grundversion vom M.I.T., bei dem die Topologie des elastisch gestützten Balkens einfach beschrieben werden kann. Die linear elastisch arbeitenden Federn wurden durch Stäbe entsprechender Steifigkeiten ersetzt, um über Stützenverschiebungen dieser Stäbe jede gewünschte Vorverformungslinie berücksichtigen zu können.

Auch beim Bettungszahlverfahren ist es üblich, den aktiven Erddruck als Belastung auf den gefederten Balken aufzubringen. TERZAGHI [11] weist auf diese stillschweigende Annahme hin und nach seiner Modellvorstellung, die nun seit bald 25 Jahren durch nichts besseres ersetzt werden konnte, wird ein Erddruck der Größe K_0' wirksam, der etwas über dem Erdruchdruck liegt und bei steifen Wandkonstruktionen der Vorstellung einer anfänglichen seitlichen Verdichtung des Bodens entspricht. Mit der Erfahrung läßt sich diese Auffassung bei der vollständig oder teilweise im Boden eingespannten Wand nicht vereinbaren.

Ab einer gewissen Einbindetiefe darf keine seitliche Verschiebung mehr auftreten. Das Bettungszahlverfahren liefert aber in diesen Fällen eine, wenn auch geringe Verschiebung des Fußpunktes (Abb. 9, Bauphase 1).

Man kann diesen Fehler durch eine Vorspannung der Federn stark reduzieren, ohne die errechneten Schnittgrößen wesentlich zu verändern. Die Vorspannung läßt sich bei der Schlitzwand mit dem Bentonitsuspensionsdruck oder dem Schüttdruck des Schlitzwandbetons, sowie ganz allgemein durch den Erdruchdruck auf die nicht ausgehobene Baugrubenwand erklären. Die so adaptierten Federn liefern die gemessene Biegelinie in besserer Näherung. Für die Berechnung der nächsten Bauphase (Abb. 10, Bauphase 2) wird von der bisher erhaltenen Biegelinie ausgegangen (Bauphase 1), die vorerst durch die neuen Randbedingungen der Bauphase 2 (Einbau der infolge Vorverformung verkürzten Aussteifung) erfüllt werden muß. Bei der Genauigkeit der gesamten Annahmen erscheint eine einmalige Iteration ausreichend.

Die simulierte Biegelinie zeigt geringfügige Abweichungen zur Biegelinie des vorherigen Bauzustandes (strichlierte Linie in Abb. 10). Für die nächste Bauphase wird nun der vertiefte Aushub und eine allfällige Erddruckumlagerung

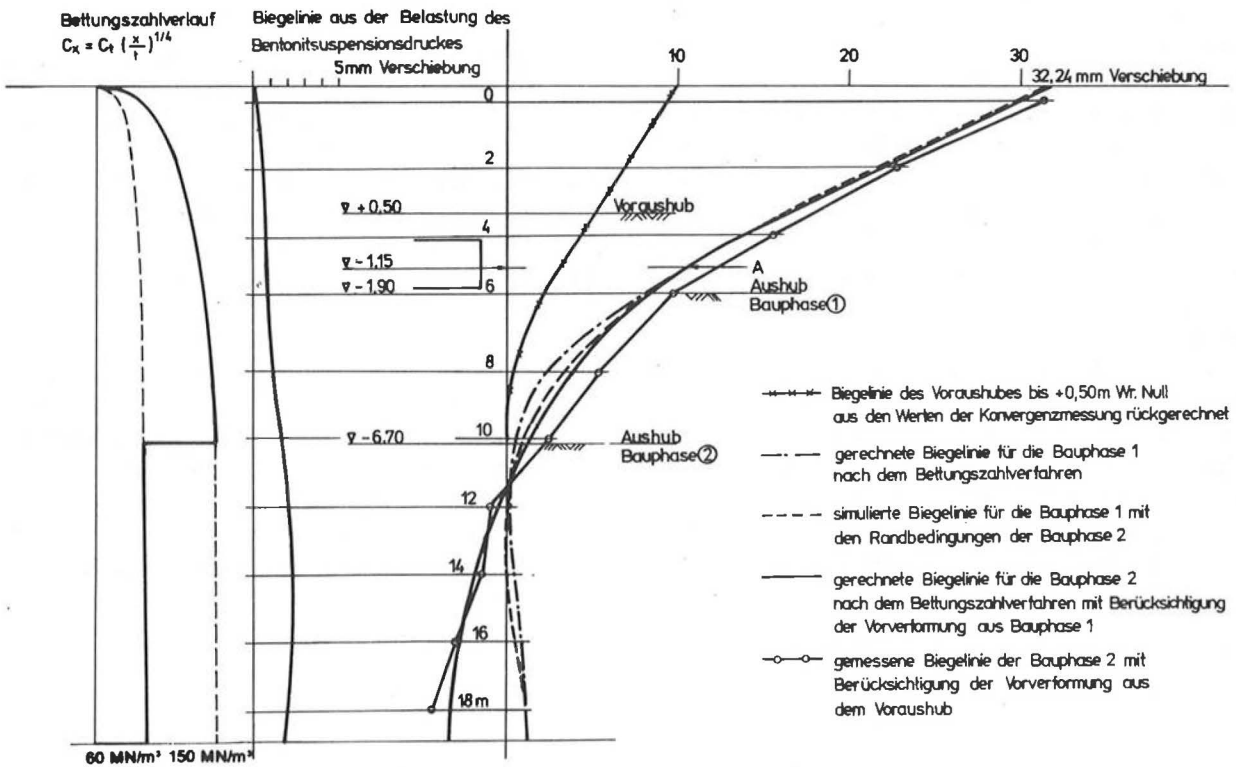


Abb. 10: Berechnung der Schlitzwand nach dem Bettungszahlverfahren

oder eine partielle Bettung oberhalb der Aussteifung durch Rückdrehung der Wand in der Lastaufstellung berücksichtigt. Das Ergebnis der neuerlichen Durchrechnung liefert eine Biegelinie unter voller Erfüllung der Randbedingungen (vollausgezogene Linie in Abb. 10). In der gleichen Weise läßt sich durch Variation des Erddruckes und der Größe der Bettungszahl mit der geeigneten Vorverformung in gewissen Grenzen jede gemessene Biegelinie nachrechnen. Die Verteilung und Größe der Bettungszahl, wie sie in Abbildung 10 für die nichtausgehobene Wand angeschrieben ist, gab die beste Übereinstimmung mit den Messungen.

5. Zusammenfassung

Es drängt sich die Frage nach dem Aussagewert solcher Rückrechnungen auf. Wenn sowohl die Erddruckbelastung als auch die Verteilung und Größe der Bettungszahl am Bauwerk selbst nicht direkt meßbar sind, so kann eine Nachrechnung über die Biegelinie und über die, wenn auch weitgehend bekannte Schichtenfolge des Baugrundes nur eine wahrscheinliche Lösung aus der Vielzahl der möglichen Lösungen angeben. Aus der Kenntnis der noch so gut gemessenen Biegelinie allein darf nicht der Anspruch erhoben werden, die einzig richtige Erddruckbelastung oder Bettungsverteilung finden zu können. Bedingt durch die vierfache Integration aus der Erddruckbelastung zur Biegelinie sind zu viele Randbedingungen zu erfüllen, z. B. Veränderlichkeit des Trägheitsmomentes, Wahl des konstanten E-Moduls des Betons, unvollkommene gelenkige Lagerung der Steifen in der Schlitzwand, ungleiche Sicherheit in den bodenphysikalischen Kennwerten, Grundwasserschwankungen usw., als daß diese alle in jeder Bauphase in der Natur meßbar wären.

So kann sich die Aussage der Nachrechnung nur darauf beschränken, die wahrscheinlichen Grenzen, in denen sich die gesuchten Parameter (Erddruckbelastung, Größe und Verteilung der Bettungszahl) bewegen, anzugeben und die verwendeten Berechnungsverfahren einer kritischen Beurteilung zu unterwerfen. Das Bettungszahlverfahren mit dem Ansatz einer relativ ein-

fachen Bettungsverteilung und der bloßen Kenntnis der Größenordnung der Bettungszahl scheint für eine rasche und wirtschaftliche Bemessung von Schlitzwänden am besten geeignet zu sein.

Literaturverzeichnis

- [1] BLUM, H.: Einspannungsverhältnisse bei Bohlwerken. Verlag Ernst & Sohn, Berlin 1931.
- [2] LACKNER, E.: Berechnung mehrfach gestützter Spundwände. Verlag Ernst & Sohn, Berlin 1950.
- [3] GRASSHOF, H.: Die Berechnung der Einspannkräfte an unverankerten Spundwänden und Dalben. Vorträge der deutschen Baugrundtagung Essen, Eigenverlag der Deutschen Gesellschaft für Erd- und Grundbau, Essen 1962.
- [4] SCHMIDT, H. G.: Beitrag zur Ermittlung der horizontalen Bettungszahl für die Berechnung von Großbohrpfählen unter waagrechtlicher Belastung. Der Bauingenieur 46 (1971), H. 7, S. 233—237.
- [5] SCHMIDT, H. G.: Einfluß der horizontalen Bettungszahl auf die Berechnungsergebnisse für Großbohrpfähle unter waagrechtlicher Belastung. Die Bautechnik (1972), H. 2, S. 43—47.
- [6] SMOLTCZYK, H. U.: Die Einspannung in beliebig geschichteten Baugrund. Der Bauingenieur 38 (1963), H. 10, S. 388—396.
- [7] HANNA, T. H.: Foundation Instrumentation, Trans Tech Publication, Serie on Rock and Soil Mechanics, Vol. 1 (1971—1973) 3.
- [8] BRINCH HANSEN, J. und LUNDGREN, H.: Hauptprobleme der Bodenmechanik. Springer-Verlag, Göttingen 1960.
- [9] WEISSENBACH, A.: Baugrube, Teil II, Berechnungsgrundlagen. Verlag Ernst & Sohn, Berlin 1975.
- [10] MARTAK, L.: Überwachung der Tiefbauarbeiten der Wiener U-Bahn um den Stephansdom aus der Sicht des grundbautechnischen Sachverständigen. Der Aufbau (1976), H. 3, S. 30—32.
- [11] TERZAGHI, K. v.: Evaluation of Coefficients of Subgrade Reaction, Geotechnique, Vol. 4 (1955), S. 297—326.

Ein Beitrag zur Frage der Restscherfestigkeit von Tonböden

von Erik Würger

1. Grundlagen

Die Scherfestigkeit der feinkörnigen Böden und insbesondere der Tone gehört seit jeher zu den schwierigsten Fragen der Bodenmechanik. Vor etwa 50 Jahren gelang K. TERZAGHI [1] durch das Erkennen des zeitweiligen Auftretens von Über- und Unterdrücken im freien Porenwasser der Tone und durch die Unterscheidung zwischen effektiven und totalen Spannungen ein entscheidender Durchbruch. Trotz dieses Fortschrittes blieben aber noch viele Unklarheiten hinsichtlich der Scherfestigkeit der Tone bestehen.

Seit jeher war es üblich, die Scherfestigkeit der bindigen Böden gemäß dem Coulomb'schen Ansatz durch zwei Parameter auszudrücken, nämlich die Kohäsion und den Winkel der inneren Reibung, welcher den der Normalspannung proportionalen Teil der Scherfestigkeit charakterisiert. Nach B. TIEDEMANN [2] sollte jedoch der Neigungswinkel der Bruchgeraden mit der Horizontalen — auch Scherwinkel genannt — keineswegs der wahre Winkel der inneren Reibung einer Tonprobe sein. Da nämlich eine erstverdichtete Tonprobe eine gewisse Eigenfestigkeit erworben hat, sollte die der Auflast proportionale Scherfestigkeit aus zwei Teilen bestehen, nämlich aus einem von der Größe der Porenzahl e abhängigen Kohäsionsanteil und einem Reibungsanteil, welcher durch den wahren Winkel der inneren Reibung gegeben sein sollte. Dieser wurde durch Scherversuche mit normal- und überverdichteten Proben bestimmt. Im Scherdiagramm wurden dann zwei Bruchpunkte für je eine erstverdichtete und überverdichtete Probe mit gleicher Porenzahl e aufgesucht und die Neigung ihrer Verbindungsgeraden gegen die Horizontale ergab den wahren Winkel der inneren Reibung. Umfangreiche Scherversuche, welche von J. HVORSLEV [3] mit dem Scherapparat von H. KREY [4], aber auch mit dem von ihm entwickelten Kreisringscherapparat im Erdbaulaboratorium der Technischen Universität Wien durchgeführt wurden, zeigten die durch die Versuchsgenauigkeit gegebenen Grenzen dieses Verfahrens auf. Die Ergebnisse von späteren direkten Scherversuchen mit Tonproben, welche von H. BORO-WICKA [5, 6, 7, 8] mehrmals unter Umkehr der Scherrichtung bei Konstanthaltung des Porenanteiles langsam abgeschert wurden, führten bei Anwendung der Hypothese von TIEDEMANN zu

dem Schluß, daß beim Scherbruch normalverdichteter Tonproben die Kohäsion Null sein muß und daher der Scherwinkel gleich dem Winkel der inneren Reibung des jungfräulich verdichteten Tones ist.

Die sogenannte Kohäsion der bindigen Böden ist kein unveränderlicher, von der Porenzahl abhängiger Wert. Da sie durch die jeweiligen Kontaktkräfte an den Berührungsstellen der Körner hervorgerufen wird, diese aber insbesondere bei Annäherung an den Bruchzustand durch Kornbewegungen und Kornumlagerungen gestört und abgemindert werden, ist die Kohäsion nicht als ein Bodenkennwert anzusehen, sondern vielmehr als ein Wert, welcher vom jeweiligen Zustand des Bodens, aber darüber hinaus auch von den vorausgegangenen Deformationen abhängig ist. Die zeitlichen Veränderungen der Eigenfestigkeit der bindigen Böden sind daher viel größer als bisher in den Scherhypothesen vorausgesetzt wurden. Die Vorstellung eines zeitlich und örtlich veränderlichen Binnendruckes im Korngerüst als Ursache der Eigenfestigkeit der bindigen Böden entspricht daher besser den tatsächlichen Gegebenheiten.

Die höhere Scherfestigkeit überverdichteter Tonproben beim Abscheren unter konstanter Auflast hat ihre Ursache darin, daß der bei Versuchsbeginn in der Probe infolge der Überverdichtung vorhandene Binnendruck zufolge der geringen Scherdeformation bei Erreichen der Reibungsfestigkeit noch nicht auf Null abgemindert ist.

Bei einer großen Gruppe von Tönen wird im Stadium des erstmaligen Abscherens eine Harnischfläche ausgebildet, indem die Plättchen des Kolloidtones in eine bestimmte Richtung eingeregelt werden. In diesen glatten und glänzenden Flächen ist der Reibungsbeiwert bzw. der Reibungswinkel auf einen Bruchteil des ursprünglichen Wertes abgesunken, weshalb solche Böden auch als rutschgefährdete Böden bezeichnet werden.

Der Winkel der inneren Reibung φ beim erstmaligen Abscheren jungfräulich verdichteter Proben und der Restscherwinkel φ_r sind zwei charakteristische Größen für das homogenisierte Material, welche als untere Grenzwerte angesehen werden müssen. Die Kenntnis dieser beiden Werte läßt weitgehende Rückschlüsse auf das Verhalten eines bindigen Bodens in der Natur zu. Die Ermittlung der beiden Reibungswinkel φ und

φ_r erfolgt im Erdbaulaboratorium der Technischen Universität Wien seit vielen Jahren mit Hilfe des Wiener Routinescherversuches. Bei diesem wird eine homogenisierte Probe an der Fließgrenze in die Scherbüchse eingebracht und meist unter einer Auflast von 50,0 N/cm² konsolidiert. Nach dem Umsetzen in den Scherapparat wird sie unter Konstanthaltung der Porenzahl langsam abgeschert, wobei im Bruchzustand der Winkel der inneren Reibung erhalten wird. Nach Entfernen der Scherlast bei konstanter Porenzahl wird bei konstanter Auflast mehrmals rasch abgeschert, wobei sich am Schluß ein Winkel φ_r ergibt. Aufbauend auf langjährige Erfahrungen mit diesem Verfahren sollten durch zusätzliche Versuche die vorhandenen Kenntnisse vertieft und ausgebaut werden.

2. Versuchsböden

Insgesamt wurden vier verschiedene Böden untersucht, die beim Wiener Routinescherversuch nach dem mehrmaligen Abscheren einen starken Abfall der Scherfestigkeit aufwiesen. Als erster Versuchsboden diente ein roter Tonschiefer aus der Flyschzone im Nordwesten Wiens, dessen Kolloidtonanteil 47% Masseanteile aufwies. Der Winkel der inneren Reibung beim erstmaligen

Abscheren nach dem Wiener Routinescherversuch betrug 17° und seine Restscherfestigkeit sank nach dem mehrmaligen Abscheren unter konstanter Auflast auf 4° ab. Wie röntgenographische Untersuchungen des Mineralogisch-Petrographischen Institutes der Universität Wien zeigten, bestand der Kolloidton aus 30% Muskovit, 45% Chlorit, 15% Quarz und 10% anderen Mineralen. Montmorillonit wurde keiner festgestellt.

Der zweite Versuchsboden war eine Schlierprobe aus dem Bereich des Donaukraftwerkes Abwinden—Asten in Oberösterreich. Ihr Kolloidtonanteil betrug 26%, der sich mineralogisch aus 20% Muskovit, 40% Montmorillonit, 15% Kaolinit, 10% Chlorit, sowie 5% Quarz und 10% anderen Mineralen zusammensetzte. Auch bei dieser Probe zeigte sich ein starker Abfall des Winkels der inneren Reibung von 24° auf einen Restscherwinkel von 5°.

Der dritte und vierte Versuchsboden waren Tegelproben aus dem Wiener Raum. Der dritte stammte aus dem Bereich des Wehres I des verbesserten Hochwasserschutzes in Wien, Floridsdorf. Diese Probe besaß einen Kolloidtonanteil von 36% und ihr Winkel der inneren Reibung betrug 24° bei einem Restscherwinkel von 6°. Der Mineralbestand des Kolloidtonanteiles beider Tegelproben setzte sich wie beim Versuchsboden

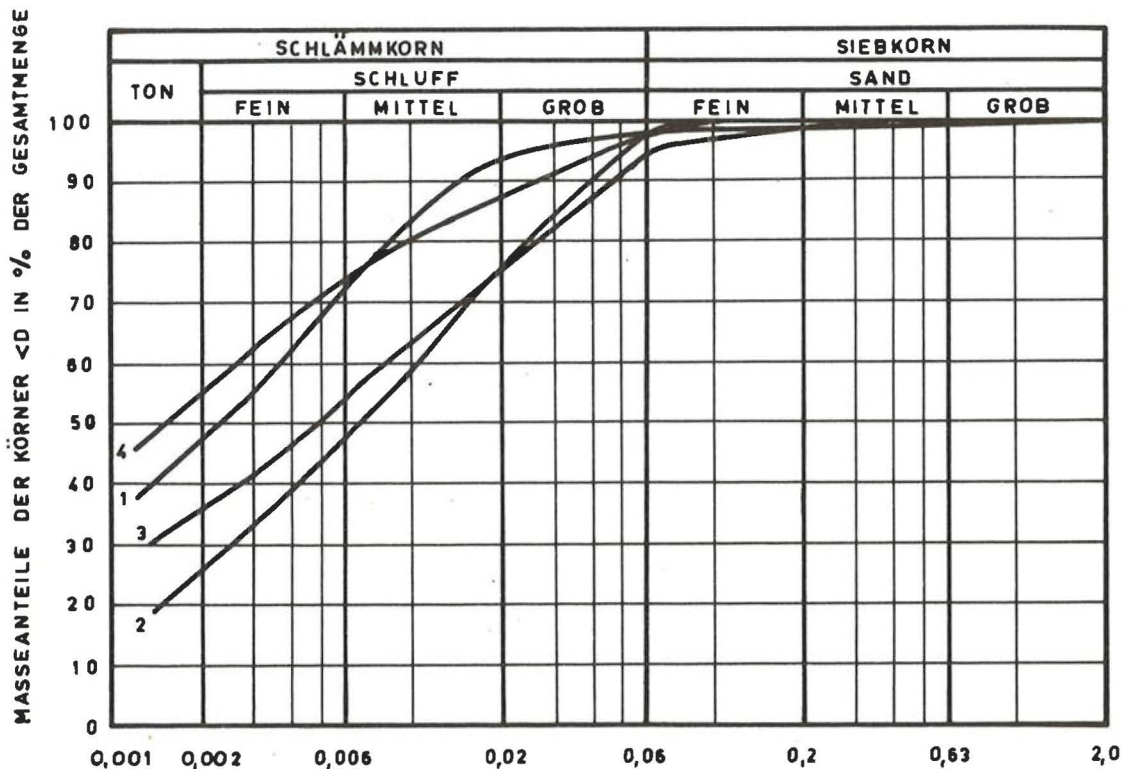


Abb. 1: Versuchsböden

2 hauptsächlich aus Montmorillonit, Kaolinit, Muskovit und Chlorit zusammen.

Mit diesen vier Versuchsböden wurden Wiener Routinescherversuche durchgeführt mit dem Ziel, die Kenntnisse über das Verhalten der Tone in folgenden Punkten zu erweitern:

- Verhalten bei verschiedenen und insbesondere bei kleinen Auflasten,
- Abhängigkeit vom Sättigungsgrad,
- Einfluß einer Vorbelastung auf die Scherfestigkeit,
- Einfluß der Länge des Scherweges.

Weiters wurde mit Proben aus der Flyschzone im Nordwesten Wiens der Einfluß der Korngrößenverteilung auf die Scherfestigkeit untersucht.

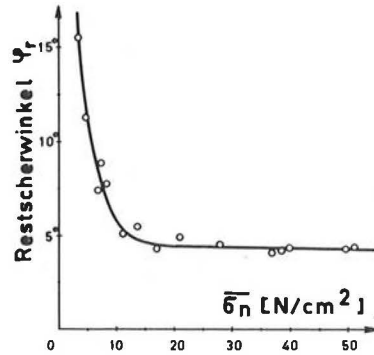


Abb. 3: Restscherwinkel bei Wiener Routinescherversuchen mit verschiedenen hohen Normalspannungen vor Versuchsbeginn
Versuchsboden 1 (roter Tonschiefer)

3. Verhalten bei verschiedenen und insbesondere bei kleinen Auflasten

Es wurden gestörte Proben mit jeweils verschieden hohen Normalspannungen σ_n belastet und dann abgeschert, um feststellen zu können, ab welcher Normalspannung sich eine Harnischfläche ausbildet und ob die Größe der Normalspannung σ_n bei wiederholtem Abscheren einen Einfluß auf die Feststellung des minimalen Wertes der Restscherfestigkeit hat. Mit dem Versuchsboden 1 (roter Tonschiefer aus Salmansdorf) wurden im einzelnen folgende Versuche durchgeführt:

- Gestörte Proben wurden mit verschiedenen hohen Normalspannungen σ_n vor Versuchsbeginn gemäß dem Wiener Routinescherversuch abgeschert. Die Ergebnisse sind in den Abbildungen 2 und 3 dargestellt.
- Gestörte Proben wurden unter verschiedenen hohen Normalspannungen konsolidiert. Dann wurden sie in der Scherebene durchgeschnitten und die Restscherfestigkeit durch mehrmaliges rasches Abscheren unter dieser Normalspannung bestimmt.

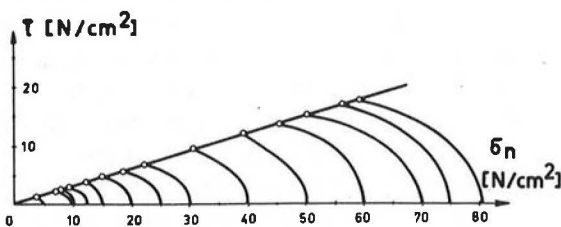


Abb. 2: Wiener Routinescherversuch mit verschiedenen Normalspannungen σ_n vor dem erstmaligen Abscheren
Versuchsboden 1 (roter Tonschiefer)

Bei beiden Untersuchungsreihen zeigte sich folgendes:

Bei einer Normalspannung $\bar{\sigma}_n \leq 5,0 \text{ N/cm}^2$ ist überhaupt kein Abfall der Scherfestigkeit gegenüber dem Winkel der inneren Reibung feststellbar. Die Ausbildung einer sogenannten Harnischfläche tritt ab einer Normalspannung $\bar{\sigma}_n$ von ungefähr $10,0 \text{ N/cm}^2$ auf. Erst ab dieser Normalspannung ergibt sich auch gemäß Abbildung 3 der minimale Restscherwinkel φ_r .

Zum Zustand der entstandenen Harnischflächen ist festzustellen, daß sich beim Wiener Routinescherversuch stärkere Unebenheiten ausbildeten als bei den vorher durchgeschnittenen Proben gemäß der zweiten Versuchsreihe. Dies trat bei höheren Normalspannungen besonders stark in Erscheinung. Offenbar wurden die Tonpartikeln in der erzwungenen Scherfläche nicht gänzlich in die Scherrichtung ausgerichtet und daher die Ausbildung dieser Unebenheiten verursacht, wodurch geringfügige Erhöhungen der Werte φ_r bewirkt wurden.

4. Abhängigkeit vom Sättigungsgrad

Zur Feststellung der Abhängigkeit der Scherparameter vom Sättigungsgrad wurden gestörte, homogenisierte Proben mit einem Wassergehalt, der an der Fließgrenze lag, in die Scherbüchse eingebaut und stufenweise bis auf eine Normalspannung σ_n von $50,0 \text{ N/cm}^2$ belastet. Nach ihrer Konsolidation wurden sie verschieden lange Zeiten (bis zu 277 Tage) ohne Wasserzugabe im belasteten Zustand belassen und nach dem Umsetzen in den Scherapparat

entsprechend dem Wiener Routinescherversuch abgeschert. Infolge der unterschiedlichen Belastungszeiten ohne Wasserzugabe vor dem eigentlichen Abscheren ergaben sich willkürliche Sättigungsgrade der einzelnen Proben. Diese Austrocknung der Proben führte zu Kapillarspannungen und somit beim erstmaligen Abscheren zu einer wesentlichen Erhöhung der Scherfestigkeit. In Abbildung 4 sind die

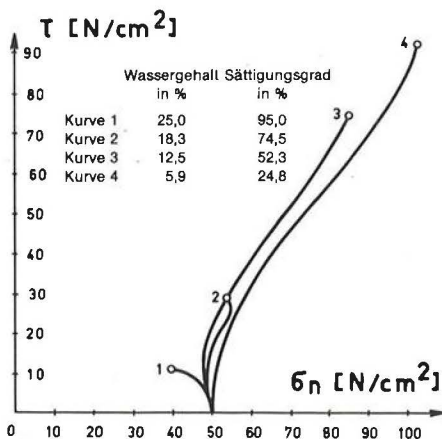


Abb. 4: Abhängigkeit vom Sättigungsgrad
Direkte Scherversuche mit Konstanthaltung der Porenzahl e
Versuchsboden 1 (roter Tonschiefer)

Spannungswege und Bruchpunkte beim Versuchsboden 1 dargestellt. Bei allen Proben bildeten sich Harnischflächen aus, dennoch zeigte sich eine deutliche Zunahme der Restscherfestigkeit bei abnehmendem Wassergehalt und damit verbundenem geringeren Sättigungsgrad der gestörten Proben (Abb. 5). Bei sehr geringem Sättigungsgrad lag der Restscherwinkel knapp

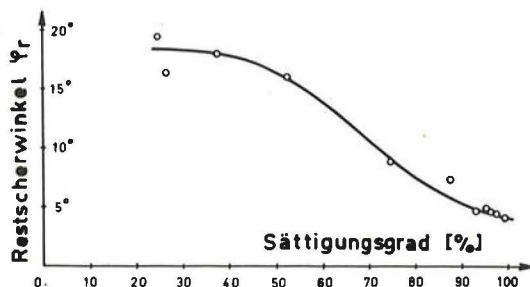


Abb. 5: Abhängigkeit der Restscherfestigkeit vom Sättigungsgrad
Versuchsboden 1 (roter Tonschiefer)

unter dem Winkel φ einer erstverdichteten, voll wassergesättigten Probe.

Um weitere Aufschlüsse über den Einfluß der Wassersättigung auf die Restscherfestigkeit zu erhalten, wurden Proben der Versuchsböden 1 und 2 wie beim Wiener Routinescherversuch üblich ausgehend von einer Anfangslast von $50,0 \text{ N/cm}^2$ abgeschert, wobei sich ein Restscherwinkel von 4° bzw. 5° ergab. Im Anschluß daran wurden die Proben mehrere Tage an der Luft getrocknet, wobei der Wassergehalt von $23,6\%$ auf $6,7\%$ bzw. beim Versuchsboden 2 von $30,1\%$ auf $5,0\%$ abfiel. Infolge dieser Austrocknung stieg der Restscherwinkel bis auf $16,4^\circ$ bzw. $24,0^\circ$ an. Bei neuerlicher Wassersättigung der Proben stieg der Wassergehalt auf $21,0\%$ bzw. $28,0\%$ an, der Restscherwinkel fiel wiederum auf den Ausgangswert von 4° bzw. 5° ab.

Alle diese Untersuchungen zeigen, daß die Ausbildung einer Harnischfläche den Abfall der Scherfestigkeit auf extrem niedrige Werte ermöglicht, daß jedoch der entscheidende Faktor zum tatsächlichen Auftreten der minimalen Werte der Restscherfestigkeit die volle Wassersättigung in der Scherfläche ist. Es können sich bei relativ schwach wassergesättigten Böden wohl infolge Scherdeformationen Harnischflächen ausbilden, der Winkel der inneren Reibung, der beim erstmaligen Abscheren unter Konstanthaltung der Porenzahl ermittelt wurde, muß jedoch nicht notwendigerweise auf den Restscherwinkel abfallen. Bei einem Sättigungsgrad von ca. 25% trat beim Versuchsboden 1 fast überhaupt keine Änderung des beim erstmaligen Abscheren einer voll wassergesättigten Probe festgestellten Winkels der inneren Reibung auf. Beim Versuchsboden 2 zeigte sich dieselbe Erscheinung bei einer Wassersättigung von ca. 15% . Dieses Phänomen deckt sich auch mit jenem bei Rutschungen in der Natur, welche fast immer nach starken Regenfällen auftreten. Nach den Versuchsergebnissen hängt dies nicht allein mit dem Auftreten zusätzlicher Wasserdrücke zusammen, sondern auch mit dem Abfall des Restscherwinkels auf den minimalen Wert.

Bei der Betrachtung ungestörter Bodenproben aus rutschgefährdeten Gebieten ist immer wieder zu erkennen, daß in situ zum Teil kleine Harnischflächen bestanden, ohne daß bisher in der Natur äußerlich sichtbare Verformungen oder Rutschungen aufgetreten sind. Erst bei einer vollen Wassersättigung des Bodens, wie sie nach starken und ergiebigen Niederschlägen, bzw. einer Änderung der Wasserverhältnisse im Untergrund auftreten, aktivieren sich die bereits vorhandenen Gleitflächen und führen zu oft ausgedehnten Rutschungen.

5. Einfluß einer Vorbelastung auf die Scherfestigkeit

Um den Einfluß einer Vorbelastung auf die Größe der Scherparameter zu untersuchen, wurden überverdichtete Bodenproben abgeschert. Erstverdichtete Proben wurden hierbei in üblicher Weise unter einer lotrechten Last von 50,0 bis 475,0 N/cm² konsolidiert und dann auf 50,0 N/cm² entlastet. Nach Abklingen des Schwellvorganges wurden sie einem Wiener Routinescherversuch unterworfen. Beim erstmaligen Abscheren der Tegelproben aus Wien bei konstanter Porenzahl lagen gemäß Abbildung 6 die Bruchpunkte mit guter Näherung auf einer Geraden durch den Ursprung. Dies beweist, daß bei allen fünf abgescherten Proben die Eigenfestigkeit im Bruchzustand auf Null abgesunken war. Im Gegensatz dazu war beim erstmaligen Abscheren überverdichteter Tonschieferproben gemäß Abbildung 8 die Eigenfestigkeit nur bei geringer Überverdichtung im Bruchzustand auf Null abgesunken, während bei hohen Vorbelastungen beim Bruch noch eine erhebliche Eigenfestigkeit (Binnendruck) vorhanden war.

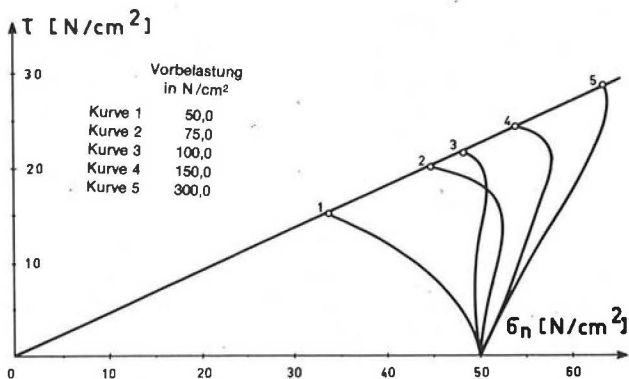


Abb. 6: Wiener Routinescherversuch mit verschiedenen hoch vorbelasteten Proben
Versuchsboden 3 (Wiener Tegel)

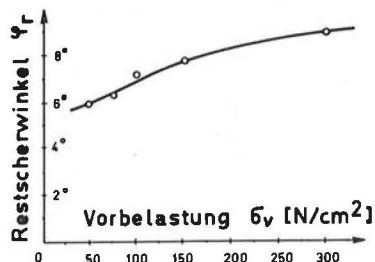


Abb. 7: Abhängigkeit des Restscherwinkels von der Vorbelastung
Versuchsboden 3 (Wiener Tegel)

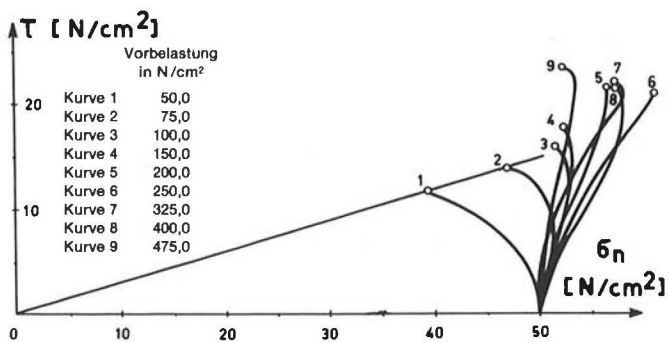


Abb. 8: Wiener Routinescherversuch mit verschiedenen hoch vorbelasteten Proben
Versuchsboden 1 (roter Tonschiefer)

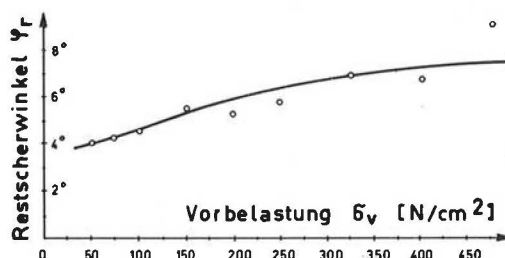


Abb. 9: Abhängigkeit des Restscherwinkels von der Vorbelastung
Versuchsboden 1 (roter Tonschiefer)

Im Bruchzustand bildete sich bei allen Proben eine Harnischfläche aus. Die Restscherfestigkeit wurde gemäß Abbildung 7 und 9 durch die Vorbelastung um 2—3° gegenüber derjenigen erstbelasteter Proben erhöht. Dies ist offenbar auf stärkere Unebenheiten der Scherfläche, zum Teil auch auf die nicht vollständige Wassersättigung der Probe zurückzuführen.

6. Einfluß der Länge des Scherweges

Eine kennzeichnende Eigenschaft der sogenannten Rutschtone ist die Fähigkeit zu progressiven Brucherscheinungen. Sie bewirkt, daß mit fortschreitender Scherdeformation die Gleitsicherheit des Bodens immer weiter absinkt und eine beginnende Rutschung nur schwer zum Stillstand zu bringen ist.

In der Abbildung 10 ist der Zusammenhang zwischen dem Abfall des Winkels der inneren Reibung auf die Restscherfestigkeit und der

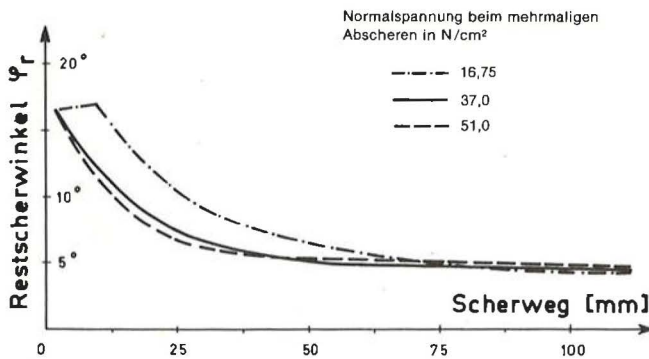


Abb. 10: Abhängigkeit der Restscherfestigkeit vom Scherweg
Versuchsboden 1 (roter Tonschiefer)

Länge des Scherweges beim Versuchsboden 1 dargestellt. Bei diesen Untersuchungen wurde überdies die Normalspannung $\bar{\sigma}_n$ beim mehrmaligen Abscheren variiert, wobei sich zeigte, daß bei einer höheren Normalspannung $\bar{\sigma}_n$ das Absinken der Scherfestigkeit rascher erfolgte als bei kleineren Normalspannungen. Dies wird offenbar durch die unterschiedliche Ausrichtung der einzelnen Tonpartikeln in der Scherfläche bewirkt.

Die Länge des Scherweges wurde durch Addition der horizontalen Verformungen jedes einzelnen Abschervorganges ermittelt. Der Abfall der Scherfestigkeit erfolgte bei allen vier Versuchsböden relativ rasch. Schon nach einem ca. 2,0 bis 3,0 cm langen Scherweg traten sehr niedrige Werte der Restscherfestigkeit auf, die dann nur noch geringfügig unterschritten wurden. Man darf allerdings nicht außer acht lassen, daß das mehrmalige Abscheren bei ständigem Wechsel der Scherrichtung im Scherapparat eine, zumindest anfänglich auftretende mehrmalige Umlagerung einzelner Tonpartikeln bewirkt, was sicherlich eine Verlängerung des Scherweges bis zur Erzielung des niedrigsten Wertes der Restscherfestigkeit gegenüber einem Versuch mit Beibehaltung des Schersinnes bedeutet.

Bei kleineren Normalspannungen kommt es beim erstmaligen Wechsel der Scherrichtung sogar zu einer geringen Erhöhung der Scherfestigkeit, die durch Unterdrücke im freien Porenwasser erklärbar ist.

Es ist also nur eine sehr geringe Scherdeformation notwendig, um ein Absinken des Winkels der inneren Reibung auf die Restscherfestigkeit zu erreichen, wobei der Mineralbestand des Kolloidtones keinen Einfluß darauf nimmt. Dies bestätigen auch Erfahrungen in der Natur. Hier finden sich schon infolge früherer geringer Verformungen oft Harnischflächen in Böden, die äußerlich keinerlei Anzeichen einer Rutschung erkennen lassen.

7. Einfluß der Korngrößenverteilung auf die Scherfestigkeit

Bei den im Erdbaulaboratorium der Technischen Universität Wien durchgeführten Untersuchungen der Scherfestigkeit von bindigen Böden mittels direkter Scherversuche werden die gestörten Proben für den Wiener Routineversuch derart aufbereitet, daß Korngrößenanteile von mehr als 2,0 mm Durchmesser abgesiebt werden. Diese Methode hat sich bei Sedimentationsböden, wozu auch der Wiener Tegel zählt, bestens bewährt. Die festgestellten Winkel der inneren Reibung und die Restscherfestigkeiten stellten die niedrigsten erreichbaren Werte dar.

Bei einer Gruppe von Böden, wie Mergeln, Phylliten u. ä. kann jedoch der Wiener Routineversuch bei Absiebung der Körner über 2,0 mm Durchmesser zu hohe Werte der Restscherfestigkeit ergeben. Dies kann laut H. BRANDL [9] einerseits daran liegen, daß bei der Homogenisierung des Bodens die natürliche schieferige Struktur des Bodens zerstört wird, andererseits werden aber in der Mehrzahl der Fälle die Ursachen darin zu suchen sein, daß die in der Natur im Laufe der Zeit stattfindende Zersetzung in Feinstbestandteile unter Laboratoriumsbedingungen in kurzer Zeit nicht nachgeahmt werden kann. Der natürliche Zersetzungsvorgang kann aber dadurch vorweggenommen werden, daß von vornherein ein verfeinertes Korngemisch untersucht wird, bei welchem auch gröbere Fraktionen unter 2,0 mm Korngröße ausgesiebt werden.

Deshalb wurde bei Proben aus der Flyschzone im Nordwesten Wiens das Größtkorn zwischen 0,063 mm und 2,0 mm variiert und die Scherparameter bestimmt. Die in Abbildung 11 dargestellten

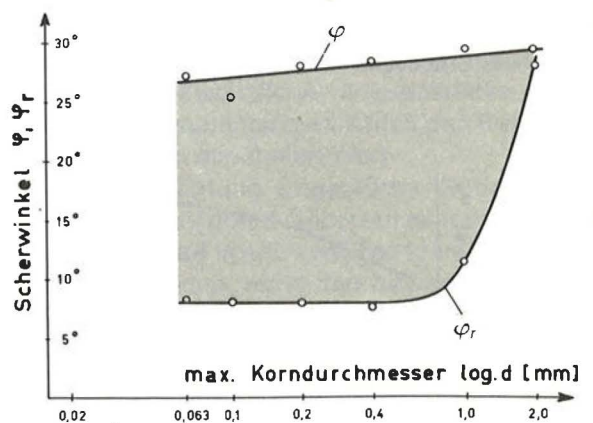


Abb. 11: Reibungswinkel als Funktion des Größtkorns
Verwitterungsboden aus der Flyschzone
 φ Winkel der inneren Reibung
 ψ_r Restscherwinkel

Ergebnisse zeigen, daß die Variation des Größtkorns zwischen 0,063 und 2,0 mm auf den Scherwinkel bei erstmaligem Abscheren nur einen geringen Einfluß ausübt, daß aber der Restscherwinkel durch den Kornanteil zwischen 1,0 und 2,0 mm in entscheidender Weise beeinflußt werden kann. Deshalb empfiehlt es sich bei solchen Böden, die Restscherfestigkeit verfeinerter Korngemische zu untersuchen.

8. Mineralogische Untersuchungen

Bei einigen gestörten Proben derselben Bodenart zeigten sich beim Wiener Routinescherversuch Unterschiede bei der Bestimmung des Restscherwinkels. In einigen Fällen wurden große Differenzen zwischen den beim erstmaligen Abscheren aufgetretenen Winkeln φ und den Restscherwinkeln φ_r festgestellt. Es traten aber auch Fälle ein, bei denen fast kein Abfall der Scherfestigkeit gemessen wurde. Deshalb wurde der Kolloidtonanteil dieser Proben auf seine mineralogischen Eigenschaften untersucht. Der Beitrag von T. C. KENNEY [10] über den Einfluß der Mineralbestandteile auf die Restscherfestigkeit natürlicher Böden ließ vermuten, daß nur Montmorillonit einen extremen Abfall auf 4° verursacht, wogegen sich danach bei Kaolinit, Muskovit und Illiten Restscherwinkel von 15° bis 26° ergeben sollten.

Die Untersuchungen zeigten aber, daß neben Montmorillonit auch Chlorit zu ganz minimalen Restscherwinkeln von 4° führen kann. Beim Versuchsboden 1, dessen Restscherfestigkeit 4° betrug, war kein Montmorillonit feststellbar, jedoch 45% Chlorit. Andererseits zeigte sich aber auch, daß bei gleichem Mineralbestand des Kolloidtones ganz unterschiedliche Größen der Restscherfestigkeit auftraten.

Es läßt sich somit generell feststellen, daß die Kenntnis des Mineralbestandes des Kolloidtones zwar ein notwendiges Kriterium für die Möglichkeit des Absinkens der Scherfestigkeit von Tonböden auf extrem niedrige Winkel ist, aber nicht ein hinreichendes. Ein wesentlicher Faktor ist die volle Wassersättigung der Probe sowie das Nichtvorhandensein größerer Einzelkörner in der Scherfläche. Weiters darf die lotrechte Normalspannung, bei welcher die Restscherfestigkeit bestimmt wird, eine gewisse Größe nicht unterschreiten.

9. Schlußfolgerungen

Auf Grund der umfangreichen Untersuchungen des Einflusses verschiedener Parameter auf die Scherfestigkeit von Rutschtonen können folgende Kriterien aufgestellt werden, bei deren Einhaltung die kleinsten Reibungswinkel φ und φ_r von Rutschtonen im Wiener Routinescherversuch ermittelt werden.

- (1) Der Wiener Routinescherversuch mit gestörten Proben aus Sedimentationsböden ist mit einem Kornanteil kleiner 2,0 mm durchzuführen. Bei Verwitterungsböden hingegen soll das Größtkorn 0,4 mm sein.
- (2) Der Wassergehalt der gestörten Probe soll beim Einbau in die Scherbüchse gleich der Fließgrenze sein.
- (3) Es ist volle Wassersättigung der gestörten Probe während der Konsolidation unter der gewünschten Normalspannung σ_n vor dem eigentlichen Abschervorgang sicherzustellen.
- (4) Die aufgebrachten Normalspannungen σ_n vor dem Abscheren sollen zwischen $30,0 \text{ N/cm}^2$ und $70,0 \text{ N/cm}^2$ liegen.
- (5) Die Normalspannung $\bar{\sigma}_n$, unter der das mehrmalige rasche Abscheren zur Bestimmung der Restscherfestigkeit erfolgt, soll mindestens $10,0 \text{ N/cm}^2$, besser aber größer als $15,0 \text{ N/cm}^2$ sein.

Literaturverzeichnis

- [1] TERZAGHI, K.: "The Shearing Resistance of Saturated Soils and the Angle between the Planes of Shear". Proceedings of the International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Cambridge, Massachusetts (1963).
- [2] TIEDEMANN, B.: „Über die Schubfestigkeit bindiger Böden“. Die Bautechnik 15 (1937), H. 30.
- [3] HVORSLEV, J.: „Über die Festigkeitseigenschaften gestörter bindiger Böden“. Diss. TH. Wien 1936.
- [4] KREY, H.: „Erddruck, Erdwiderstand und Tragfähigkeit des Baugrundes“. Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin 1932.
- [5] BOROWICKA, H.: „The Mechanical Properties of Soil“. Proceedings of the Fifth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 1/6, Paris 1961.
- [6] BOROWICKA, H.: „Die mechanischen Eigenschaften der Böden“. Mitteilungen des Institutes für Grundbau und Bodenmechanik, TH. Wien (1961), Heft 3.

- [7] BOROWICKA, H.: „Der Wiener Routine-scherversuch“. Mitteilungen des Institutes für Grundbau und Bodenmechanik, TH. Wien (1963), Heft 5.
- [8] BOROWICKA, H.: „10 Jahre Wiener Routine-scherversuch“. Mitteilungen des Institutes für Grundbau und Bodenmechanik, TH. Wien (1970), Heft 11.
- [9] BRANDL, H.: „Die Sicherung von hohen Anschnitten in rutschgefährdeten Verwitterungsböden“. Proceedings der Sechsten Europäischen Konferenz für Bodenmechanik und Grundbau, Vol. 1.1, Wien 1976.
- [10] KENNEY, T. C.: "The Influence of Mineral Composition on the Residual Strength of Natural Soils". Proceedings of the Geotechnical Conference, Oslo 1967.