

Mitteilungen der Versuchsanstalt für Bodenmechanik und Grundbau
der Technischen Hochschule Darmstadt

Herausgegeben von Prof. Dr.-Ing. H. Breth

Heft 11

**Beiträge in den Jahren
1972 - 1973**

Oktober 1973

✓



Vorlesung der Versuchsreihe für Bodenmechanik und Grundbau

des Professors/Lehrstuhls Darmstadt

Strukturformel des Prof. Dr.-Ing. H. Bock

1973

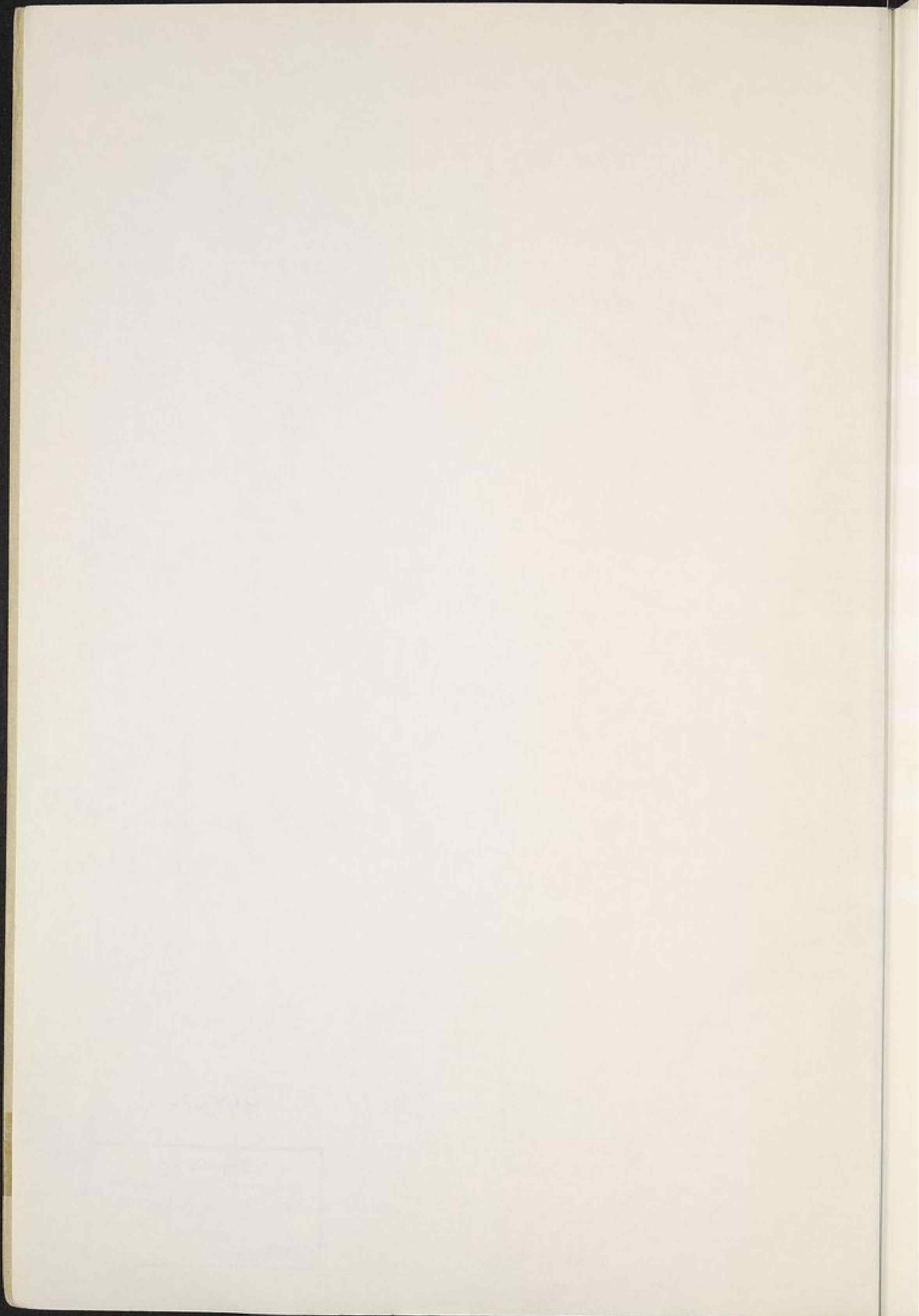
Beiträge im Jahr

1973 - 1973

44131-11

Lehrstuhl für Bodenmechanik u. Grundbau Techn. Hochschule Darmstadt 19 <u>74</u> Inv. Nr. —

44131 II



Vorwort

Mitteilungen der Versuchsanstalt für Bodenmechanik und Grundbau

der Technischen Hochschule Darmstadt

Herausgegeben von Prof. Dr.-Ing. H. Breth

Heft 11

Beiträge in den Jahren

1972 - 1973

Oktober 1973

Handwritten text, likely bleed-through from the reverse side of the page.

Handwritten text, likely bleed-through from the reverse side of the page.

Handwritten text, likely bleed-through from the reverse side of the page.

Handwritten text, likely bleed-through from the reverse side of the page.

Handwritten text, likely bleed-through from the reverse side of the page.

Handwritten text, likely bleed-through from the reverse side of the page.

Handwritten text, likely bleed-through from the reverse side of the page.

Vorwort

Dieses Mitteilungsheft enthält unsere seit der Herausgabe des ersten Sammelbandes (Heft 7) entstandenen Beiträge. Einige der Beiträge sind bei der Bearbeitung von Fragen aus der Praxis entstanden. Sie stehen daher in keinem unmittelbaren Zusammenhang.

Hingegen haben wir vor einigen Jahren mit Untersuchungen über die Spannungs-Dehnungsbeziehungen der Böden begonnen. Hierzu gehören auch die Setzungsmessungen an Hochhäusern und die Verschiebungsmessungen an Baugrubenwänden in der Frankfurter Innenstadt. Sie sollten über das Verformungsverhalten des dortigen Tons Aufschluß geben. Desweiteren haben wir mit Versuchen über die "Stress strain characteristics of sands" begonnen, über deren bisherige Ergebnisse im August dieses Jahres ein Bericht im Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, Proceedings of the American Society of Civil Engineers, Vol. 99, No. SM8, p. 617-632 erschienen ist.

Nachdem die Erforschung der Spannungs-Dehnungsbeziehung der Böden von der Deutschen Forschungsgemeinschaft mit der Bildung eines Schwerpunktes eine bevorzugte Förderung erfahren hat, konnten Untersuchungen verstärkt weitergeführt werden. Mit einer verbesserten Meßtechnik werden die Versuche über die Verformungseigenschaften des Sandes fortgesetzt und der Einfluß der Vorbelastung und der Seitenspannung auf sein Verformungsverhalten geprüft. In Verbindung mit diesen Versuchen werden Setzungsmessungen unter einem auf Sand gegründeten über 100.000 Mp schweren Reaktorgebäude ausgeführt. Von einer Arbeitsgruppe wurde ein FEM-Programm für die Anwendung im Erd- und Grundbau entwickelt, daß auch nicht-lineare Verformungsvorgänge im Boden nachvollzogen werden können. Mit Hilfe dieses Programms ist es gelungen, die in Frankfurt gemess-

senen Hochhaussetzungen und Wandverschiebungen mit den an Proben festgestellten Spannungs-Dehnungsbeziehungen des Frankfurter Tons in Einklang zu bringen und damit einen Einblick in die Verformungsvorgänge unter Bauwerken und im Umkreis von tiefen Baugruben zu gewinnen. Über diese Arbeiten werden wir in den nächsten Mitteilungen berichten.

Darmstadt, im Oktober 1973

H. Breth

Übersicht

- | | |
|---------------------|--|
| Wanoschek/Breth | Auswirkung von Hauslasten auf die Belastung ausgesteifter Baugrubenwände. |
| Stroh/Chambosse | Messungen und Setzungsursachen beim Tunnelvortrieb im Frankfurter Ton. |
| Breth/Klüber | Die Standsicherheit durchströmter Steinschüttdämme - Auswertung eines Schadenfalles - . |
| Breth/Schwab | Die Beanspruchung der Asphaltbetondichtung in hohen Dämmen während der Schüttung und bei Erdbeben. |
| Breth/Romberg | Messungen an einer verankerten Wand. |
| Amann/Breth | Das Setzungsverhalten der Böden nach Messungen unter einem Frankfurter Hochhaus. |
| Breth/Schuster/Pise | Stress Strain Characteristics of Sand. |
| Breth/Pise/Schuster | A Study of Bulk and Shear Moduli of Sands. |

THE UNIVERSITY OF CHICAGO
DEPARTMENT OF CHEMISTRY
RECORDS OF THE DEPARTMENT OF CHEMISTRY
FROM 1892 TO 1900

1892-1893
1893-1894
1894-1895

1895-1896
1896-1897
1897-1898

1898-1899
1899-1900

1900-1901
1901-1902

1902-1903
1903-1904

1904-1905
1905-1906

Auswirkung von Hauslasten auf die Belastung ausgesteifter Baugrubenwände

Von Dr.-Ing. Robert Wanoschek und Prof. Dr.-Ing. Herbert Breth

Lehrstuhl und Versuchsanstalt für Bodenmechanik und Grundbau, Technische Hochschule Darmstadt

1. Einleitung

Im Stadtgebiet kommen die Baugrubenwände oft nahe an bestehende Gebäude heran. Auf den Verbau wirkt in diesem Fall außer dem Erddruck aus dem Eigengewicht des Bodens auch der Erddruck infolge der Hauslast. Die Hauslast wird mit einem zusätzlichen Erddruck berücksichtigt, der dem Erddruck aus dem Eigengewicht des Bodens überlagert wird. Den bisher in Vorschlag gebrachten Bemessungsansätzen haftet gemeinsam der Widerspruch an, daß die Wechselwirkung zwischen Wandbewegung und Erddruck nur beim Eigengewicht des Bodens, nicht aber bei der Hauslast berücksichtigt wird. Tatsächlich erfährt aber die Wechselwirkung den gesamten Erddruck, gleichgültig, wodurch er im einzelnen erzeugt wird. Wie sich hierbei die Fundamentlasten auswirken, ist weitgehend unbekannt. Es gibt kein zufriedenstellendes Verfahren, die Verteilung des Erddrucks auf eine biegsame Wand, z. B. auf eine Trägerhohlwand, zu berechnen. Wir sind auf empirische Hilfsmittel, auf Feldmessungen und Modellversuche angewiesen. Während Feldversuche nur mit Vorbehalt verallgemeinert werden können, bieten Modellversuche die Möglichkeit, systematische Untersuchungen durchzuführen. Voraussetzung für die Übereinstimmung mit der Wirklichkeit ist allerdings, daß nicht nur die Maße und Lasten des Modells der Wirklichkeit entsprechen, sondern auch der Aushub und die Aussteifung der Baugrube beim Modellversuch wirklichkeitsgetreu nachgeahmt werden. Beim Erddruck infolge Auflasten ist zwischen den Lasten, die bereits vor dem Aushub vorhanden sind und solchen, die erst nach beendetem Aushub aufgebracht werden, zu unterscheiden. Wie Bild 1 zeigt, ist die Auswirkung in beiden Fällen sehr verschieden, weshalb die Versuche von Gerber (1929), Spangler (1938) und Verdeyen und Roisin (1961) keinen Aufschluß über die Wirkung von bereits vorhandenen Gebäudelasten auf die Belastung der Baugrubenwand geben können.

2. Modellversuche

Aus den genannten Gründen wurde die Auswirkung von Streifenlasten in einem eigens hierfür konstruierten Modell untersucht, in dem der Boden wirklichkeitsgetreu lagenweise ausgehoben und die Steifen nacheinander beim Erreichen der jeweiligen Aushubtiefe eingebaut werden konnten. Die Lasten wurden vor dem Aushub aufgebracht, wodurch sie in die Wechselbeziehung zwischen dem Aushub, der Aussteifung und der Wandbewegung einbezogen waren. Hinter dem Fundament befand sich der Keller, so daß der Boden hinter der Wand einerseits durch den Keller entlastet, andererseits mit dem Fundament belastet war. Die Auswirkung der Streifenlast und des Kellers auf den Erddruck wurde durch einen Vergleichsversuch ohne Last und Keller bei sonst gleichen Bedingungen erhalten.

Die Versuchswand war zwei- und dreifach abgesteift. Der Modellmaßstab war 1:15. Die Maße der Versuchsanlage und die gewählten Lasten sind im Bild 2 angegeben, ebenso die nach dem Modellgesetz auf die Wirklichkeit umgerechneten Größen. Die Anlage entspricht einer 15 m tiefen Baugrube mit einer 17 m hohen Wand. Die aufgebrachten Streifenlasten entsprechen mit 40 Mp/m der Regellast bei üblicher Bebauung und mit 80 Mp/m der Fundamentlast bei ausgesprochen schwerer Bebauung. Bei jedem Versuch wurden in der Wand die Verteilung des Erddrucks und des Erdwiderstandes, die Steifenkräfte, der Wandreibungswinkel, die Wandbewegung sowie die Setzung der Fundamente und Bodenoberfläche gemessen. Sämtliche Messungen konnten von Beginn des Aushubs an durchgeführt werden. Der Versuchsboden, ein gewaschener, trockener Quarzsand mit bis zu 2 mm Korngröße, ist in mitteldichter Lagerung eingebaut worden. Sein Reibungswinkel beträgt bei den im Modell herrschenden Spannungen 40 bis 42°. Eine ausführliche Beschreibung der Versuchs- und Meßeinrichtungen bringt das Mitteilungsheft 9 der Versuchsanstalt für Bodenmechanik und Grundbau der Technischen Hochschule Darmstadt.

3. Ergebnisse

Bild 3 zeigt den Ablauf eines typischen Versuchs. Mit dem Aushub nimmt der Erddruck zunächst schnell, dann langsamer ab, um sich schließlich einem unteren Grenzwert zu nähern. Der mittlere Wandreibungswinkel nimmt dabei ständig zu und erreicht beim Endaushub mit etwa $\frac{2}{3} \varphi$ seinen Größtwert. Die Steifen erhalten ihre endgültigen Kräfte bereits beim Verbau. In Bild 4 sind die gemessenen Erddrücke E in Abhängigkeit von der Laststellung angegeben. Sie liegen beträchtlich über den nach Coulomb mit enenen Gleitflächen ermittelten Werten E_0 . Unter Erddruck (E und E_0) wird hier, wie im folgenden die Horizontalkomponente des resultierenden Gesamterddrucks verstanden. Der Grenzabstand a_{g_2} , von dem ab die Streifenlast den Erddruck nicht mehr beeinflußt, ist etwa

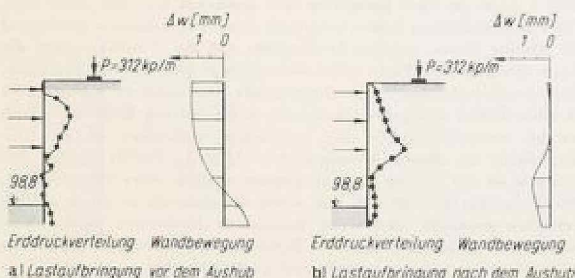
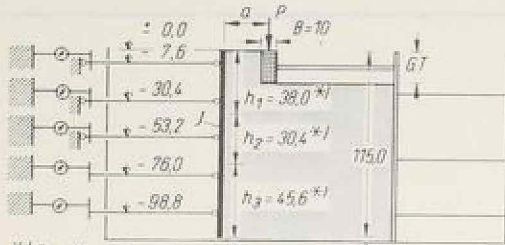
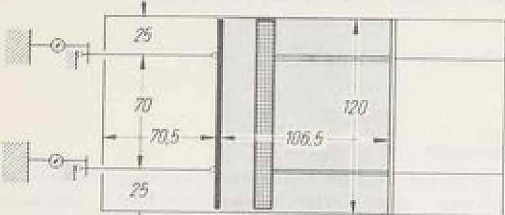


Bild 1. Erddruck allein infolge einer Streifenlast auf eine abgesteifte Wand nach Modellversuchen



*1) Der Wandreibungswinkel δ kann für diese Bereiche getrennt angegeben werden Maße in (cm)



Wandhöhe	H	m	Modell	umgerechnet auf die Wirklichkeit*1)
Wandsteifigkeit	J	cm ⁴ /m	1,15	17,2
Stiefenzahl	-	-	0,48	27,400
Stiefenabstand	-	-	2,3	2,3
Fundamentbreite	B	m	0,456; 0,228	6,8; 3,4
Gründungstiefe	G	m	0,1	1,5
max. Aushubtiefe	T	m	0,1, 0,2	1,5; 3,0
Last	P	Mp/m	0,988	14,8
			0,162; 0,312	41, 79

*2) mit $\lambda_L = \frac{L_N}{L_M} = 15, \quad \frac{\gamma_N}{\gamma_M} = \frac{1,85}{1,64}$

Bild 2. Aufbau und Größe des Modells.

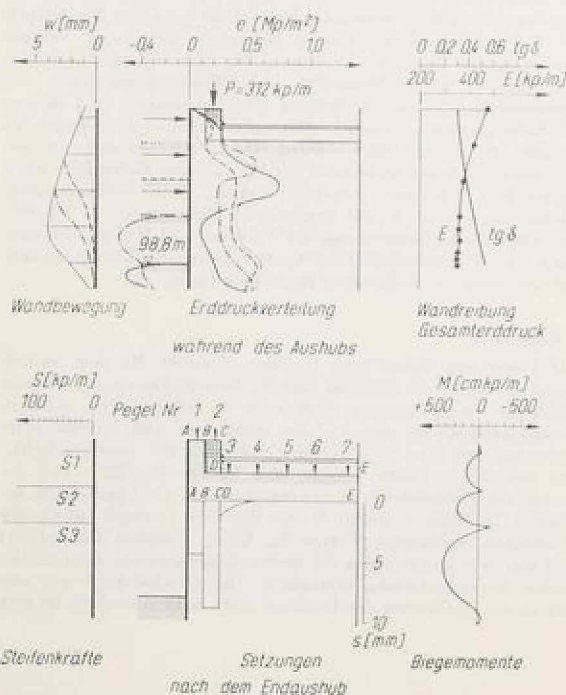


Bild 3. Ergebnis eines Versuchs.

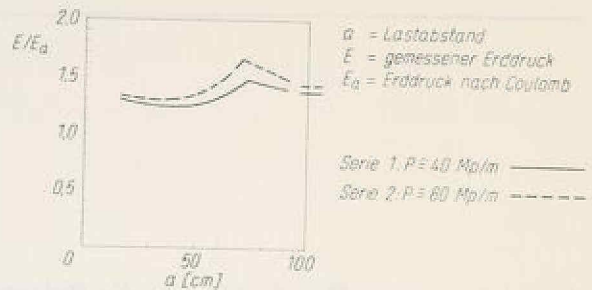


Bild 4. Erddruck in Abhängigkeit von der Laststellung

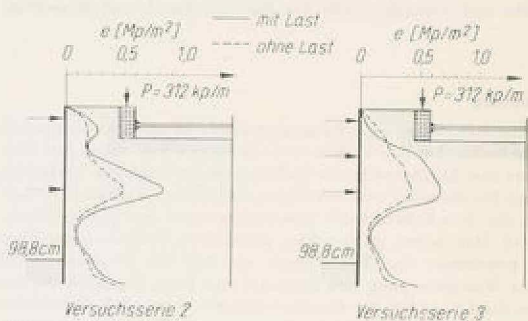


Bild 5. Einfluß der Streifenlast auf die Größe und Verteilung des Erddrucks

um $\frac{1}{3}$ größer als nach der Erddrucktheorie. Der gegenüber Coulomb größere Erddruck hat seinen Grund in der Wandbewegung. Bereits Mecke (1939) und Lehmann (1942) haben gezeigt, daß der Erddruck in dem Maße zunimmt, in dem der obere Wandbereich unverschieblich ist und nicht an der Bewegung teilnimmt. Die in diesen Fällen gemessenen Erddrücke waren ebenfalls um etwa 25% größer als der Erddruck nach Coulomb. Es ist demnach verständlich, wenn auch der Erddruck auf abgestützte Baugrubenwände größer ist als der aktive Erddruck nach Coulomb, weil bei ihnen im entscheidenden letzten Aushubschritt der obere Wandbereich unverschieblich gestützt ist und die Wandbewegung auf das untere Feld begrenzt bleibt. Der notwendige Zuschlag auf den nach Coulomb berechneten Erddruck kann unterbleiben, wenn die Bodenkenwerte vorsichtig angesetzt werden, was in der Praxis im allgemeinen der Fall ist. Auch sind in der Natur oft Kohäsionskräfte wirksam, die nicht oder nur zum Teil in Rechnung gesetzt werden. Nicht selten werden die Scherparameter des Bodens aus Steifenruckmessungen rückgerechnet und den weiteren Bemessungen zugrunde gelegt.

Bild 5 zeigt an zwei Beispielen den Erddruck mit und ohne Last. Die Erddruckflächen haben innerhalb einer Versuchsserie annähernd die gleiche Form, woraus hervorgeht, daß die Fundamentlast die Form der Erddruckfläche nicht wesentlich verändert. Die Erddruckflächen unterscheiden sich in ihrer Größe. Das unterste Wandfeld ist in allen Fällen weitgehend entlastet, der Erddruck konzentriert sich an der untersten Steife. Bei zweifacher Absteifung ist die Erddruckfläche im oberen Wandteil dreieckförmig, bei dreifacher Absteifung ist sie je nach Aushubvorgang dreieck- oder trapezförmig. Die Trapezform stellt sich ein, wenn der Aushub in gleich großen Schritten geschieht oder wenn wenigstens die letzten beiden Aushubschritte gleich groß sind. Ist der letzte Aushubschritt größer als die vorangegangenen, so stellt sich auch hier eine annähernd dreieckige Druckverteilung ein. Nach den Versuchen hängt die Größe des Erddrucks von der Größe und Stellung der Last ab. Die Erddruckverteilung wird hingegen entscheidend von Aushub- und Absteifungsvorgang beeinflusst.

Nach ihrer Auswirkung auf den Erddruck haben wir zwischen wandnahen, d. h. innerhalb des Gleitkeils wirkenden und weiter entfernt angreifenden Streifenlasten zu unterscheiden; Lasten innerhalb des

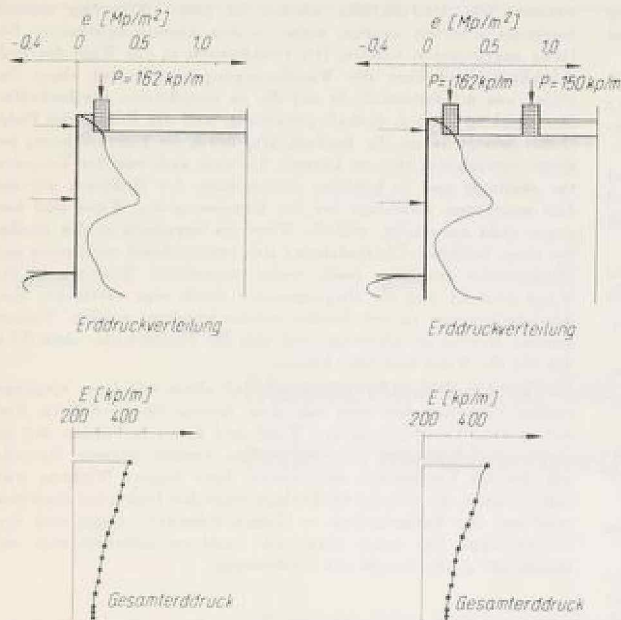


Bild 6. Erddruck bei einer und zwei Streifenlasten

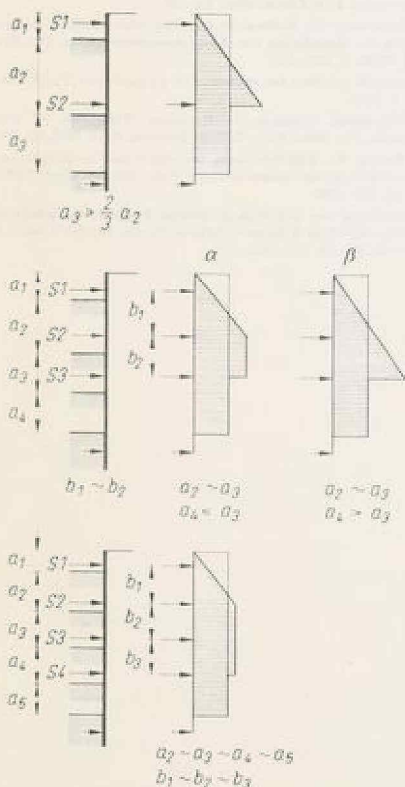


Bild 7. Erddruck ohne Hauslast E_0 -Fläche, Grundformen

Gleitkeils verändern sowohl die Größe als auch die Verteilung des Erddrucks, jedoch überwiegt auch hier bei der Erddruckverteilung der Einfluß der Streifenanordnung und des Anstuhlvorganges. Lasten außerhalb des Gleitkeils beeinflussen im wesentlichen die Größe des Erddrucks, während mit zunehmendem Abstand der Last von

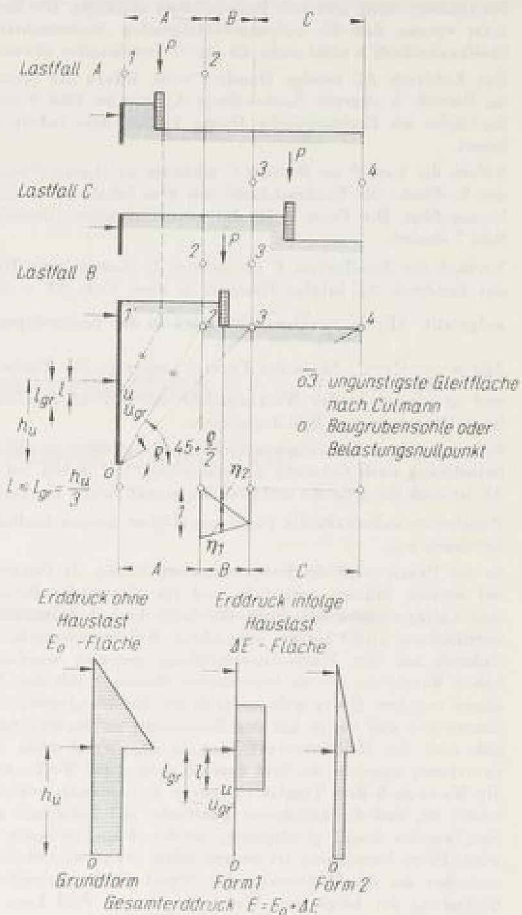


Bild 8. Erddruck infolge Bodeneigengewicht und Hauslast am Bruchpol einer zweifach abgestreift Wand (die Form 1 beginnt in Höhe der Fundamentsohle, die Grundform und die Form 2 beginnen in Geländeoberfläche)

der Wand die Erddruckverteilung nimmt der Bauvorgang abhängt und mit der Erddruckverteilung ohne Last identisch ist. Lasten außerhalb des Böschungskells haben auf die Größe und Verteilung des Erddrucks keinen Einfluß mehr.

Bild 6 zeigt das Ergebnis zweier Versuche. Ein Versuch mit einer Last, ein Vergleichsversuch mit zwei gleichzeitig angreifenden Lasten. In Übereinstimmung mit dem oben Gesagten hat die entfernter wirkende Last den Erddruck vergrößert, die Erddruckverteilung jedoch nicht mehr beeinflusst.

4. Bemessungsvorschlag

Anhand der erhaltenen Ergebnisse wurde der Versuch unternommen, einen Vorschlag für die Ermittlung des Erddrucks infolge von Hauslasten bei Berücksichtigung der festgestellten vielfältigen Einflüsse und Wechselwirkungen auszuarbeiten. Er wird in der Folge zur Diskussion gestellt.

Der Erddruck wird nach Coulomb bzw. Culmann mit ebenen Gleitflächen ermittelt. Zunächst wird der Erddruck E unter Einschluss der auf den Gleitkeil wirkenden Hauslast bestimmt. Der Keller über dem Gleitkeil wird hierbei berücksichtigt. Anschließend wird der Erddruck E_0 ohne Hauslast berechnet und hierfür innerhalb des Gleitkeils die Bodenoberfläche gleichbleibend in Geländeoberfläche angenommen. Der Wandreibungswinkel wird zu $\delta = + \frac{2}{3}\alpha$ angesetzt. Die Differenz $\Delta E = E - E_0$ stellt den Einfluß der Fundamentlast dar, wobei das um den Keller verminderte Bodeneigengewicht bereits berücksichtigt ist. Der Erddruck ohne Hauslast wird in eine der im Bild 7 angegebenen Erddruckflächen mit dem Inhalt E_0 umgewan-

delt. Sie sind aus den Versuchsergebnissen abgeleitet und von der Steifenanordnung und vom Bodenaushub abhängig. Die Empfehlung setzt voraus, daß die aufeinanderfolgenden Aushubschritte a und Steifenabstände b nicht mehr als um $1/3$ voneinander abweichen.

Der Erddruck ΔE infolge Hauslast wird, sofern die Streifenlast P im Bereich A angreift (Laststellung A), wie im Bild 3 gezeigt, der E_0 -Fläche als Rechteckfläche (Form 1) mit dem Inhalt ΔE überlagert.

Sofern die Last P im Bereich C wirksam ist (Laststellung C), wird der E_0 -Fläche die Erddruckfläche mit dem Inhalt ΔE in der Form 2 hinzugefügt. Die Form 2 ist der entsprechenden Grundform nach Bild 7 ähnlich.

Verläuft die Streifenlast P im Bereich B (Laststellung B), so wird der Erddruck ΔE infolge Hauslast in zwei Teile $\Delta E = \Delta E_1 + \Delta E_2$ aufgeteilt. $\Delta E_1 = \frac{\eta_1}{\eta_1 + \eta_2} \cdot \Delta E$ wird in der rechteckigen Form 1,

$\Delta E_2 = \frac{\eta_2}{\eta_1 + \eta_2} \cdot \Delta E$ in der Form 2 angesetzt. Die Einflußwerte η_1 und η_2 werden in der Wirkungslinie der Last in dem dimensionslosen Diagramm von Bild 8 abgelesen.

Sofern mehrere Linienlasten wirken, so sind diese in die Erddruckberechnung nach Culmann einzubeziehen. Ihr Anteil am Erddruck ΔE ist nach ihrer Größe und Stellung gemäß Bild 8 zu ermitteln.

Hauslasten außerhalb des Bereiches C üben keinen Einfluß auf den Erddruck aus.

In der Praxis wird die Baugrubenwand häufig als Durchlaufträger auf starren Stützen aufgefaßt und für diesen die Biegemomente und Auflagerkräfte berechnet. Die beim Aushub auftretende Wandverschiebung bleibt hierbei unbeachtet. Welche entscheidende Fehler dadurch bei der Momentenermittlung gemacht werden können, haben Vergleiche der so berechneten Momente mit den Meßergebnissen ergeben. Da es nicht möglich ist, die Wandverschiebung voranzusagen und vorab bei der Bemessung zu berücksichtigen, läßt sich auch die Momentenverteilung in der Wand nicht im voraus zuverlässig angeben. Es liegt deshalb nahe, nach Weißenbach (1969) die Wand nach dem Traglastverfahren zu bemessen, womit gewährleistet ist, daß die angenetzte Lastfläche mit Sicherheit aufgenommen werden kann, gleichgültig, welche Wandbewegung auftreten wird. Diese Bemessung ist zudem meist etwas wirtschaftlicher und einfacher als die Bemessung der Wand als Durchlaufträger. Der Entlastung der biegsamen Wand im unteren Feld kann nach den Modellversuchen durch eine Abminderung der in diesem Fall

parabelförmigen Momentenfläche auf etwa 60 % Rechnung getragen werden. Die Steifenkräfte können in guter Näherung statisch bestimmt ermittelt werden, wobei in den Absteifungspunkten Gelenke angenommen werden. Die Unsicherheit in der Wahl der Erddruckfläche und über die Wandbewegungen erfordert einen Zuschlag von mindestens 25 % auf die so berechneten Steifenkräfte. Der Zuschlag ist auch deshalb notwendig, weil wie Briske und Pirlet (1968) gezeigt haben, die Steifenkräfte durch die Bauausführung bedingt, beträchtlich streuen können. Sie sind auch von der Temperatur abhängig und in bindigen Böden kann der Erddruck mit der Zeit zunehmen. Zuschläge bei der Bemessung der Wand sind hingegen nicht notwendig, weil die Wand im Gegensatz zu den Steifen bei einer örtlichen Überlastung sich entsprechend verformen und Fließgelenke ausbilden kann, wobei ungenützte Reserven in der Wand geweckt und die Biegemomente durch eine verstärkte Erddruckumlagerung zu den Steifen wieder abgebaut werden. Voraussetzung hierfür ist allerdings, daß sich die Fließgelenke ohne Schaden für die Wand ausbilden können.

Die Versuche haben ferner gezeigt, daß allein mit einer biegeunelastischen Ortbetonwand oder mit dem Ansatz eines erhöhten Erddrucks eine Verschiebung der Wand und damit Setzungen der angrenzenden Bebauung nicht verhindert werden können. Dasselbe gilt für das Vorspannen der Steifen. Eine bessere Wirkung wird erzielt, wenn die oberste Steifenlage möglichst frühzeitig eingebaut wird und der Bodenaushub in kleinen Schritten erfolgt und dem Steifeneinbau nur wenig voraussetzt. Letzteres erfordert eine entsprechende große Anzahl von Steifenlagen.

Literatur

- [1] Briske, R., und Pirlet, E.: Messungen über die Beanspruchung des Baugrubenverbau der Kölner U-Bahn. Die Bautechnik 45 (1968), S. 290–299.
- [2] Gerber, E.: Untersuchungen über die Druckverteilung im örtlich belasteten Sand. Pneumatikarbeit der ETH Zürich, 1929, Nr. 521.
- [3] Lehmann, H.: Die Verteilung des Erdgriffs an einer oben drehbar gelagerten Wand. Ein Beitrag zur Berechnung von Baugrubenaussteifungen. Die Bautechnik 20 (1942), H. 31/32, S. 273–283.
- [4] Meike, W.: Der Erdgriff an einer im unteren Teil nachgiebigen Wand. Diss. TH Hannover v. 23. 4. 1939.
- [5] Spangler, M. G.: Horizontal Pressures on Retaining Walls Due to Concentrated Surface Loads. The Iowa State College Bulletin, April 1938, Nr. 140.
- [6] Verdéyen, J., und Roinin, V.: Relation entre les effets des surcharges concentrées et les caractéristiques des écrans souples. Proc. 5th Int. Conf. SMFE, Paris, 1961, Vol. 2, pp. 591–598.
- [7] Weißenbach, A.: Berechnung von mehrfach gestützten Baugrubenspundwänden und Trägerbohlwänden nach dem Traglastverfahren. Straße Brücke Tunnel 21 (1969), S. 17–23, 38–42, 67–74, 130–136.

Messungen und Setzungsursachen beim Tunnelvortrieb im Frankfurter Ton

Von Dipl.-Ing. **Dieter Stroh** und Dipl.-Ing. **Gerd Chambose**, Technische Hochschule Darmstadt



Abstand Tunnelvortrieb (m)	Setzung (cm)
0	10
10	8
20	6
30	5
40	4
50	3
60	2
70	1.5
80	1
90	0.5
100	0.2

Messungen und Setzungsursachen beim Tunnelvortrieb im Frankfurter Ton

DK 624.191.24 Österreichische Tunnelbauweise
 DK 624.191.6 Schildvortrieb
 DK 69.058.4 Messung von Setzungen

Von Dipl.-Ing. Dieter Stroh und Dipl.-Ing. Gerd Chambosse, Technische Hochschule Darmstadt

1. Einleitung

Im Jahre 1970 wurden in Frankfurt/Main für die Stadtbahn die ersten Baulose in bergmännischer Bauweise aufgeföhren. Dabei kamen die sogenannte Neue Österreichische Bauweise und der konventionelle halbmechanische Schildvortrieb zur Anwendung. Den Auftrag für die Schildstrecke erhielt eine Arbeitsgemeinschaft aus den Firmen: E. Heitkamp GmbH / Schachtbau Thyssen GmbH / F. & N. Kronibus OHG / Intu-Bau GmbH & Co. KG. Der Vortrieb in der Neuen Österreichischen Bauweise — ein Sondervorschlag der Beton- und Monierbau AG — wurde von der Arbeitsgemeinschaft aus den Firmen Beton- und Monierbau AG / Julius Berger-Bauhoag AG / Heilmann & Littmann Bau-AG / Ziv. Ing. Rembert Oberranzmeyer / Polensky & Zöllner / Ed. Zöblin AG ausgeführt. Die Entwürfe für die verschiedenen Vortriebsarten in der Neuen Österreichischen Bauweise wurden von Prof. Dr.-Ing. L. Müller von der Universität Karlsruhe ausgearbeitet. Bei beiden Bauweisen wurden im jeweils ersten aufgeföhrenen Baulos umfangreiche Messungen durchgeführt. Über diese Messungen im Los 23 bei der Schildbauweise und in einem Probeabschnitt im Los 25 bei der Neuen Österreichischen Bauweise wurde im Mitteilungsheft 10 der Versuchsanstalt für Bodenmechanik und Grundbau der Technischen Hochschule Darmstadt ausführlich berichtet [1]. Hier sollen — nach einem kurzen Überblick über diese Messungen — weitere Meßergebnisse bei der Österreichischen Bauweise mitgeteilt und über mögliche Ursachen für die Setzungen, die aus den Messungen abgeleitet wurden, berichtet werden.

Das Meßprogramm wurde in Zusammenarbeit mit dem Stadtbahnbaumeister Frankfurt/Main unter der Leitung von Baudirektor Dipl.-Ing. Spiess und dem tunnelbautechnischen Berater der Arbeitsgemeinschaft Los 25 Prof. Dr.-Ing. L. Müller von der Universität Karlsruhe sowie dem bodenmechanischen Gutachter des Stadtbahnbaumeisters Prof. Dr.-Ing. H. Breth von der Technischen Hochschule Darmstadt ausgearbeitet. Die Messungen in der Probebestrecke und in der Schildstrecke wurden durch einen Forschungsauftrag des Bundesverkehrsministeriums an Prof. Breth gefördert.

2. Untergrund

Die Tunnelröhren, über die hier berichtet wird, liegen im sogenannten Frankfurter Ton, einem tertiären Ton, der unter quartären Kiesen und Sanden in etwa 7 m Tiefe ansteht. Der stark verdichtete, hochplastische Tonmergel ist mit feinen Haarrissen durchzogen. Seine Kennwerte mit Schwankungen sind im Bild 1 gegeben. Im Ton sind in unregelmäßiger Folge und Dicke wasserführende Kalkbänke und Hydrobiensandschichten eingeschlossen. Aus den z.T. stark geklüfteten Kalksteinbänken können große Wassermengen austreten. Die wasserführenden Schichten stehen untereinander und mit dem Grundwasser in den quartären Schichten in Verbindung.

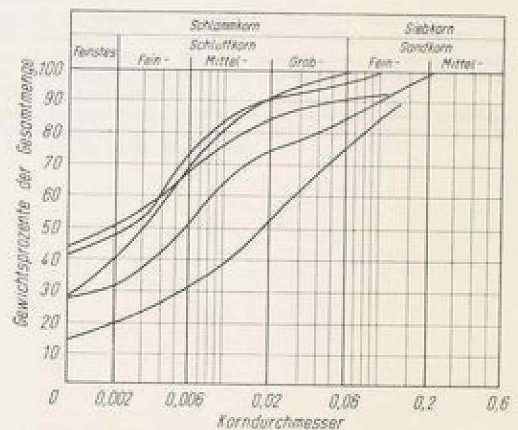
3. Messungen beim Schildvortrieb und in einer Probebestrecke der Neuen Österreichischen Bauweise

Im Baulos 25 sollten in der Neuen Österreichischen Bauweise zum erstenmal bei nur geringem Abstand zwischen Tunnelfirst und Geländeoberkante Häuser, darunter auch das historische Frankfurter Rathaus, der Römer, unterfahren werden. Zur Beurteilung dieser Bauweise wurden daher in einer Probebestrecke von 50 m Länge umfangreiche Messungen durchgeführt.

In mehreren Querschnitten wurde die Setzung in mehreren Horizonten gemessen. Außerdem wurde die Setzung der unterfahrenen Gebäude ständig beobachtet. Zum Vergleich wurden diese Messungen auch bei dem gleichzeitig durchgeföhrenen Schildvortrieb im Baulos 23 ausgeführt. Weiterhin wurden die Durchmesseränderungen der Tunnelröhren und die Beanspruchung in der Tunnelaußenkleidung gemessen.

In beiden Baulosen waren zwei in 12 m Achsabstand nebeneinanderliegende Tunnelröhren aufzuföhren. Die Bodenüberdeckung im Bereich der Meßquerschnitte betrug jeweils 11,5 m. Der Durchmesser des Ausbruchquerschnittes war etwa 6,4 m bei der Neuen Österreichischen Bauweise und 6,7 m beim Schildvortrieb. Die Stahlbetontübbings sind 35 cm, die Spritzbetonschale ist 20 cm dick. Während bei der Neuen Österreichischen Bauweise beide Röhren gleichzeitig aufgeföhren wurden, wurden sie beim Schildvortrieb nacheinander hergestellt.

In der Probebestrecke der Neuen Österreichischen Bauweise wurden über dem Tunnelfirst in der Geländeoberfläche 8 cm als größte Setzung gemessen. Davon sind 3,5 cm auf die Grundwasserabsenkung und 4,5 cm auf den Tunnelvortrieb zurückzuführen. Aus dem Vortrieb einer Röhre allein resultieren bei dieser Bauweise etwa 3,5 cm Setzung. Die Setzungsmulde erstreckt sich quer zur Tunnelachse nach beiden Seiten über eine Weite von 30 m. Diese entspricht ungefähr dem fünffachen Tunnelradius. Die Ausdehnung der Setzungsmulde ist unabhängig von der Größe der Setzung. Die Setzungsmulde hat 5 m neben der Tunnelachse die größte Neigung. Die maximale Neigung in Geländeöhe beträgt 1:300 und im Horizont 0,5 m über dem Tunnelfirst 1:130. Unter Neigung wird hier die Setzungsdifferenz zwischen zwei Meßpunkten bezogen auf den Abstand verstanden. In Tunnelrichtung erstreckt sich die Längsmulde etwa über dieselbe Länge, sie verläuft jedoch wesentlich flacher. Unmittelbar über dem First waren die Setzungen aus dem Tunnelvortrieb mit 6 bis 8 cm nahezu doppelt so groß wie in der Geländeoberfläche. In einem Bereich bis 6 m über dem First hatte sich der Boden aufgelockert, weshalb die Setzungen nach oben abnahmen.



		Mittelwert	Größt- wert	Klein- wert
Feuchtraumgewicht	Mp/m ³	1,62	1,65	1,71
Porenvolumen	%	50	58	45
natürliche Wassergehalt	%	25	45	22
Fließgrenze	%	63	73	37
Plastizität	%	37	45	18
Konsistenz	—	0,82	1,1	0,4
Sättigung	%	94	100	80
Reibungsgehalt	%	28	50	20
Aktivität	—	1,0	1,3	0,7
Zylinderdruck	kp/cm ²	3,0	5,5	1,3
Endfestigkeit	—	—	—	—
Reibungswinkel	°	20	25	18
Kohäsion	kp/cm ²	0,7	0,8	0,7

Bild 1. Kennwerte des Frankfurter Tonmergels

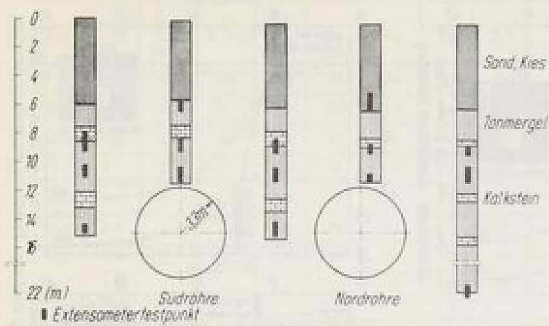


Bild 2. Neue Österreichische Bauweise, Meßquerschnitt Römerberg MQ I

Beim Schildvortrieb waren die Setzungen bei vergleichbaren Untergrundverhältnissen nahezu gleich groß wie bei der Neuen Österreichischen Bauweise und die Setzungsmulde sah ähnlich aus. Der zeitliche Ablauf der Setzungen unterscheidet sich jedoch von dem bei der Neuen Österreichischen Bauweise. Während bei der Neuen Österreichischen Bauweise bereits größere Setzungen auftraten, bevor der Stollen die Meßstelle erreicht hatte, begannen die Setzungen beim Schildvortrieb erst später.

Spannungsmessungen an den Tübbings der Schildstrecke haben gezeigt, daß diese beim Einbau und Vortrieb wesentlich mehr beansprucht werden, als unter der Last des Bodens, die für die Bemessung des Tunnels in der Regel als maßgebend angesehen wird. Bei der Neuen Österreichischen Bauweise wurde eine wesentlich geringere Beanspruchung in der Spritzbetonschale gemessen.

Die Setzungsmessungen an den Gebäuden haben gezeigt, daß sich die tragenden Wände der Häuser wie Scheiben verhalten. Die Häuser haben größere Setzungen vertragen als allgemein erwartet wurde.

3.1 Weitere Setzungsmessungen bei der Neuen Österreichischen Bauweise

Um weitere Auskünfte über das Setzungsverhalten des Bodens beim Vortrieb in der Neuen Österreichischen Bauweise zu erhalten, wurden zusätzliche Messungen im Los 25 und in einem weiteren Baulos 17 durchgeführt.

Bild 2 zeigt für einen der fünf Meßquerschnitte die Anordnung der Meßpunkte. Die auch hier gemessene und für die Neue Österreichische Bauweise in Frankfurt typische Setzungsmulde in Geländeoberhöhe und 0,5 m über dem First quer zur Tunnelachse ist in Bild 3 zu sehen. Außerdem ist die Verteilung der Setzungen über dem First und unmittelbar neben der Tunnelröhre über die Tiefe aufgetragen. Daraus wird die Abgrenzung einer Auflockerungszone über dem Tunnelfirst ermöglicht. Die Setzungsmulde hat in allen

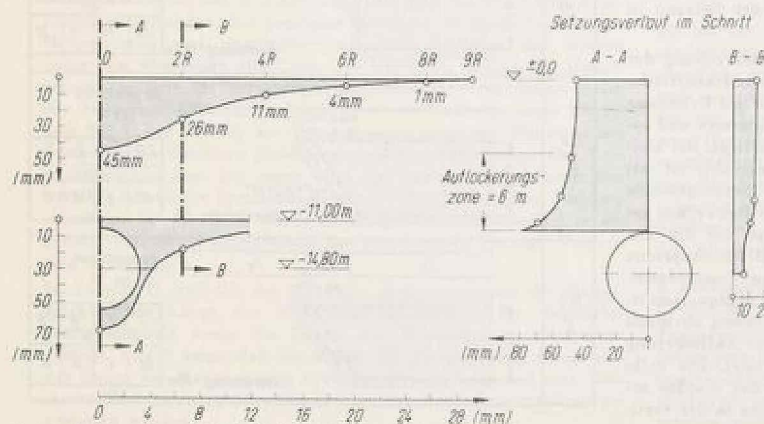


Bild 3. Setzungsmulden der Neuen Österreichischen Bauweise. Vortriebsinfluß in verschiedenen Horizonten.

Meßquerschnitten die gleiche Form. Die Größtwerte der gemessenen Setzungen unterscheiden sich jedoch wesentlich. Im folgenden Kapitel wird versucht, die Ursachen für diese Unterschiede aufzuklären.

3.2 Setzungsursachen bei der Neuen Österreichischen Bauweise

Für die genaue Erfassung der für die Setzungen entscheidenden Bauphase beim Tunnelvortrieb ist der zeitliche Setzungsverlauf in der Geländeoberfläche allein nicht ausreichend. Die Setzungen in der Geländeoberfläche treten als Folge von Bodenverformungen und Spannungsumlagerungen durch den Tunnelvortrieb mit zeitlicher Verschiebung auf. Eine bessere Aussage über die für die Setzung entscheidende Bauphase beim Tunnelvortrieb liefert der zeitliche Setzungsverlauf in unmittelbarer Nähe des Setzungsherd. Es wird daher das Setzungsverhalten des Bodens unmittelbar über dem Tunnelfirst zur Beurteilung der kritischen Bauphase herangezogen. Die Bilder 4 bis 7 zeigen in verschiedenen Querschnitten den zeitlichen Verlauf der Setzung eines Meßpunktes 0,5 m über dem Tunnelfirst und eines zweiten darüberliegenden Meßpunktes in der Geländeoberfläche. Zunächst verlaufen beide Kurven annähernd parallel, wobei die Setzung in Geländeoberfläche etwas größer ist als die des tieferliegenden Firstpunktes. Der Meßpunkt in der Erdoberfläche setzt sich einmal mehr als der tieferliegende Firstpunkt durch die GW-Absenkung, zum anderen gelangt er früher als der Firstpunkt in den Setzungseinfluß des Vortriebs. Bei Annäherung des Vortriebs an den Meßquerschnitt nimmt die Setzung des Firstpunktes wesentlich mehr als die des Oberflächenpunktes zu, und beide Kurven schneiden sich. Nach dem Sohlschluß klingen die Setzungen ab und die Kurven laufen wieder parallel.

Nach dem zeitlichen Setzungsverlauf erscheint es sinnvoll, die Gesamtsetzung in drei Teile aufzuteilen. Die Vorseizung (S_V) tritt auf, bis sich der Boden über dem First aufzulockern beginnt. Diese Phase wird dadurch angezeigt, daß sich der Firstpunkt schneller als der Oberflächenpunkt setzt. Die danach bis zum Ende der Auflockerung des Bodens auftretenden Setzungen werden als Hauptsetzung (S_H) bezeichnet. Die restlichen Setzungen werden in der Nachsetzung (S_N) zusammengefaßt.

In der Tabelle I ist für die einzelnen Querschnitte der Anteil der Teilsetzungen an der Gesamtsetzung des Firstpunktes angegeben. Die Meßergebnisse zeigen, wie die Vor- und besonders die Hauptsetzung von der Arbeitsweise beim Vortrieb abhängen. Die Nachsetzung ist hingegen für alle Meßquerschnitte nahezu gleich groß und offenbar vom Vortrieb unabhängig.

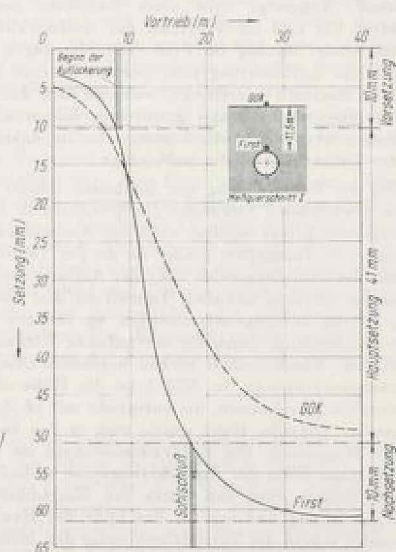


Bild 4. MQ I, Setzungen infolge Tunnelvortrieb

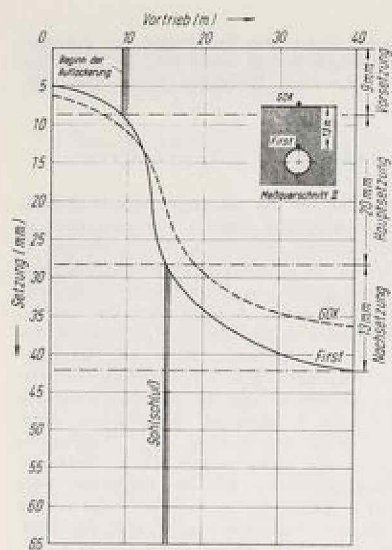


Bild 5. MQ II, Setzungen infolge Tunnelvortrieb

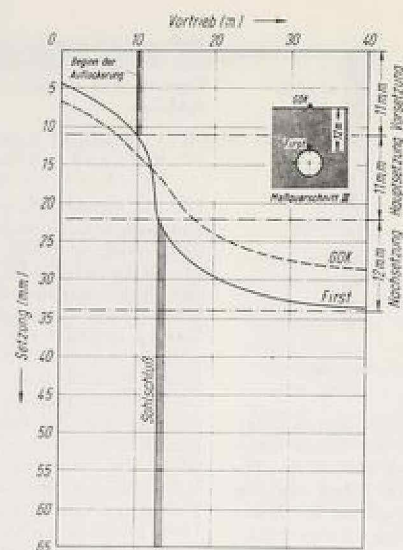


Bild 6. MQ III, Setzungen infolge Tunnelvortrieb

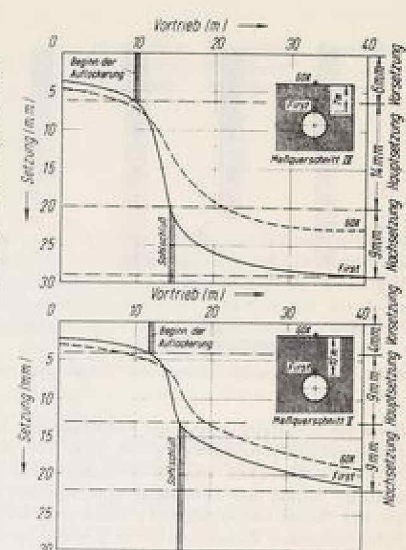


Bild 7. MQ IV/V, Setzungen infolge Tunnelvortrieb

Als Vorsetzung wurden im Firstpunkt 4 mm bis 11 mm gemessen. Eine Verkürzung der Firstkalotte von 5 m im Meßquerschnitt MQ I auf 1,5 m im Meßquerschnitt MQ III brachte keine kleinere Vorsetzung. Durch eine im Meßquerschnitt MQ IV und MQ V unter 55° geneigte Ortsbrust wurde die Vorsetzung hingegen fast auf die Hälfte reduziert. Die Vorsetzung ist jedoch von untergeordneter Bedeutung, weil sie nur sehr flache Setzungsmulden verursacht, durch die die Behauung nicht gefährdet wird.

Die Hauptsetzung wird mit dem Beginn der Bodenauflockerung über dem First eingeleitet. Durch den Bodenausbruch beim Tunnelvortrieb wird das Gleichgewicht im Boden gestört und das Gebirge über dem Tunnelfirst gerät in einen instabilen Zustand. Durch diese Störung bewegt sich der Boden und versucht durch Spannungumlagerungen, wieder in einen stabilen Zustand zu kommen. Dies gelingt auch in einem Teilbereich mit der Bildung eines selbsttragenden Gewölbes. Der Boden unter diesem Gewölbe kann sich jedoch seitlich nicht abstützen, er bleibt im instabilen Zustand. Angezeigt wird diese Bauphase der Bodenauflockerung durch die nun im Vergleich zur Geländeoberfläche schneller zunehmende Setzung im First. Die Messungen haben ergeben, daß sich die Auflockerungszone nur bis in eine begrenzte Höhe über dem Stollenfirst erstreckt, während sich der darüberliegende, im Gewölbe wieder stabil gewordene Boden als Ganzes setzt. Der Boden über der Auflockerungszone ist daher an der Setzung in der Geländeoberfläche unbeteiligt.

Bei der Unterfahrung von Gebäuden können zur Beurteilung der zu erwartenden Setzungen die Setzungen in der Geländeoberfläche zugrunde gelegt werden, wenn der Abstand zwischen der Gründung und dem Tunnelfirst größer ist als der Tunneldurchmesser und somit die Gründungssohle über der Auflockerungszone liegt. Bei kleinerem Abstand zwischen Tunnelfirst und Gründungssohle ist mit größeren Setzungsunterschieden zu rechnen. Die Setzungsmulde wird allerdings durch die versteifende Wirkung des Bauwerkes geglättet. Wandscheiben wirken besonders abmindernd auf die Setzungsunterschiede. In Bild 3 ist die Höhe der Auflockerungszone deutlich zu erkennen. Sie entspricht mit rd. 6 m dem Tunneldurchmesser. Dieselbe Höhe wurde auch in den anderen Meßquerschnitten festgestellt. Die Erdruckmessungen im First lassen ebenfalls auf diese Höhe der Auflockerungszone schließen. Die Auflockerung des Bodens wird erst durch den Ringschluß gestoppt. Die volle Ringwirkung und mit ihr das Ende der Hauptsetzung wurden erreicht, sobald die Tunnelröhre unter den Meßpunkten in der vertikalen Ebene statisch wirksam war.

Tabelle I. Schematische Darstellung der Vortriebsweise und Setzung des Firstpunktes in der Neuen Österreichischen Bauweise

	Nachsetzung = S_N	Hauptsetzung = S_H	Vorsetzung = S_V													
MQ I				Probststraße Los 25 <table border="1"> <tr> <td>S_N</td> <td>S_V</td> <td>S_H</td> <td>S_N</td> </tr> <tr> <td colspan="4">mm</td> </tr> <tr> <td>81</td> <td>10</td> <td>41</td> <td>10</td> </tr> </table>	S_N	S_V	S_H	S_N	mm				81	10	41	10
S_N	S_V	S_H	S_N													
mm																
81	10	41	10													
MQ II				Karmelitergasse Los 25 <table border="1"> <tr> <td>S_N</td> <td>S_V</td> <td>S_H</td> <td>S_N</td> </tr> <tr> <td colspan="4">mm</td> </tr> <tr> <td>42</td> <td>9</td> <td>20</td> <td>13</td> </tr> </table>	S_N	S_V	S_H	S_N	mm				42	9	20	13
S_N	S_V	S_H	S_N													
mm																
42	9	20	13													
MQ III				Blauhändgasse Los 25 <table border="1"> <tr> <td>S_N</td> <td>S_V</td> <td>S_H</td> <td>S_N</td> </tr> <tr> <td colspan="4">mm</td> </tr> <tr> <td>34</td> <td>11</td> <td>11</td> <td>12</td> </tr> </table>	S_N	S_V	S_H	S_N	mm				34	11	11	12
S_N	S_V	S_H	S_N													
mm																
34	11	11	12													
MQ IV				Bergerstraße Los 17 <table border="1"> <tr> <td>S_N</td> <td>S_V</td> <td>S_H</td> <td>S_N</td> </tr> <tr> <td colspan="4">mm</td> </tr> <tr> <td>29</td> <td>6</td> <td>14</td> <td>9</td> </tr> </table>	S_N	S_V	S_H	S_N	mm				29	6	14	9
S_N	S_V	S_H	S_N													
mm																
29	6	14	9													
MQ V				Bergerstraße Los 17 <table border="1"> <tr> <td>S_N</td> <td>S_V</td> <td>S_H</td> <td>S_N</td> </tr> <tr> <td colspan="4">mm</td> </tr> <tr> <td>22</td> <td>4</td> <td>9</td> <td>8</td> </tr> </table>	S_N	S_V	S_H	S_N	mm				22	4	9	8
S_N	S_V	S_H	S_N													
mm																
22	4	9	8													

Tabelle II. Zusammenstellung

MQ	$\frac{h}{L} \left[\frac{m}{m} \right]$	Kalotte [m]	L [m]	$\frac{h}{L} \left[\frac{m}{m} \right]$	s_{II}	s_V	s_N	Σs	Stollenbrust
I	1,7	5	9,5	5,6	41	10	10	61	vertikal
II	2,2	3	6	2,7	20	9	13	42	
III	1,7	1,5	2,5	1,5	11	11	12	34	
IV	2	1	5	2,5	14	6	9	29	schräg
V	3	1	4	1,3	9	4	9	22	
I ₍₂₎	1,8	4	7,5	4,2	39	11	9	59	vertikal
I ₍₄₎	1,8	5	9,5	5,3	50	12	8	70	
I ₍₇₎	1,8	4	7	3,9	31	10	11	52	

I₍₂₎, I₍₄₎, I₍₇₎: Weitere, in gleicher Weise ausgewertete Meßquerschnitte aus der Probstrecke

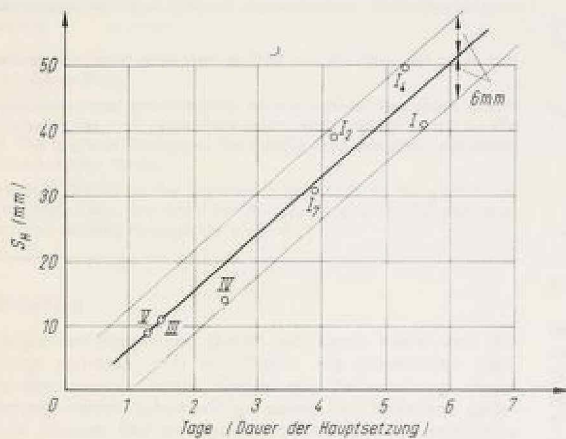


Bild 3. Abhängigkeit von Größe und Dauer der Hauptsetzung

Die Größe der Hauptsetzung ist, wie bereits gezeigt, von der Arbeitsweise beim Vortrieb abhängig. In den ersten drei Meßquerschnitten (Bild 4 bis 6) mit stufenweise, vertikal abgebauter Ortsbrust beginnt die Hauptsetzung bereits, wenn die Ortsbrust 1,5 bis 4,5 m vor der Meßstelle steht. Für diese Voreilung ist die kleinere Stützkraft der vertikal angeschnittenen Ortsbrust verantwortlich. Sie gibt als stützendes Auflager für den darüberliegenden Boden mit fortschreitender Standzeit allmählich nach.

Wie Tabelle I zeigt, wandert bei vertikal angeschnittener Ortsbrust der Beginn der Hauptsetzung mit größer werdender Abbaulänge weiter vor die Ortsbrust. Als Abbaulänge wird hier der Abstand zwischen dem Ort des Bodenabbaues und dem des vertikalen Ringschlusses verstanden. Bei geneigter Ortsbrust hingegen beginnt die Hauptsetzung erst unmittelbar mit dem Ausbruch des Bodens unter dem Meßpunkt. Die Länge des Bereiches, in dem die Hauptsetzung auftritt, ist bei vertikal angeschnittener Ortsbrust gleich der doppelten Abbaulänge. Dagegen ist im Meßquerschnitt MQ IV und MQ V der Bereich der Hauptsetzung durch die Stützwirkung der geneigten Ortsbrust gleich der einfachen Abbaulänge. Der Vortrieb erfolgte hier mit einer etwa 55° geneigten Ortsbrust. Die Stahlbögen und die Spritzbetonschale wurden in derselben Neigung eingebaut. Die Ortsbrust wurde in Abschnitten von jeweils 1 m abgebaut, und sofort anschließend der ganze schräg liegende Tunnelring nachgezogen.

In Tabelle II sind für die einzelnen Meßquerschnitte die Hauptsetzung, die Länge des Hauptsetzungsbereiches, die Vortriebsgeschwindigkeit sowie die Dauer der Hauptsetzung zusammengestellt. Bild 3 zeigt, daß die Größe der Hauptsetzung linear mit der Dauer der Hauptsetzung zunimmt. Daraus kann auf eine konstante Verformungsgeschwindigkeit in der Auflockerungsphase geschlossen werden.

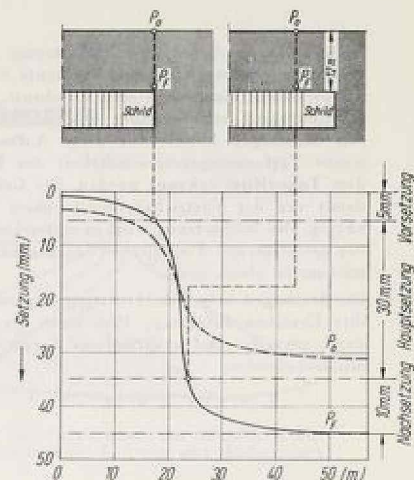


Bild 9. Schildvortrieb, Setzungsverlauf in der Geländeoberfläche und im First (Meßquerschnitt Dam)

Im Gegensatz zur Vorsetzung wird von der Hauptsetzung in allen Fällen nur ein eng begrenzter Bodenbereich beeinflusst, wodurch eine tiefere Setzungsmulde entsteht. Der Setzungsunterschied wird daher in erster Linie von der Hauptsetzung bestimmt. Ihre Größe kann durch die Abbaulänge und die Vortriebsgeschwindigkeit gesteuert werden.

Die Nachsetzung war in allen Meßquerschnitten mit 10 mm bis 13 mm im First nahezu konstant. Sie wird durch die Zusammendrückung der Spritzbetonröhre verursacht. Mit der vertikalen Zusammendrückung wurde die Röhre in horizontaler Richtung 10 mm bis 15 mm aufgeweitet. Nach diesen Feststellungen ist die Nachsetzung von der Vortriebsweise unabhängig und nicht zu vermeiden.

4. Setzungsursachen bei der Schildbauweise

Die beim Schildvortrieb aufgetretenen Setzungen können in gleicher Weise wie bei der Neuen Österreichischen Bauweise unterteilt werden (Bild 9). Bedingt durch die Abstützung der Ortsbrust war die Vorsetzung mit 5 mm sehr klein. Sobald der Schild die Meßstelle erreicht hatte, setzte auch hier eine Auflockerung des Bodens über dem Tunnelfirst und damit die Hauptsetzung ein. Die Höhe der Auflockerungszone wurde wie bei der Neuen Österreichischen Bauweise zu 6 bis 7 m gemessen. Erst nachdem der gesamte Schild die Meßstelle passiert hatte und der Ringspalt zwischen dem Gebirge und Tübbingring verpreßt worden war, war die Hauptsetzung beendet. Von diesem Zeitpunkt ab verlaufen die Setzungskurven der Geländeoberfläche und des Firstes wieder parallel.

Unmittelbar über dem First wurden 30 mm Hauptsetzung gemessen. Die danach folgende Nachsetzung ist mit 10 mm etwa so groß wie bei der Neuen Österreichischen Bauweise. Von den 45 mm Gesamtsetzung unmittelbar über dem First wurden in der Geländeoberfläche noch 30 mm gemessen. Der Boden über dem First gerät auch hier durch fehlende Abstützung in einen instabilen Zustand, der zur Hauptsetzung führt. Ursachen für die mangelnde Abstützung sind über das Sollprofil hinausgehender Mehrausbruch, Hohlraumabildung zwischen Schild und Gebirge durch gewollte und ungewollte Kurvenfahrt und mangelhafte oder nicht sofortige Verpressung des Ringspaltes. Der Ringspalt zwischen Gebirge und Tübbingring entsteht nach der Freigabe des Tübbingringes durch den Schildschwanz.

5. Zusammenfassung

In fünf Meßquerschnitten wurde der Einfluß der Arbeitsweise beim Tunnelvortrieb in der Neuen Österreichischen Bauweise auf das Setzungsverhalten des Frankfurter Tons untersucht. Nach den Messungen konnte die Gesamtsetzung in zwei von der Vortriebsweise abhängige und somit beeinflussbare Anteile, die Vor- und Hauptsetzung, und in einen vom Vortrieb unabhängigen und damit nicht

beeinflussbaren Anteil, die Nachsetzung, zerlegt werden. Die bei vertikal abgebauter Ortsbrust konstante Vorsetzung kann durch die Stützwirkung einer geneigten Ortsbrust vermindert werden. Die Hauptsetzung ist mit einer Bodenauflockerung verbunden. Aus den Messungen konnte für diese Auflockerungsphase eine konstante Verformungsgeschwindigkeit des Bodens unmittelbar über dem Tunnelfirst erkannt werden. Die Größe der Hauptsetzung ist damit von der Vortriebsgeschwindigkeit und der Abbaulänge abhängig. Die Nachsetzung wird in erster Linie durch die Verformung der geschlossenen Tunnelröhre hervorgerufen. Sie war für alle Vortriebsarten gleich groß.

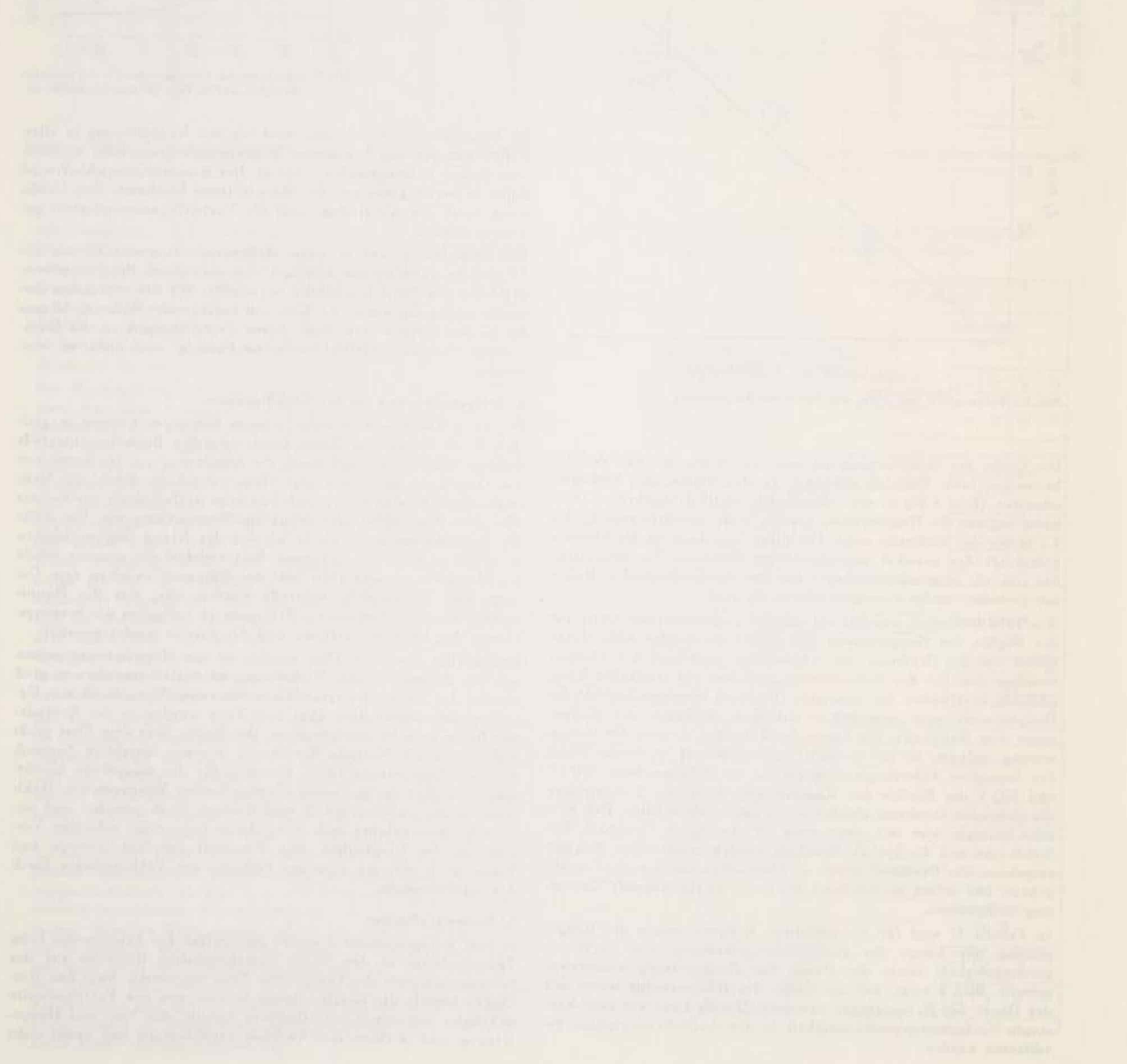
Die Setzungen beim Schildvortrieb wurden ebenfalls analysiert und ihre Ursachen aufgezeigt. Hier kann die Hauptsetzung vor allem durch schnelles und vollständiges Verpressen des Ringspaltes vermindert werden.

Als tragendes Element konnte sowohl bei der Neuen Österreichischen Bauweise als auch beim Schildvortrieb ein Bodengewölbe nachgewiesen werden. Wenn die Bodenüberdeckung über dem Tunnelfirst größer ist als der Tunneldurchmesser, kann sich ein Bodengewölbe ausbilden, und die Überdeckungshöhe hat keinen Einfluß mehr auf die Setzung der Geländeoberfläche.

Abschließend kann festgestellt werden, daß sich die Neue Österreichische Bauweise bei den Frankfurter Bodenverhältnissen gut bewährt hat, und die Größe der Setzung mit der Arbeitsweise beim Vortrieb in Grenzen gesteuert werden kann.

Literatur

- [1] Chambasse, G.: Das Verformungsverhalten des Frankfurter Tons beim Tunnelvortrieb. Mitteilungen der Versuchsanstalt für Bodenmechanik und Grundbau, Technische Hochschule Darmstadt Nr. 10, Februar 1972.



Die Standsicherheit durchströmter Steinschüttdämme – Auswertung eines Schadenfalles –

Kurzfassung / Summary

Es wird gezeigt, wie das Strömungsnetz in einem Damm bei nicht-linearem Abfluß ermittelt werden kann.

Die Brauchbarkeit des Verfahrens wird am Beispiel des durch Hochwasser zerstörten Hell-Hole-Dammes überprüft. An Hand der aus dem Strömungsnetz ermittelten Strömungskräfte wird der Reibungswinkel der Steinschüttung abgeschätzt.

Aus den durch den Schadenfall gewonnenen Erfahrungen werden Empfehlungen für den Entwurf durchströmter Steinschüttdämme abgeleitet.

A method has been proposed to find out the flow net in a dam for non Darcy flow.

The usefulness and practicability of the method has been shown by analysing the Hell Hole Dam which was washed away by the flood. The angle of friction of the rockfill dam has been estimated from the seepage forces.

Suggestions, based on the experience gained from the analysis of the Hell Hole Dam, are made for the design of a rockfill dam with flood flows passing through the body of it.

1. Einleitung

Als Argument gegen den Damm wird auch heute noch die Meinung vertreten, daß ein Damm nie durchströmt oder überströmt werden sollte. Gegen die Beibehaltung dieser Forderung werden schon seit geraumer Zeit Bedenken geäußert. In jüngster Zeit zwangen wirtschaftliche und technische Gründe einen Damm anstelle einer Mauer auch dann zu wählen, wenn die Durch- oder Überströmung während der Bauzeit und im Betrieb gegeben war. Zunächst suchte man sich in solchen Fällen mit der Erfahrung zu behelfen. Inzwischen liegen Versuchsergebnisse und theoretisch belegte Ansätze vor, die eine Aussage über Kraftwirkungen bei der Durch- und Überströmung der Dämme erlauben. Berichte über Schadenfälle geben die Möglichkeit, diese Aussagen zu überprüfen und gegebenenfalls neue Erkenntnisse zu gewinnen.

Ein solcher in der Literatur schon häufig erwähnter Schadenfall ist die Zerstörung des Hell-Hole Dammes durch ein unerwartet großes Hochwasser am Ende der ersten Bauperiode im Dezember 1964. Zahlreiche Beobachtungen und Untersuchungen sind veröffentlicht worden; sie erlauben die Auswertung dieses „Großversuchs“. Am Beispiel dieses Dammes soll gezeigt werden, wie die Kräfte in einer durchströmten Steinschüttung abgeschätzt werden können. Gleichzeitig liefert die nachträgliche Standsicherheitsuntersuchung ein Maß über die Größe des Reibungswinkels der Steinschüttung.

2. Beschreibung des Schadenfalls

Der 125 m hohe Hell-Hole Damm, ein Steinschüttdamm mit schrägliegender Innendichtung, war für den Aufstau des Rubicon River an der Westseite der Sierra Nevada (Kalifornien) geplant. Bild 1 zeigt den Dammquerschnitt in der Talmitte. Der Damm sollte in der ersten Schüttperiode 67 m hoch geschüttet werden, um in der weiteren Bauzeit das bis dahin bekannt gewordene Hochwasser im Speicher aufnehmen zu können. Da sich die Arbeiten verzögerten, konnte nur der stromabwärts gelegene Stützkörper auf die vorgesehene Höhe gebracht werden, während die Dichtung und die wasserseitige Steinschüttung nur eine Höhe von etwa 15 m erreichten. Die Arbeiten mußten am 21. 12. 1964 mit dem Beginn des Hochwassers abgebrochen werden. Am 23. 12. 1964 stand das Wasser ca. 45 m über der Talsohle, als die ersten Ablösungen an der luftseitigen Böschung eintraten. Der wei-

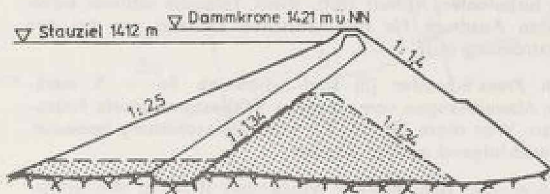


Bild 1. Schnitt durch den Hell-Hole-Damm; der schraffierte Bereich kennzeichnet den Bauzustand bei Auftreten des Hochwassers



Bild 2. Längsschnitt durch den zerstörten Damm

tere Anstieg des Wassers beschleunigte die Zerstörung und verursachte schließlich den Dammbruch.

Die maximale Hochwasserspense im Dez. 1964 lag 80%, die Hochwasserfracht 40% über der des Rekordjahres 1955. Bild 2 zeigt den Talquerschnitt und den Stützkörper nach der Zerstörung. Leider liegen keine genauen Angaben über die Korngröße, Kornverteilung und über die Art des Schüttmaterials vor. Eine Anfrage bei dem für den Bau zuständigen Ingenieurbüro erbrachte keinen Aufschluß. Die Photographien und der Bericht [2] liefern nur ungefähre Angaben. Danach bestand der Damm in dem vom Hochwasser zerstörten Bereich zu mindestens 50% aus Steinbröcken von ca. 1 cu.ft. (= 0,028 m³) Größe, das maximale Kornvolumen dürfte 1 cu.yd. (= 0,765 m³) nicht überschritten haben. Diesen Volumina entsprechen Kugeldurchmesser von d = 0,37 m und d = 1,10 m. Der mittlere Korndurchmesser der Schüttung wird dementsprechend zu d_m = 0,37 m gewählt.

3. Ermittlung der Strömungskräfte

Das von Darcy gefundene empirische Gesetz über die Abhängigkeit der Filtergeschwindigkeit vom Gradienten der Strömung lautet:

$$v = k \cdot i \quad (1)$$

wobei

v in m/s die Filtergeschwindigkeit
 i den Gradienten (Potentialverlust pro Längeneinheit)
 und
 k in m/s den Proportionalitätsfaktor, als „Durchlässigkeitsziffer“ bezeichnet,

bedeuten.

Diese lineare Beziehung gilt nur für kleine Fließgeschwindigkeiten und laminare Strömung. Bei größerer Fließgeschwindigkeit und turbulenter Strömung gilt diese Abhängigkeit nicht mehr. Als Kriterium für den Zustand der Strömung wird in Analogie zur Hydraulik die Reynolds-Zahl herangezogen, die bei der Durchströmung poröser Medien definiert wird als

$$Re = \frac{v \cdot d}{\nu} \quad (2)$$

Hierin bedeuten:

v in m/s die Filtergeschwindigkeit
 d in m den mittleren Korndurchmesser des durchströmten Mediums, i. a. d_{50}

und

ν in m²/s die kinematische Viskosität des Wassers.

Im Boden findet ein allmählicher Übergang vom laminaren zum turbulenten Abfluß statt; diese Tatsache schließt einen exakten Ausdruck für den kritischen Zustand wie bei der Rohrströmung aus.

Nach Press/Schröder [3] sind schon ab $Re = 5$ merkbare Abweichungen vom linearen Widerstandsgesetz festzustellen. Was diese Grenze für eine Steinschüttung bedeutet, soll nachfolgend gezeigt werden:

Mit $\nu = 1,3 \cdot 10^{-6}$ m²/s für Wasser bei 10°C ist die Grenzgeschwindigkeit

$$v_{gr} = Re \frac{\nu}{d} \approx \frac{6,5 \cdot 10^{-6}}{d} \quad \text{m/s} \quad (3)$$

Wie aus Bild 3 ersichtlich, ist diese bei Steinschüttungen mit üblicherweise verwandten Korngrößen so extrem klein, daß eine laminare Strömung in einer Steinschüttung nicht auftreten kann. Das wiederum bedeutet für die Ermittlung der Strömungskräfte die notwendige Abkehr vom Darcyschen Gesetz.

Die gestellte Aufgabe besteht also in der Wahl des Fließgesetzes, das eine nicht lineare Abhängigkeit der Filtergeschwindigkeit vom Gradienten aufzeigen muß, und in der Anwendung dieses Fließgesetzes auf den durchströmten Damm. Auf die möglichen Fließgesetze bei ausgeprägter Turbulenz soll hier nicht näher eingegangen werden. Zum besseren Verständnis sei nur an das Forchheimersche Fließgesetz $i = a \cdot v + b \cdot v^2$ erinnert, in dem a und b empirisch bestimmte Koeffizienten sind. Bei großer Filtergeschwindigkeit kann der lineare Term vernachlässigt und mit $i = b \cdot v^2$ gerechnet werden. Dies allerdings für ausgeprägte Turbulenz. Um auch den Übergangsbereich erfassen zu können, wurde das Fließgesetz nach [4] wie folgt verallgemeinert:

$$i = a \cdot v^n \quad (4)$$

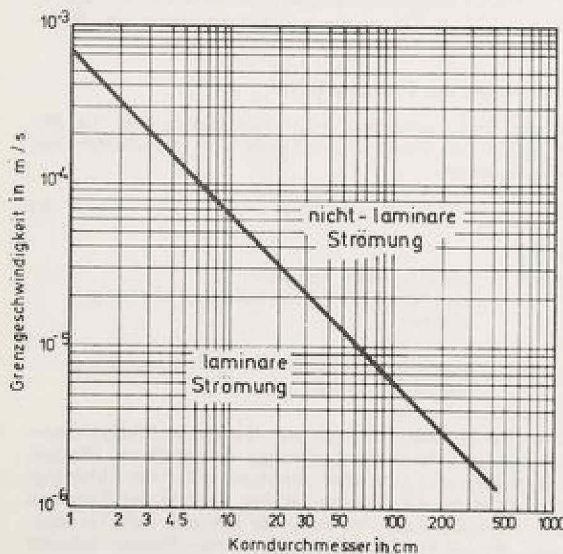


Bild 3. Grenzgeschwindigkeit für laminare Strömung ($Re = 5$) in Abhängigkeit vom Korndurchmesser

warin

v die Filtergeschwindigkeit,
 i das Fließgefälle,
 a den Dimensionsfaktor,

und

n einen Exponenten darstellt,

der, je nach dem Abflußvorgang, alle Werte zwischen 1 und 2 annehmen kann. Der Fall $n = 1$ kennzeichnet das Darcysche Gesetz (laminare Strömung), $n = 2$ gilt für die ausgeprägte turbulente Strömung.

Im Fall der laminaren Strömung liefert die Verknüpfung des Darcyschen Gesetzes mit der Kontinuitätsbedingung die Laplacesche Differentialgleichung mit deren Lösung bei Einhaltung der Randbedingungen die Verteilung des Potentials im durchströmten Dammquerschnitt erhalten wird. Anhand des Potentialfeldes läßt sich in jedem Punkt der Strömung die neutrale Spannung angeben, deren Kenntnis bei der Standsicherheitsuntersuchung vorausgesetzt wird.

Im Hell-Hale-Damm herrschte nach dem Gesagten mit Sicherheit keine laminare Strömung. Das Darcysche Gesetz muß also durch Gleichung (4) ersetzt werden. Das weitere Vorgehen entspricht dem bei laminarer Strömung. Hierzu müssen noch folgende Annahmen getroffen werden:

1. Die Geschwindigkeitshöhe sei, auch bei turbulentem Abfluß, klein verglichen mit der Druckhöhe. Die piezometrische Höhe ergibt sich damit zu $h^* = h + p/\rho g$, worin h die geodätische Höhe über einem gewählten Niveau und $p/\rho g$ die Druckhöhe darstellen. Diese Annahme ist aus der Sicht des Ingenieurs berechtigt, denn selbst bei Geschwindigkeiten von Dezimetern pro Sekunde bleibt der Anteil der Geschwindigkeitshöhe am Gesamtpotential klein.
2. Das Strömungsnetz möge auch für den turbulenten Abfluß orthogonal sein, d. h. die Linien gleichen Potentials verlaufen senkrecht zu den Stromlinien. Daraus folgt, daß der Geschwindigkeitsvektor in Richtung des größten Potentialgefälles zeigt.

Die zweite Annahme ist implizit in Gl. (4) enthalten, v und i sind Vektoren, wobei i die Richtung des größten Fließgefälles angibt. Die Potentiallinien müssen somit senkrecht zur Richtung von i und damit senkrecht zu den Stromlinien verlaufen.

3.1. Ableitung der Differentialgleichung zur Beschreibung eines turbulenten Abflußvorgangs in porösen Medien [4]

Durch Umformung der Gleichung (4) erhält man

$$v = \left(\frac{i}{a}\right)^{1/n} \quad (5)$$

oder mit $1/n = N$

$$v = \left(\frac{i}{a}\right)^N \quad (6)$$

Gleichung (6) läßt sich in vektorieller Form schreiben

$$\vec{v} = \left(\frac{i}{a}\right) \cdot \left|\frac{i}{a}\right|^{N-1} \quad (7)$$

Das hydraulische Gefälle i ist gleich der Veränderung der piezometrischen Höhe h^* längs einer Stromlinie, d. h.

$$i = \frac{dh^*}{ds} = \text{grad } h^* \quad (8)$$

Setzt man $h^*/a = \phi$, so erhält man mit Gl. (8)

$$\frac{i}{a} = \frac{\text{grad } h^*}{a} = \text{grad } \phi \quad (9)$$

Gl. (9) wird in Gl. (7) eingesetzt. Es ergibt sich

$$\vec{v} = \text{grad } \phi \cdot |\text{grad } \phi|^{N-1} \quad (10)$$

Allgemein gilt für den Gradienten einer Funktion im kartesischen Koordinatensystem x, y, z mit den Einheitsvektoren i, j, k

$$\text{grad } \phi = i \frac{\partial \phi}{\partial x} + j \frac{\partial \phi}{\partial y} + k \frac{\partial \phi}{\partial z}$$

Im vorliegenden Fall möge es sich um ein ebenes Problem handeln, so daß die Komponente in der z -Richtung entfällt.

Mit der sogenannten „Indexschreibweise“

$$\frac{\partial \phi}{\partial x} = \phi_x \quad \text{und} \quad \frac{\partial \phi}{\partial y} = \phi_y \quad \text{wird Gl. (10)} \quad (11)$$

$$\vec{v} = (i\phi_x + j\phi_y) \cdot |i\phi_x + j\phi_y|^{N-1}$$

oder

$$\vec{v} = (i\phi_x + j\phi_y) \cdot (\phi_x^2 + \phi_y^2)^{\frac{N-1}{2}} \quad (12)$$

Gl. (12) ist mit Gl. (5) identisch.

Durch Einsetzen von Gl. (12) in die Kontinuitätsbedingung $u_x + v_y = 0$ erhält man eine zur Laplaceschen Differentialgleichung analoge Gleichung. Hierzu schreibt man

$$\vec{v} = i \cdot u + j \cdot v;$$

durch Vergleich mit Gl. (12) ergibt sich

$$u = \phi_x (\phi_x^2 + \phi_y^2)^{\frac{N-1}{2}} \quad (13)$$

und

$$v = \phi_y (\phi_x^2 + \phi_y^2)^{\frac{N-1}{2}}$$

Nach partieller Differentiation der Geschwindigkeitskomponenten $u_x \equiv \partial u / \partial x$ und $v_y \equiv \partial v / \partial y$ ergibt sich durch Einsetzen in die Kontinuitätsbedingung die gesuchte analoge Gleichung:

$$(\phi_{xx} + \phi_{yy}) \cdot (\phi_x^2 + \phi_y^2) \cdot (N-1) \cdot (\phi_x^2 \cdot \phi_{xx} + 2\phi_x \phi_y \phi_{xy} + \phi_y^2 \cdot \phi_{yy}) = 0 \quad (14)$$

Gl. (14) ist die allgemeine Gleichung zur Beschreibung des linearen und nicht-linearen Abflußvorganges. Mit $n=1$ und $N=1/n=1$ wird aus Gl. (14) die Laplacesche Differentialgleichung für den laminaren Abfluß:

$$\phi_{xx} + \phi_{yy} = 0 \quad (15)$$

3.2. Lösung der Differentialgleichung

Gl. (14) kann analytisch und graphisch gelöst werden. Beim analytischen Verfahren wird Gl. (14) mit Hilfe der Taylorentwicklung in eine Differenzgleichung umgewandelt. Hierdurch erhält man für eine endliche Zahl von Knotenpunkten ein System linearer Gleichungen, das nach einem Iterationsverfahren mit Hilfe eines Rechenautomaten gelöst werden kann. Hierbei kann man sich der bekannten Konvergenzbeschleunigungsverfahren bedienen [5]. Beispiele und Anwendungsmöglichkeiten für das analytische Verfahren mit Hilfe der Methode der Finiten Elemente werden von FENTON [6] angegeben.

Eine weitere Lösungsmöglichkeit besteht – ähnlich wie bei laminarer Strömung – in der Konstruktion des Strömungsnetzes, das Gl. (14) und die Randbedingungen erfüllt. Gl. (14) kann folgendermaßen erfüllt werden [7]:

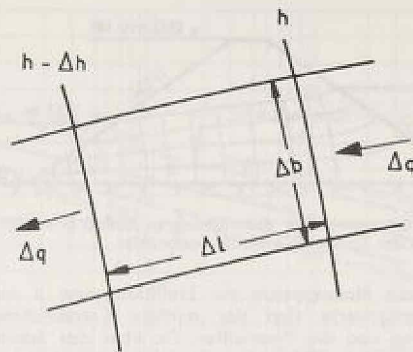


Bild 4. Ausschnitt aus einem Strömungsnetz für nicht-laminare Strömung

Werden mit Δl die Länge einer Stromlinie zwischen zwei benachbarten Potentiallinien, mit Δb der Abstand zweier benachbarter Potentiallinien, mit Δq die durch eine Stromröhre fließende Wassermenge und mit Δh der Potentialunterschied zweier benachbarter Potentiallinien (Bild 4), bezeichnet, so sind

$$i = \frac{\Delta h}{\Delta l} \quad \text{und} \quad v = \frac{\Delta q}{\Delta b}$$

Für den ebenen Fall und ein Element von der Dicke 1 ergibt sich bei Verwendung von Gl. (4):

$$\frac{\Delta h}{\Delta l} = a \cdot \left(\frac{\Delta q}{\Delta b} \right)^n \quad \text{oder} \quad (16)$$

$$\frac{(\Delta b)^n}{\Delta l} = a \cdot \frac{(\Delta q)^n}{\Delta h}$$

Da Δq und Δh zur Konstruktion des Strömungsnetzes einen willkürlichen konstanten Wert erhalten und a ebenfalls als konstant angenommen wird, gilt:

$$\frac{(\Delta b)^n}{\Delta l} = c = \text{konstant.} \quad (17a)$$

Für zwei benachbarte Felder in einem Strömungsnetz gilt daher

$$\frac{\Delta l_1}{\Delta l_2} = \left(\frac{\Delta b_1}{\Delta b_2} \right)^n \quad (17b)$$

Diese Bedingung muß für alle Felder des Strömungsnetzes erfüllt sein. Die praktische Vorgehensweise ist dieselbe wie beim laminaren Abfluß. Das Netz wird so lange korrigiert, bis im gesamten Strömungsfeld Gl. (17b) und die Randbedingungen erfüllt sind. Beim nicht-laminaren Abfluß entsteht auf diese Weise ein Netz von Rechtecken und keine Quadrate wie bei der laminaren Strömung.

Das im Bild 5 dargestellte Strömungsnetz für den Hell-Hole Damm wurde für $n=1,85$ ermittelt. Dieser Wert wird von Parkin [4], S. 137, für die meisten praktischen Fälle bei Fließvorgängen in Materialien mit Korndurchmesser $\geq 1,27$ cm als hinreichende Näherung empfohlen.

Bei der in der angeedeuteten Weise durchgeführten graphischen Ermittlung des Strömungsnetzes (Bild 5) wurde der Einfluß der Dichtung vernachlässigt, was eine erhebliche Vereinfachung der Konstruktion zur Folge hat. Dämme mit überströmbarer Innendichtung lassen sich mit dem graphischen Verfahren nur sehr mühevoll behandeln. Hier eignet sich besser die analytische Methode.

Die sekundliche Wassermenge hängt wesentlich vom Dimensionsfaktor a in Gl. (4) ab, der dem reziproken Wert der Durchlässigkeit k bei laminarer Strömung entspricht. Von

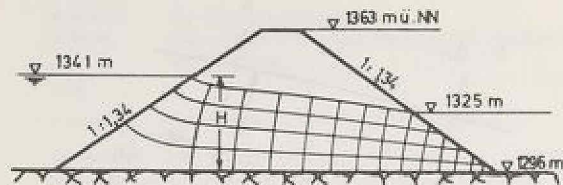


Bild 5. Strömungsnetz für nicht-laminaren Abfluß ($n = 1,85$). Die Austrittshöhe der Spiegellinie wurde beobachtet

[4] wurde ein Nomogramm zur Ermittlung von a aufgestellt. Eingangswerte sind der mittlere Korndurchmesser der Schüttung und die Porenziffer. Da über das Schüttmaterial des Hell-Hole Damms nur spärliche Angaben vorliegen, kann das Nomogramm für die Abschätzung der durch den Damm abgeflossenen Wassermenge nicht benutzt werden. Es liegen jedoch Beobachtungen über die durch den Damm geströmte Wassermenge in Abhängigkeit vom Stauwasserspiegel vor ([8], Fig. 3). Nach diesen Angaben und mit Hilfe des Strömungsnetzes kann der Dimensionsfaktor a berechnet werden. Hierzu benötigt man einen Ausdruck für den Durchfluß pro Breitenmeter in Abhängigkeit von der Wasserspiegeldifferenz zwischen Ober- und Unterwasser, vom Strömungsnetz sowie vom Faktor a und vom Exponenten n im Fließgesetz nach Gl. (4). Mit Bezug auf die in Bild 4 eingeführten Bezeichnungen gilt:

$$q = m \cdot \Delta q = m \cdot v \cdot \Delta b \quad (18)$$

worin m die Zahl der Stromröhren und q den Durchfluß im 1 m breiten Dammsstreifen bezeichnen. Bei Verwendung von Gl. (5) erhält man:

$$q = m \cdot \left(\frac{v}{a}\right)^{\frac{1}{n}} \cdot \Delta b \quad (19)$$

Das Strömungsnetz gehorcht der Bedingung nach Gl. (17a)

$$\frac{(\Delta b)^n}{\Delta l} = c \quad (17a)$$

wobei die Konstante c die Einheit m^{-n} hat, n stellt hierbei den Exponenten im Fließgesetz Gl. (4) dar. Aus Gl. (17a) erhält man

$$\Delta b = (c \cdot \Delta l)^{\frac{1}{n}} \quad (20)$$

Gl. (20) mit $i = \Delta h / \Delta l$ in Gl. (19) eingesetzt, liefert

$$q = m \cdot \left(c \cdot \frac{\Delta h}{a}\right)^{\frac{1}{n}} \quad \text{in} \quad \frac{m^3}{s \cdot m} \quad (21)$$

Bei r Potentialdifferenzen gilt $H = r \cdot \Delta h$, wenn mit H der Höhenunterschied zwischen dem Ober- und Unterwasser bezeichnet wird. Setzt man diese Beziehung in Gl. (21) ein, so erhält man den gesuchten Zusammenhang. Der Durchfluß, bezogen auf die Dammlänge l beträgt:

$$q = \frac{m}{r^{\frac{1}{n}}} \cdot \left(\frac{c \cdot H}{a}\right)^{\frac{1}{n}} \quad (22)$$

analog gilt für die laminare Strömung $q = m/r \cdot k \cdot H$. Aus Gl. (22) ergibt sich

$$a = \frac{m^n}{r} \cdot \frac{c \cdot H}{q^n} \quad \text{in} \quad \left(\frac{s}{m}\right)^{\frac{1}{n}} \quad (23)$$

Die Zahl der Stromröhren, der Potentialdifferenzen und die Konstante c können dem Potentialnetz entnommen werden. Für den Hell-Hole Damm ergibt sich für den höchsten Wasserstand 4397 ft ü. NN bei Vernachlässigung des Unterwasserstandes, der nach den Photographien in [2] sicher klein

war, die Wasserspiegeldifferenz zu $H = 147 \text{ ft} = 44,9 \text{ m}$. Der Gesamtdurchfluß durch den Damm war nach Johnson [8] bei diesem Wasserstand $24000 \text{ cfs} = 681 \text{ m}^3/\text{s}$. Die durchströmte Länge des Damms wird geschätzt auf $550 \text{ ft} = 168 \text{ m}$. Auf 1 m bezogen war der Durchfluß

$$q = \frac{681}{168} = 4,05 \quad \frac{m^3}{s \cdot m}$$

Aus dem Strömungsnetz ergeben sich

$$m = 4, \quad r = 14, \quad c = 5,5 \quad m^{0,85}$$

Der Dimensionsfaktor a ist nach Gl. (23):

$$a = \frac{4^{1,85}}{14} \cdot \frac{5,5 \cdot 44,9}{4,05^{1,85}} = 17,2 \quad \left(\frac{s}{m}\right)^{1,85}$$

Der berechnete Dimensionsfaktor a kann an der Austrittshöhe der Spiegellinie in der luftseitigen Dammböschung kontrolliert werden. Diese ist nach Sandie [4] bei der Böschungsneigung 1:1,34 und mit $n = 1,85$ und $q = 4,05 \text{ m}^3/\text{sm}$:

$$h = q \left(\frac{a}{\sin \beta}\right)^{\frac{1}{n}} = 25 \text{ m.}$$

Die beobachtete Austrittshöhe wird mit etwa 29 m angegeben.

Die maximale Fließgeschwindigkeit war nach Gl. (5) etwa $0,13 \text{ m/s}$, der Abfluß durch den Damm war somit turbulent.

4. Standsicherheit

Bevor die Standsicherheit der durchströmten Steinschüttung und die konstruktiven Maßnahmen zum Schutz des Damms behandelt werden, sollen im Folgenden die Bruchmechanismen besprochen werden, die zur Zerstörung des Damms führten. Modellversuche und Beobachtungen in der Natur haben gezeigt, daß die Zerstörung eines Steinschüttdammes in drei Stufen erfolgt:

1. Beginn der Zerstörung durch fortschreitende Erosion der luftseitigen Böschung ("unravelling failure"). Einzelne Steine werden im Bereich der Sickerlinie vom Strömungsdruck und von der Schleppkraft des Wassers von der Böschung abgehoben und fortgespült.
2. Bruch der Böschung auf einer tiefliegenden kreiszylindrischen Gleitfläche ("deep slip failure") beim weiteren Ansteigen des Wasserspiegels im Damm.
3. Überströmung der zerstörten luftseitigen Böschung ("over-topping"). Weitere Steinbrocken werden von der sog. Schleppkraft des Wassers gelöst und von der Strömung weggerissen.

Im Bericht [2] wird der Bruch des Hell-Hole Damms in der eben dargestellten Weise geschildert. Die Modelluntersuchungen von Sandie [4] bestätigen diese Beobachtungen.

Der Bruch auf einer tiefliegenden kreiszylindrischen Gleitfläche ist theoretisch im Hinblick auf die herkömmliche Standsicherheitsuntersuchung nur schwer vorstellbar. Bei einer unendlich langen, durchströmten Böschung ist die Böschungsoberfläche die ungünstigste Gleitfläche, so daß man von daher keinen Bruch auf einer tief liegenden Gleitfläche erwarten würde. Diese Überlegungen machen deutlich, daß die Standsicherheit eines durchströmten Steinschüttdammes nicht allein nach konventionellen Methoden beurteilt werden kann. Neben den besonderen hydraulischen Gegebenheiten treten spezielle Probleme bei der Standsicherheitsuntersuchung auf.

Andererseits soll damit aber nicht ausgesagt werden, daß eine Gleitkreisuntersuchung im vorliegenden Fall völlig sinnlos wäre. Die Gleitkreisuntersuchung hat ihre Berechtigung, da ja im 2. Stadium ein derartiger Bruch auftritt; sie kann

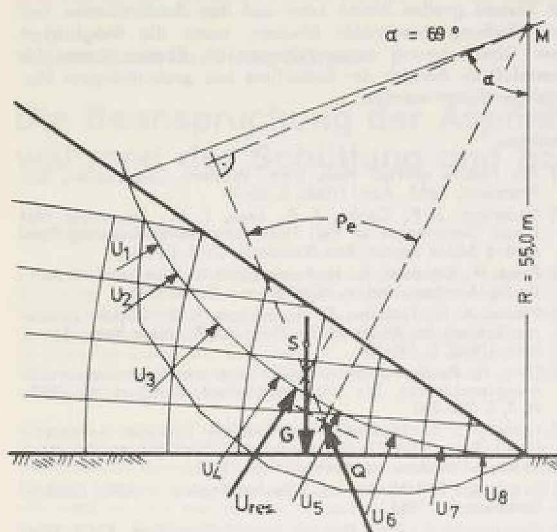


Bild 6. Ungünstigster Gleitkreis $\varphi_0 \approx 50^\circ$

aber nicht allein maßgebend sein. Es müssen noch weitere Kriterien hinzugezogen werden, die die Sicherheit gegenüber den Kräften im 1. Stadium definieren. Dazu wäre die Kenntnis eben dieser Kräfte notwendig, deren theoretische Ermittlung noch nicht gelungen ist.

Parkin, Trollope und Lawson [4] schlagen daher einen für Dämme neuartigen Sicherheitsbegriff vor. Auf Grund ihrer zahlreichen Modellversuche an Dämmen mit überströmbarer Innendichtung ("In-Built-Spillway Dam") beurteilen sie die Standsicherheit eines Damms bei Über- und/oder Durchströmung an der durchströmenden sekundlichen Wassermenge. Sie bestimmen den maximalen Durchfluß, den der Damm schadensfrei aufnehmen kann und vergleichen den tatsächlich auftretenden Durchfluß mit diesem Maximaldurchfluß. Hierbei wird vorausgesetzt, daß die luftseitige Böschung gegen Ausspülen des Schüttmaterials geschützt ist.

In Anbetracht der Tatsache, daß noch keine weitergehenden Untersuchungsverfahren existieren, haben die Verfasser für die nachfolgende Standsicherheitsbetrachtung der luftseitigen Böschung des Hell Hole Damms das konventionelle Gleitkreisverfahren von Ohde angewandt. Hierbei wurde eine parabelförmige Spannungsverteilung in der Gleitfläche angenommen; die wassergesättigte Schüttdichte wurde auf $\rho = 2,1 \text{ Mg/m}^3$ geschätzt. Den ungünstigsten Gleitkreis zeigt Bild 6. Für die Standsicherheit $f=1$ nach Fellenius ergab sich ein erforderlicher Reibungswinkel von $\varphi = 50^\circ$ bei einer maximalen wirksamen Spannung in der Gleitfläche von ca. $1,3 \text{ kp/cm}^2$. Dieses Ergebnis stellt einen Beitrag zur Diskussion über den Reibungswinkel von Steinschüttungen dar. Die Berechnung setzt allerdings die ursprüngliche Böschungsneigung voraus, die durch die fortschreitende Erosion der luftseitigen Böschung zum Zeitpunkt des Bruches voraussichtlich größer wurde. Der erhaltene Reibungswinkel kann somit eher als unterer Grenzwert gewertet werden.

Leps [9] hat nach zahlreichen Scher- und Dreiaxialversuchen eine Beziehung zwischen dem Reibungswinkel von Steinschüttungen und den wirksamen Normalspannungen hergestellt (Bild 7). Das hier erhaltene Ergebnis:

$$\max \alpha = 1,3 \text{ kp/cm}^2, \quad \varphi = 50^\circ$$

ordnet sich gut in das von ihm aufgestellte Diagramm ein.

5. Überlegungen zur Entwurfsbearbeitung

Die Probleme, denen der Ingenieur bei der konstruktiven Bearbeitung des durchströmten Steinschüttdammes gegen-

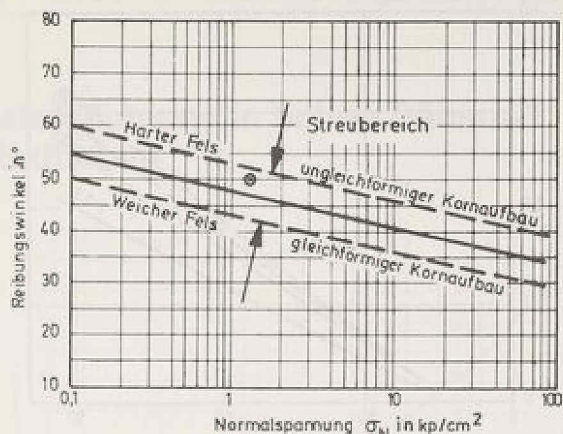


Bild 7. Reibungswinkel von Steinschüttungen in Abhängigkeit von der Normalspannung [9]

übersteht, bestehen hauptsächlich in der Unsicherheit gegenüber den hydraulischen Kräften im 1. Stadium („unravelling failure“). Das Ablösen von Steinen auf der luftseitigen Böschung bedeutet zwar noch keine unmittelbare Gefahr für den Damm. Der Dammquerschnitt erfährt jedoch eine Schwächung. Der Dammfuß wird durch die Abtragung von Steinbrocken entlastet und die Dammböschung wird bereichsweise steiler.

Aus diesem Grunde konzentrieren sich die konstruktiven Überlegungen auf eine standsichere Böschung gegenüber dem „unravelling failure“. Die konstruktiven Möglichkeiten zur Herstellung einer auch bei Durch- und/oder Überströmung erosionsicheren Böschung sollen im Folgenden kurz erörtert werden.

Es lassen sich zwei Verfahren unterscheiden:

1. Das Ausspülen von Schüttmaterial wird durch ein Stahlnetz auf der Böschung verhindert, das im Damminnen verankert ist. Prinzipskizze siehe Idel [11].
2. Der Ablösung von Steinen von der Böschung wird durch die Schüttung ausreichend großer Steine auf der Luftseite begegnet. Hierbei können auch Steinkisten zur Anwendung kommen.

Für das erstgenannte Verfahren gibt es zahlreiche Anwendungsbeispiele [11]. Die Häufigkeit der Anwendungen sollte jedoch nicht über die Nachteile hinwegtäuschen, die dieses Verfahren mit sich bringt:

Im Hinblick auf die Korrosionsgefahr, die nur durch erhebliche Aufwendungen (Galvanisierung, Überdimensionierung) vermindert werden kann, eignet sich das Verfahren der Bewehrung der luftseitigen Böschung nur für untergeordnete und vorübergehende Bauwerke. Die Anker erschweren die Dammschüttung.

Günstiger wird das 2. Verfahren beurteilt. Hier wird von der Tatsache Gebrauch gemacht, daß die Steingröße des durch- und überströmten Damms einen entscheidenden Einfluß auf die Erosionssicherheit hat.

Hartung, Scheuerlein [10] haben Versuche zur Beurteilung der Erosionsgefahr bei Überströmung durchgeführt, die für die hier vorliegende Aufgabe ausgewertet wurden. Das Ergebnis zeigt Bild 8. Aufgetragen wurde der maximale mögliche Abfluß als Funktion des maßgebenden Korndurchmessers mit der Böschungsneigung als Parameter. Es ist deutlich zu erkennen, daß die zulässige sekundliche Wassermenge mit der Steingröße zunimmt. Das Diagramm soll auf den Hell-Hole-Damm angewandt werden: Die Böschungsneigung betrug $\text{tg } \varphi = 1:1,34 = 0,75$. Der äquivalente Korndurchmesser d_s nach [10] wird hier näherungsweise dem mittleren Korndurchmesser $d_m = 37 \text{ cm}$ gleichgesetzt. Aus

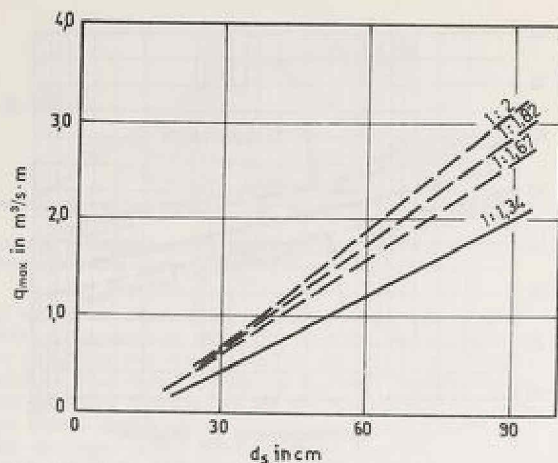


Bild 8. Erosionsgefahr bei überströmten Steinschüttedämmen [10]

Bild 8 erhält man $q_{max} = 0,60 \text{ m}^3/\text{s} \cdot \text{m}$. Der bezogene Durchfluß durch den Hell-Hole-Damm betrug $q = 4,05 \text{ m}^3/\text{s} \cdot \text{m}$. Durch eine Stromröhre floß demnach $q/4 = 1,0 \text{ m}^3/\text{s} \cdot \text{m}$. Diese sekundliche Wassermenge trat aus der obersten Stromröhre aus. Sie floß auf der Dammböschung herunter und wurde von den übrigen Stromröhren zunehmend gespeist. Aber selbst der Abfluß aus der obersten Stromröhre hätte nach den Versuchen von Hartung und Scheuerlein in diesem Bereich bereits zur Erosion geführt. An Hand des von ihnen aufgestellten Diagramms (Bild 8) besteht die Möglichkeit der Erosion der luftseitigen Böschung und damit dem "unravelling failure" trotz der noch unvollkommenen theoretischen Grundlagen wirksam zu begegnen.

Der Einbau großer Steine kann auf den durchströmten Teil der Böschung beschränkt bleiben, wenn die Möglichkeit einer Überströmung ausgeschlossen ist. Ebenso kann der Dammfuß im Bereich der Sickerlinie aus grobstückigem Material geschüttet werden.

Schrifttum

- [1] The Failure at Hell Hole Dam. Western Construction, San Francisco, Calif., April (1965), S. 65-70
- [2] Grawdon, J. P., Cooke, J. B., Leps, T. M.: December 1964 Flood Occurrences at Hell Hole Dam site. Engineering Consulting Board Report, San Francisco, Calif. (1965)
- [3] Press, H., Schröder, R.: Hydromechanik im Wasserbau. 1. Aufl., Berlin-München, Verl. v. Wilh. Ernst u. Sohn, 1966
- [4] Parkin, A. K., Trollope, D. H., Lawson, J. D.: Rockfill structures Subject to Water Flow. Proc. ASCE, New York, SM 6, Nov. (1966), S. 135-151
- [5] Lühr, H. P.: Zur numerischen Lösung von Grundwasserströmungsproblemen. Die Wasserwirtschaft, Stuttgart, 60 (1970), H. 7, S. 238-240
- [6] Fenton, D. J.: Hydraulic and Stability Analyses of Rockfill Dams. Report DR 15, Department of Civil Engineering, University of Melbourne, Australia, July 1968
- [7] Lee, I. K.: Soil Mechanics, Selected Topics, 1. Aufl., London, Butterworths, 1968
- [8] Johnson, H. A.: Flow through Rockfill Dam. Proc. ASCE, New York, SM 2, Febr. (1971), S. 329-340
- [9] Leps, T. M.: Review of Shearing Strength of Rockfill. Proc. ASCE, New York, SM 4, July (1970), S. 1159-1170
- [10] Hartung, F., Scheuerlein, H.: Design of overflow rockfill dams. Dixieme Congress des Grands Barrages, Montreal (1970), Vol. I, S. 587-598
- [11] Idel, K. H.: Überströmbare Dämme. Die Wasserwirtschaft, Stuttgart, 62 (1972), H. 1/2, S. 55-61

Anschrift der Verfasser Prof. Dr.-Ing. H. Breth, Ordinarius für Bodenmechanik und Grundbau, Technische Hochschule Darmstadt, 61 Darmstadt; Dipl.-Ing. Thomas Klüber, Lehrstuhl und Versuchsanstalt für Bodenmechanik und Grundbau der Technischen Hochschule Darmstadt, 61 Darmstadt

Herbert Breth und Heinz Schwab

Die Beanspruchung der Asphaltbetondichtung in hohen Dämmen während der Schüttung und bei Erdbeben

Kurzfassung / Summary

Es wird über die Verformung des Asphaltbetons unter anisotroper Belastung und unter reiner Schubbeanspruchung berichtet. Der untersuchte Asphaltbeton lößt im Bauzustand ein ähnliches Verformungsverhalten erwarten wie die gemischtkörnige Moräne, die im Gepatsch-Damm als Kernmaterial zum Einbau gekommen ist. Des weiteren wurde das Verhalten des Asphaltbetons im Damm während eines Erdbebens geprüft.

This is a report on the deformations of a bitumen concrete due to anisotropic load and pure shear stress. The same deformation characteristics during construction are to be expected of the tested bitumen concrete as occurred with the well graded moraine which was used as core material for Gepatsch-Dam. Additionally the behavior of the bitumen concrete was tested under conditions as they are in the dam during earthquake.

Nach der guten Erfahrung, die mit der Asphaltbetoninnendichtung der vor zwölf Jahren in Betrieb genommenen 35 m hohen Dhünntalsperre gemacht worden ist [1,2], ist ein spürbares Interesse zu erkennen, diese Bauweise auch bei hohen Dämmen anzuwenden, wobei sich der Asphaltbeton für die Dammdichtung vor allem in Gebirgsgegenden anbietet, wenn natürliche Dichtungsmaterialien fehlen. Die Entwicklung zum Steinschüttdamm mit Asphaltbetoninnendichtung wirft eine Reihe von Fragen über die Verformungseigenschaften des Asphaltbetons und die Bemessung solcher Dämme auf, die einer Klärung bedürfen. Des weiteren veranlaßte uns eine akute Aufgabe, das Verhalten des Asphaltbetons im Damm während eines Erdbebens zu prüfen. Die begonnenen Untersuchungen werden uns nach längere Zeit beschäftigen. Der diesjährige Talsperrenkongreß mit der Frage Nr. 43 „Dichtungselemente und Böschungsschutz bei Erd- und Steindämmen“ scheint uns jedoch ein Anlaß zu sein, über die bisher erzielten Ergebnisse zu berichten.

Die Herstellung eines Steinschüttdammes mit Asphaltbetoninnendichtung wird als bekannt vorausgesetzt. Der Asphaltbeton wird zwischen schmalen Stützzonen mit etwa 80 mm Größtkorn senkrecht oder ein wenig zur Luftseite geneigt mit der Steinschüttung hochgeführt, Bild 1. Die Dicke der Dichtung wird vom Einbau bestimmt und nach der Stauhöhe zwischen 0,5 und 1,0 m gewählt. Der Asphaltbeton wird heiß in 20 cm hohen Lagen eingebaut und gleichzeitig mit den Stützzonen mit Rüttelwalzen verdichtet. Der Zuschlagstoff für den Asphaltbeton wird aus mehreren Kornfraktionen zusammengesetzt, wobei das Größtkorn aus einbautechnischen Gründen auf 18 mm begrenzt bleibt. Im Bedarfsfalle werden Feinsand oder Zement als Füller zugegeben. Dem Zuschlagstoff werden 5 bis 6% Bitumen beigemischt. Die Viskosität des Bitumens kann nach der gewünschten Verformungseigenschaft des Asphaltbetons gewählt werden. Der Asphaltbeton, mit dem die nachfolgend beschriebenen Versuche aus-

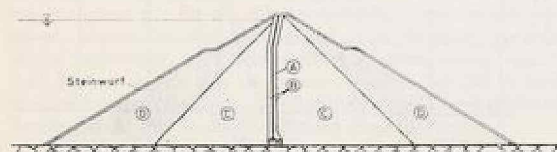


Bild 1. Steinschüttdamm mit Asphaltbetoninnendichtung
A = Asphaltbeton, B = Filterzone, C = gebrochenes Steinmaterial, Größtkorn 80 mm, gut verdichtet, D = Steinschüttung, grabstüchtig.

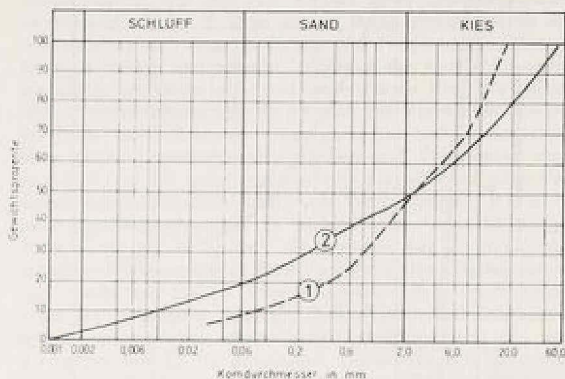


Bild 2. Körnungskurven. 1 Asphaltbeton, 2 Moräne Gepatsch-Damm

geführt worden sind, war wie im Bild 2 gezeigt zusammengesetzt. Der Zuschlagstoff bestand aus Splitt (2/18 mm), Brechsand (0/2 mm), beides gewonnen aus Grauwacke, Rheinsand (0/3 mm) und Schiefermehl als Füller. Dem Mineral wurden 5,6% Bitumen B 80 der Firma Shell beigemischt und die heiße Mischung in 50 cm hohen und 20 cm weiten zylindrischen Formen zu Probekörpern mit 2,37 t/m³ Rohdichte verdichtet.

Bauzustand

Nach den Messungen in der 50 m hohen Whielthalsperre [3], einem im vorigen Jahr fertiggestellten Steinschüttdamm mit einem vertikalen Kern aus Asphaltbeton, übt dieser im Bauzustand auf die Stützkörper eine Seitendruckkraft aus, die etwa der halben Gewichtskraft der darüberliegenden Schüttung entspricht. Vertikal- und Seitendruckkraft nahmen linear mit der Schüttung zu. Dieser Spannungszuwachs während der Dammschüttung wurde in einer Dreiaxialzelle in der Weise nachgeahmt, daß die Seitenspannung σ_3 und die Vertikalspannung σ_1 im Verhältnis $\sigma_3/\sigma_1 = 0,5$ gesteigert wurden. Hierbei wurden in jeder Laststufe die sphärischen und deviatorischen Spannungsanteile in zwei nacheinanderfolgenden Schritten aufgebracht. Durch diese Vorgehensweise war es möglich, die Schubverformung des Prüfkörpers von der Verdichtung als Folge des gemittelten Spannungszuwachses zu trennen. Bild 3 zeigt den Versuchsweg. Nach

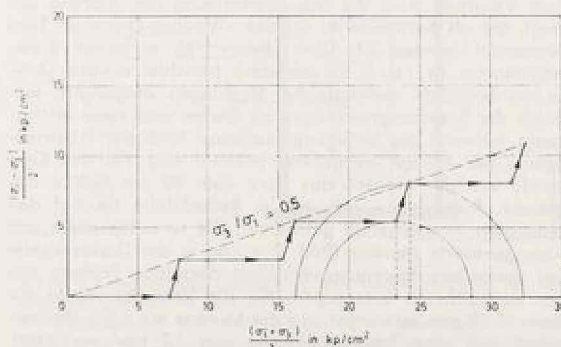


Bild 3. Spannungszunahme während der Dammschüttung. Spannungsweg beim Versuch

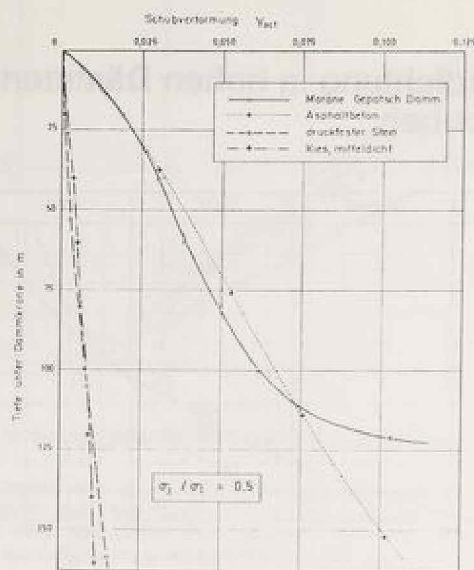


Bild 4. Räumliche Schubverformung des Asphaltbetons während der Dammschüttung im Vergleich mit natürlichen Schüttmaterialien

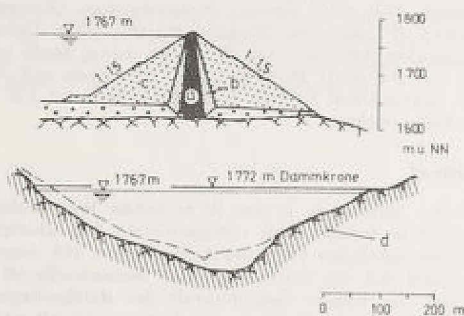


Bild 5. Gepatsch-Damm, Dammschnitt und Talquerschnitt
a = Moräne, b = sandiger Kies, c = Steinschüttung, d = Felsuntergrund mit Injektionsschirmen

diesem Versuch nimmt bei diesem Spannungsverhältnis die räumliche Schubverformung γ_{sch} des Asphaltbetons nahezu linear mit der Vertikalspannung zu, was besagt, daß die Schubverformung auch im Damm mit der Schütthöhe zunimmt und in einem 150 m hohen Damm in Höhe der Aufstandsfläche 0,10 erreicht, Bild 4.

Zum Vergleich wird die Schubverformung der Moräne gezeigt, die als Kernmaterial für den Gepatsch-Damm in Tirol verwendet worden ist. Über diesen 165 m hohen Steinschüttdamm (Bild 5) ist mehrfach berichtet worden [4,5]. Es wurden dort umfangreiche Messungen ausgeführt, wodurch die Spannungsverteilung im Damm und seine Verformung während der Schüttung und auch nach der Inbetriebnahme der Anlage weitgehend bekannt sind. Für den Kern wurde von der Moräne das Korn über 80 mm Größe abgesiebt. Außerdem wurde sie im Bedarfsfalle bis auf den optimalen Wassergehalt getrocknet. Die so aufbereitete und homogenisierte Moräne (Bild 1) wurde in der Dreiaxialzelle bei demselben Spannungsverhältnis derselben Prüfung wie der Asphaltbeton unterzogen. Für die Versuche wurde nur Korn < 50 mm verwendet und die Moräne mit 6,5% Wassergehalt auf eine Trockenrohdichte von 2,2 t/m³ verdichtet. Der Probekörper hatte dieselben Abmessungen wie die Probekörper aus Asphaltbeton. Das Bild 4 zeigt die Schub-

verformung der Moräne in Abhängigkeit von der Tiefe unter Dammkrone. Bis in 100 m Tiefe nimmt die Schubverformung etwa in demselben Maße zu, wie beim Asphaltbeton. Dies ist solange der Fall, wie die Moräne nicht vollständig mit Wasser gesättigt ist, die Poren also noch Luft enthalten. Mit zunehmendem Druck geht die Luft in Lösung, bis die Moräne bei etwa 20 kp/cm² vertikalen Druck keine Luft mehr enthält. Mit der Sättigung nimmt die Schubverformung zu. Die größere Schubverformung bewirkt einen größeren Seitendruck auf die Stützkörper. Nach den Versuchen übt in einem 150 m hohen Damm der Moränekern im unteren Drittel der Dammhöhe einen größeren Seitendruck auf die Stützkörper aus als der hier untersuchte Asphaltbeton. Weitere Versuche bei anderem Spannungsverhältnis σ_3/σ_1 folgen.

Im Vergleich zu den beiden Dichtungsmaterialien ist die Schubverformung eines mitteldicht gelagerten, sandigen Kieles und einer Schüttung aus druckfestem Stein, beide mit 50 mm Größtkorn, wesentlich kleiner (Bild 4). Sie bleibt mit 1/10 der bei den Dichtungsmaterialien gemessenen Werte weit hinter deren Schubverformung zurück.

An einem weiteren Probekörper wurde das Verhalten des Asphaltbetons unter extrem großer Schubbeanspruchung und ihre Auswirkung auf die Dichtigkeit des Asphaltbetons geprüft. Einer großen Schubbeanspruchung kann der Asphaltbeton in einem V-Tal vornehmlich in den Randbereichen ausgesetzt sein. Der Probekörper wurde zunächst alleseitig mit 17 kp/cm² beansprucht. Bei einem 180 m hohen Damm entspricht die Beanspruchung ungefähr der mittleren Spannung im Asphaltbeton in halber Dammhöhe infolge Eigen Gewichtskraft. Von diesem Spannungszustand ausgehend wurde die Vertikalspannung σ_1 gesteigert und gleichzeitig die Horizontalspannung σ_3 verringert, wobei die gemittelten Spannungen mit $\sigma_{act} = 17$ kp/cm² konstant blieben, Bild 6. Diese Spannungsänderung bewirkt eine reine Schubverformung. In jeder Laststufe wurde das Ende der Verformung abgewartet, wobei die Verformung auch in der letzten Laststufe, in der das Spannungsverhältnis $\sigma_3/\sigma_1 = 8,35 = 0,23$ war, zum Stillstand kam. Ein Parallelversuch wurde mit einem anderen Probekörper bei $\sigma_{act} = 10$ kp/cm² Ausgangsspannung ausgeführt. Im Bild 7 sind die gemessenen Schubverformungen γ_{sch} in Abhängigkeit von der Schubspannung τ_{act} aufgetragen. Der Schubmodul nimmt mit der räumlichen Schubbeanspruchung ab und verringert sich im untersuchten Spannungsbereich vom Anfangsschubmodul G_0 auf 0,4 G_0 . Die große Schubverformung hat bei beiden Probekörpern keine Zerstörung der Struktur bewirkt. Eine der beiden Probekörper war vor dem Versuch in der Längsachse durchgebohrt worden. Das Bohrloch wurde nach dem Versuch unter 5 kp/cm² Überdruck mit Wasser abgepreßt. Der Probekörper hat sich auch nach der großen Schubverformung als wasserdicht erwiesen.

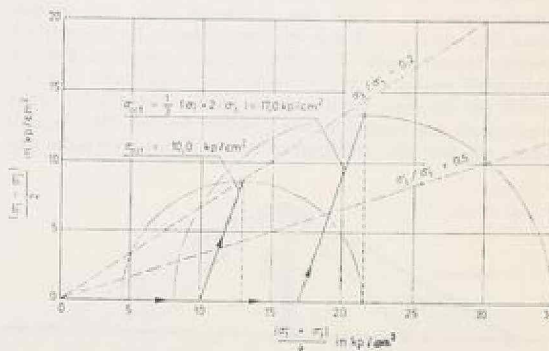


Bild 6. Schubverformungsversuch mit dem Asphaltbeton, Spannungsweg

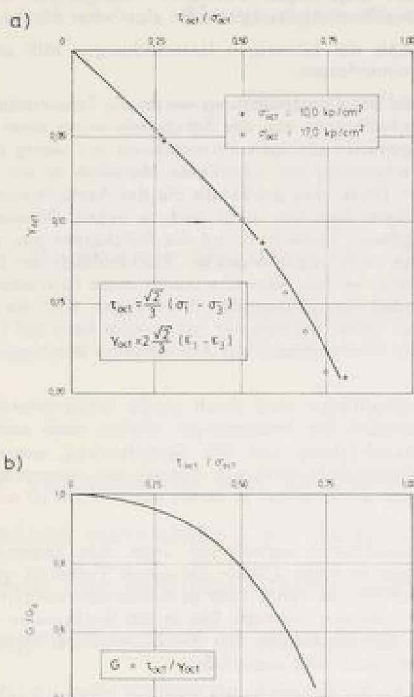


Bild 7. Schubverformungsversuch mit dem Asphaltbeton
 a) räumliche Schubverformung $\gamma_{(z)}$
 b) Schubmodul G bezogen auf den Schubmodul G_0
 $G_0 = 54 \text{ kp/cm}^2$ bei $\sigma_{\text{vert}} = 10,0 \text{ kp/cm}^2$
 $G_0 = 92 \text{ kp/cm}^2$ bei $\sigma_{\text{vert}} = 17,0 \text{ kp/cm}^2$

Erdbeben

In gefährdeten Gebieten stellt sich die Frage, inwieweit der Asphaltbeton der dynamischen Beanspruchung infolge eines Erdbebens gewachsen ist. Dies läßt sich nach einem in [6] beschriebenen Näherungsverfahren abschätzen. Dabei wird der Damm durch horizontal geführte Schnitte in Scheiben unterteilt. In diesen Schnitten wird, als Reaktion auf das Erdbeben, eine konstante Schubspannung τ_{dyn} angesetzt. Das Näherungsverfahren betrachtet den ebenen Fall, d. h. die Abmessung des Damms in Richtung der Dammaxe beeinflusst das Ergebnis nicht. Die Schubspannung wird an einem dreieckförmigen Gleitkeil über dem betrachteten Schnitt ermittelt, Bild 8. Die horizontale Beschleunigung $k_{\text{eq}} g$ des Gleitkörpers bewirkt in der Basis des Gleitkeils die Schubspannung τ_{dyn} , wobei mit g die Fallbeschleunigung und mit k_{eq} der äquivalente seismische Koeffizient bezeichnet werden. Der Faktor k_{eq} ist von den mechanischen Eigenschaften des Dammbaustoffes, der kritischen Dämpfung, den Abmessungen des Damms und von der Beschleunigung abhängig, die der Untergrund durch das Erdbeben erfährt. In Bild 8 sind der äquivalente seismische Koeffizient und die Schubspannung in Abhängigkeit von der Tiefe z der Gleitkeilbasis für das El-Centro-Beben, das im Jahre 1940 in Kalifornien registriert worden ist, bei 20% kritischer Dämpfung und $328 \text{ m/s} = 1000 \text{ ft/s}$ Fortpflanzungsgeschwindigkeit der Schubwellen aufgetragen. Die gewählte Fortpflanzungsgeschwindigkeit gilt für ein gut verdichtetes, nichtbindiges Material, wie es für den Stützkörper eines Damms vorzugsweise verwendet wird. Die größte Schubspannung $\tau_{\text{dyn}} = 1,65 \text{ kp/cm}^2$ ergab sich im unteren Viertel des 180 m hoch angenommenen Damms. Die Rohdichte der Dammschüttung wurde mit $2,1 \text{ t/m}^3$ in die Berechnung eingeführt.

Bei der dynamischen Prüfung wurde davon ausgegangen, daß der Asphaltbeton unter der Eigengewichtskraft des Damms zunächst statisch beansprucht ist und durch das Beben zu-

sätzlich dynamisch auf Schub beansprucht wird. Dieser Vorgang wurde in der Weise nachgeahmt, daß auf den Prüfkörper in der Dreiaxialzelle zunächst statisch und dann dynamisch eine horizontale Schubkraft wirkte. Für den Versuch wurden um den Probekörper drei Krafteinleitungsringe gelegt. Die beiden äußeren Ringe waren mit einem Querbalken verbunden und über einen Druckstab an einem festen Widerlager außerhalb der Druckzelle befestigt. Der mittlere Krafteinleitungsring war mit dem Kolben eines Oldruckzylinders verschraubt, Bild 9. Über diesen Druckzylinder wurde der mittlere Ring mit einer in Größe und Frequenz steuerbaren Kraft periodisch beansprucht. Während des Versuchs wurden die Kräfte am Widerlager und am mittleren Ring, die gegenseitige Verschiebung der Ringe und die Vertikalverformung der Probe auf induktivem Wege gemessen und kontinuierlich über einen Lichtstrahloszillographen auf Fotopapier registriert. Bild 10 zeigt repräsentativ die während eines Versuches aufgezeichneten Kräfte und Verformungen. Bild 11 zeigt den Versuchsstand. Es wurden zwei Versuche ausgeführt. Einer bei 17 kp/cm^2 , ein weiterer bei 10 kp/cm^2 gemittelter Druckspannung. Das Verhältnis der Druckspannungen wurde bei beiden Versuchen mit $\sigma_2/\sigma_1 = 0,25$ betont klein und ungünstig gewählt. Diesen statischen Druckspannungen wurde eine dynamische Schubspannung τ_{dyn} von $2,0 \text{ kp/cm}^2$ mit $3,5 \text{ Hz}$ überlagert. Diese Frequenz entspricht etwa der mittleren Frequenz des El-Centro-Bebens. 200 Kraft-

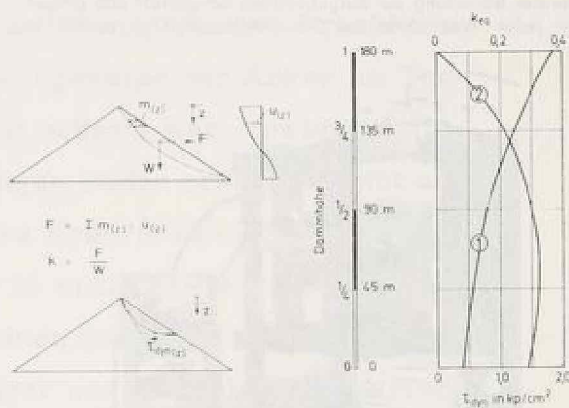


Bild 8. Verteilung der horizontalen, dynamischen Schubspannung über die Höhe eines 180 m hohen Damms bei Annahme der N-S-Komponente des El-Centro-Bebens als Belastung.

- 1 Äquivalenter seismischer Koeffizient k_{eq}
- 2 Schubspannung τ_{dyn} im horizontalen Schnitt in der Tiefe z unter Dammkrone

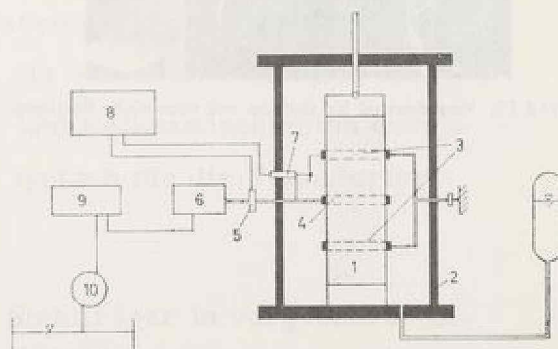


Bild 9. Schematische Darstellung des Versuchsstandes für statische und dynamische Belastung.

- 1 = Probekörper, 2 = Dreiaxialzelle, 3 = Halteringe, 4 = Krafteinleitungsring für dynamische Beanspruchung, 5 = Druckaufnehmer, 6 = hydraulischer Pulsator, 7 = Verformungsaufnehmer, 8 = Registriergerät, 9 = Frequenzsteuergerät, 10 = Ölpumpe

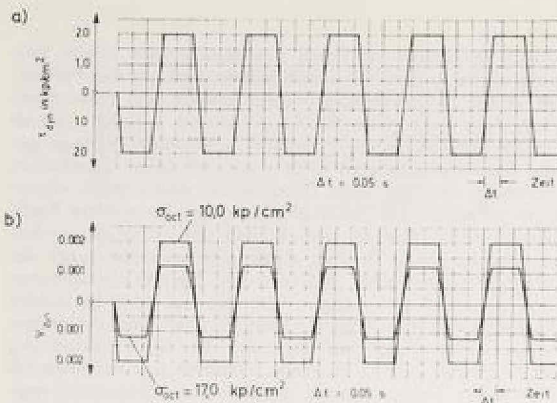


Bild 10. Elastische Schubverformung des Asphaltbetons unter der dynamischen Schubbeanspruchung
 a) Zusätzlich zum statischen Spannungszustand aufgebrachte, periodisch wechselnde Schubspannung τ_{dyn}
 b) Schubdeformation γ_{dyn} infolge dynamischer Beanspruchung unter den statischen Spannungen
 $\sigma_{stat} = 10,0 \text{ kp/cm}^2$, $\alpha_2/\alpha_1 = 0,25$ und
 $\sigma_{stat} = 17,0 \text{ kp/cm}^2$, $\alpha_2/\alpha_1 = 0,23$

spiele haben die Struktur und die Festigkeitseigenschaften des Asphaltbetons nicht verändert. Die Verformungen blieben in linearer Beziehung zur aufgebrachten Schubkraft und gingen mit jeder Wegnahme der Schubkraft auf Null zurück. In

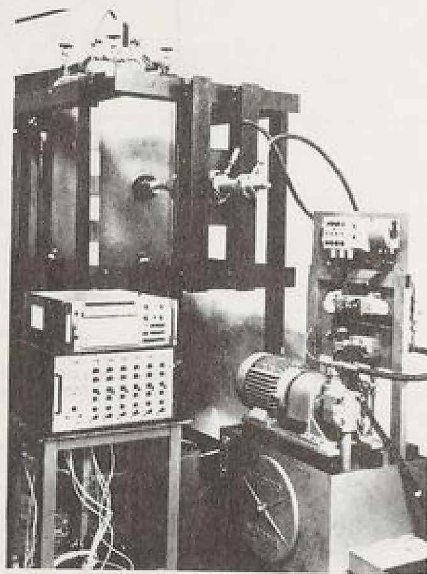


Bild 11. Versuchsstand für statische und dynamische Belastung

beiden Versuchen verhielt sich der Asphaltbeton auch unter den extrem ungünstigen statischen Bedingungen bei der dynamischen Beanspruchung wie ein elastischer Körper.

Das Ergebnis der bisherigen Untersuchungen läßt sich wie folgt zusammenfassen:

1. Während der Dammschüttung weicht die Schubverformung des Asphaltbetons von der Schubverformung eines natürlichen gemischt-körnigen Kernmaterials nur wenig ab. Die Schubverformung des natürlichen Materials ist mit zunehmendem Druck eher größer als die des Asphaltbetons. Der Asphaltbetonkern übt somit auch in hohen Dämmen keinen größeren Seitendruck auf die Stützkörper aus, als der Kern aus natürlichem Material. Vorbehaltlich der Bestätigung durch weitere Versuche würde diese Feststellung besagen, daß die vorliegenden Erfahrungen über die Standfestigkeit hoher Dämme mit natürlichem Kern auf Dämme mit einer Innendichtung aus Asphaltbeton übertragbar wären.
2. Der Asphaltbeton wird durch große Schubverformungen nicht zerstört. Die Probenkörper blieben auch nach 14% Zusammendrückung und 6% Querdehnung wasserdicht. Diese Eigenschaft wirkt sich günstig aus, wenn ungleiche Setzungen des Damms in einem engen V-Tal zu erwarten sind.
3. Der Asphaltbeton verhält sich unter den Spannungsbedingungen in einem Dammbauwerk bei einem Erdbeben von der Intensität des im Jahre 1940 in Kalifornien aufgetretenen El-Centro-Bebens elastisch. Die in 200 Kraftspielen aufgebrachte Schubspannung hat die Struktur des Asphaltbetons nicht nachteilig beeinflußt.

Der vorliegende Bericht mußte sich auf das grundsätzliche Verhalten des Asphaltbetons im Bauzustand und während eines Erdbebens beschränken. In einem weiteren Schritt sollen über die Spannungs-Dehnungs-Beziehungen, die optimalen Mischungen für Asphaltbetondichtungen und Bemessungskriterien für die in Betracht kommenden Lastfälle gefunden werden.

Schrifttum

- [1] Breth, H.: Measurements on a Rockfill Dam with Bituminous Concrete Diaphragm. Trans. 8th Congress on Large Dams, Edinburgh, Q. 29, R. 17, 1964.
- [2] Osselmann, C. R.: Meßergebnisse am Staudamm der Dhünntalsperre. Die Wasserwirtschaft, Heft 6, 1970.
- [3] Hermanns, H. und Richter, H.: Wiehlalsperre - Steinschüttdamm mit bituminöser Kerndichtung. Die Wasserwirtschaft, Heft 6, 1970.
- [4] Lauffer, H. und Schober, W.: The Gepatsch rockfill dam in the Kauner valley. Trans. 8th Congress on Large Dams, Edinburgh, Q. 31, R. 4, 1964.
- [5] Schober, W.: Behaviour of the Gepatsch rockfill dam. Trans. 9th Congress on Large Dams, Istanbul, Q. 34, R. 39, 1967.
- [6] Seed, H. B. und Martin, G. R.: The Seismic Coefficient in Earth Dam Design. ASCE Vol. 93, No. SM 3, May 1966.

Anschrift der Verfasser: Prof. Dr.-Ing. Herbert Breth, Dipl.-Ing. Heinz Schwab, Technische Hochschule Darmstadt.

Messungen an einer verankerten Wand

- Baugrundtagung 1972 Stuttgart -

Professor Dr.-Ing. H. Breth und Dipl.-Ing. W. Romberg
Technische Hochschule Darmstadt

Die Verwendung von Verpreßankern zur Sicherung tiefer Baugruben gewinnt zunehmend an Bedeutung. Im Rahmen dieser Entwicklung wurde vor einigen Jahren auch in Frankfurt/Main begonnen, die Baugrubenwände in dem dort anstehenden sogenannten Frankfurter Ton zu verankern. Da über die Wirkungsweise der Anker im Ton keine Erfahrungen vorlagen und nicht bekannt war, inwieweit die Vorspannung der Anker in dem bindigen Boden erhalten bleibt und sich auf die Größe und Verteilung des Erddrucks auswirkt, wurden im Hauptbahnhof Frankfurt in einer 21 m tiefen Baugrube umfangreiche Messungen ausgeführt, die einen Aufschluß über die Beanspruchung der Anker und Verbauträger und auch über die Verformung der Verbauwand erbringen sollten.

Der Untergrund besteht im Bahnhofsgelände bis in etwa 9 m Tiefe aus quartären Sanden und Kiesen. Darunter folgen bis in große Tiefe tertiäre Tone und Tonmergel, die von unterschiedlich dicken, nicht horizontbeständigen Kalkstein- und Kalksandschichten durchzogen sind. Diese Schichtenfolge ist typisch für die Frankfurter Innenstadt (Bild 1).

Für die Trägerbohlwand wurden die Stahlträger in vorgebohrte Löcher gesetzt. Anschließend wurden die Bohrlöcher unter der Bau-

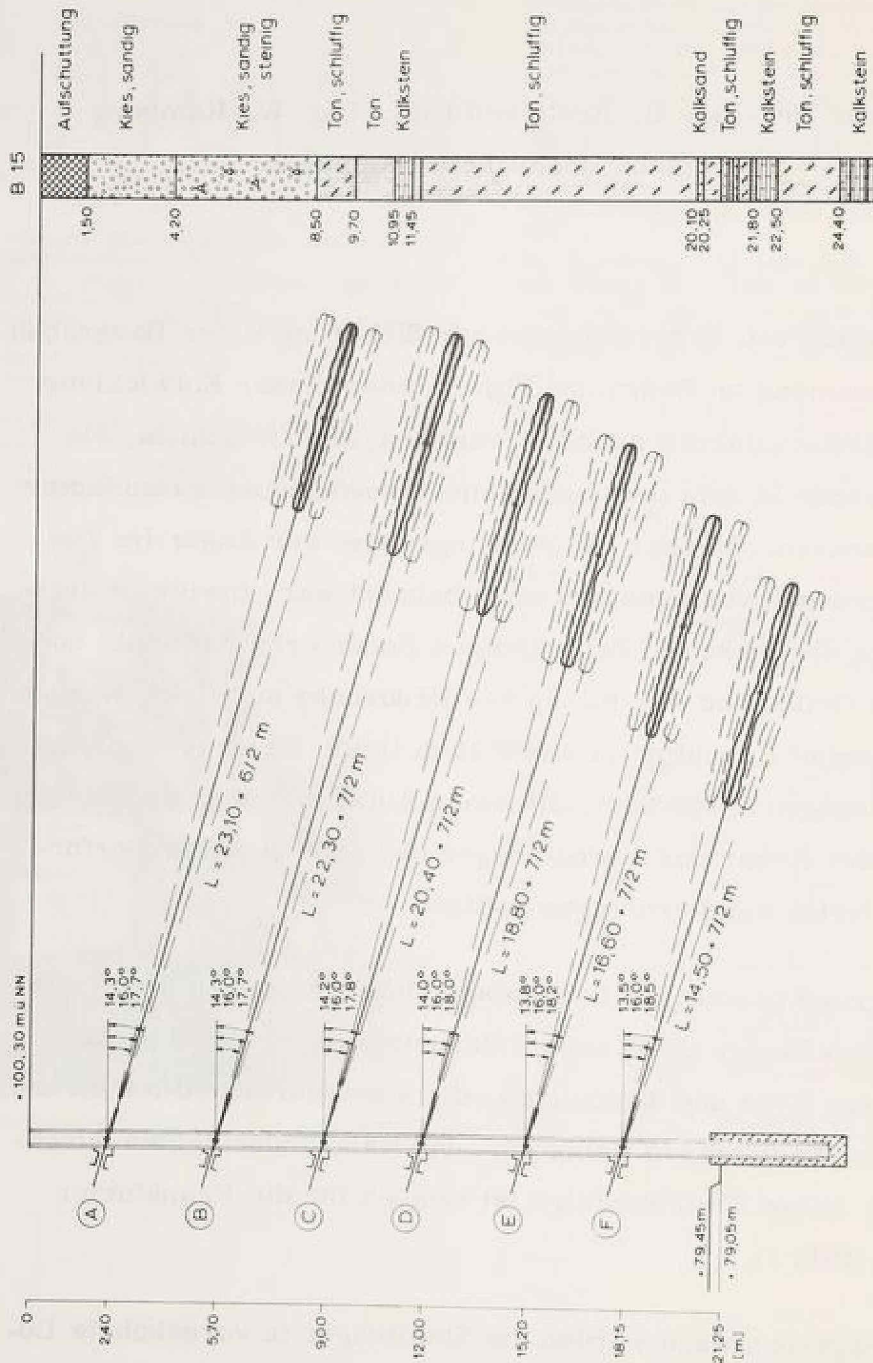


Bild 1: Frankfurt/Main, S-Bahn
Im Ton verankerte Baugrubenwand

grubensohle mit Beton, darüber mit Kalkmörtel verfüllt. Der Abstand der Träger war 2,0 m. Der Zwischenraum wurde mit Holzbohlen ausgefacht. Die Wand wurde in sechs Lagen verankert. Die Haftstrecke der Anker lag überwiegend im Ton. Für jeden Anker waren 40 Mp als Gebrauchslast zugelassen. Zur Einhaltung des vorgeschriebenen Mindestabstandes der Anker in der Haftstrecke wurden diese, wie im Bild 1 gezeigt, gefächert.

Über die Kennwerte des Frankfurter Tons und über das Tragverhalten der Verpreßanker in diesem Boden wurde bereits berichtet [1], [2]. Heute soll in Ergänzung hierzu über die Messungen an der verankerten Wand berichtet werden.

Über die angewandte Meßmethode wird nur ein kurzer Überblick gegeben. Eine eingehende Beschreibung folgt in einer der nächsten Mitteilungen der Versuchsanstalt für Bodenmechanik und Grundbau der Technischen Hochschule Darmstadt.

An drei benachbarten Verbauträgern wurden gemessen: die horizontale und vertikale Verschiebung und die Winkelverdrehung des Trägerkopfes, die Auflagerkräfte zwischen den Verbauträgern und der Gurtung mit Kraftmeßdosen und die Randfaserdehnungen der Träger mit Dehnungsmeßstreifen. Die direkte Erddruckmessung schied als nicht erfolgversprechend aus. Der Erddruck konnte im vorliegenden Fall nur über die Biegedehnungen der Träger ermittelt werden. Die Randfaserdehnung wurde an 42 Stellen gemessen, die gleichmäßig über die 24 m langen Träger verteilt waren. Die Dehnungsmeßstreifen wurden auf die Trägeraußenseite geklebt. Die Kabel wurden in Kanälen zum Trägerkopf und von dort zum Meßstand geführt (Bild 2). Die Biegedehnungen liefern unmittelbar die Biegemomente, die Biegemomente nach zweimaligem Differenzieren die Belastung und nach zweimaligem Integrieren die Durchbiegung des Trägers. Das Differenzieren einer aus Meßwerten abgeleiteten Kurve, die mit keiner Funktion beschrieben werden kann, bereitet erfahrungsgemäß große

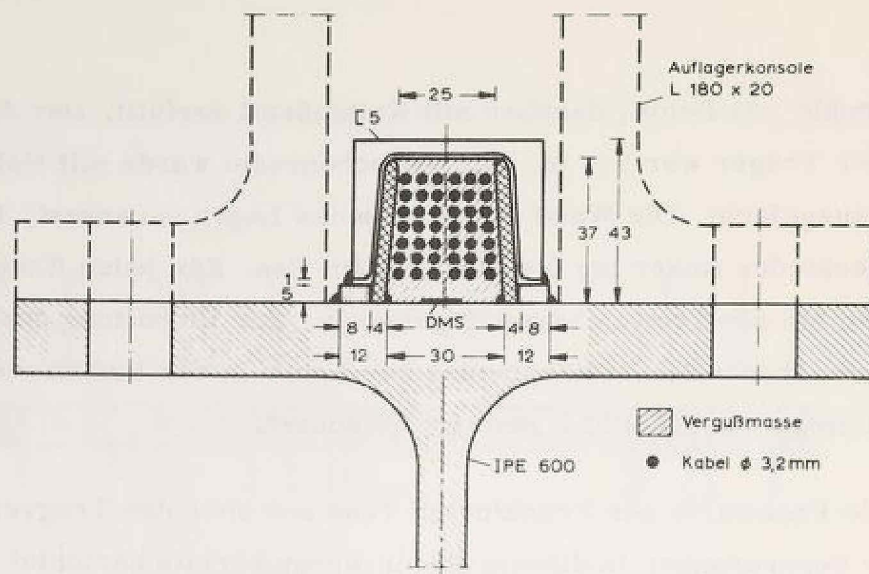


Bild 2: Schnitt durch den Meßträger

Schwierigkeit. Das erzielte Ergebnis hängt vom angewandten Differenzenverfahren ab. Aus diesem Grunde wurden eine Vielzahl von Verfahren getestet und schließlich das Verfahren gewählt, mit dem sich für jedes Feld und für den gesamten Träger die Gleichgewichtsbedingungen am genauesten erfüllen ließen. Es wurden die Biegemomente, die Auflager- und Querkräfte, die Größe und Verteilung des Erddrucks sowie die Durchbiegung und Verschiebung der Verbauträger in Abhängigkeit von der Zeit und vom Aushub ermittelt. Obwohl bei den Messungen eine Fehlergrenze von 5 - 10% eingehalten werden konnte, und die Anker möglichst gleichmäßig vorgespannt werden sollten, wichen die an den drei Trägern gemessenen Ankerkräfte und Biegedehnungen örtlich bis zu $\pm 30\%$ vom jeweiligen Mittelwert ab. Als Gründe hierfür sind die unsymmetrische Anordnung der Anker zu den Verbauträgern, die nicht gleichzeitige Vorspannung der Anker, Ungleichmäßigkeiten im Baugrubenaushub und unvermeidbare Spannungseinbußen beim Verkeilen der gespannten Anker im Spannkopf anzuführen.

Die Anker wurden nach dem Abbinden des Verpreßmörtels auf etwa 90% der für den Endzustand, d. h. für den Vollaushub errechneten Kräfte vorgespannt. In der A-Lage, deren Anker im Verhältnis zu der in dieser Zeit noch kleinen Aushubtiefe sehr hoch vorgespannt worden waren, nahmen die Kräfte beim weiteren Aushub zunächst ab. Sie nahmen wieder zu, sobald der Aushub in den Ton kam. In der B-Lage nahmen die Ankerkräfte zunächst geringfügig, mit fortschreitender Aushubtiefe jedoch schneller zu. Ebenso wurde in der D- und F-Lage eine Zunahme der Ankerkräfte festgestellt, während die Ankerkräfte in der C- und E-Lage bis zum Endaushub nahezu unverändert geblieben sind (Bild 3).

Die erzielte Vorspannung lag zum Teil erheblich unter der mit 27 Mp/m (90% der zulässigen Ankerkraft) angestrebten Vorspannung. Als der Endaushub erreicht war, war die Vorspannkraft nur in der B- und F-Lage um 30% bzw. 15% überschritten, in den übrigen Lagen blieb die aufgebrauchte Vorspannkraft nahezu erhalten. Mit Ausnahme in der B- und E-Lage wurde die zugelassene Ankerkraft nicht

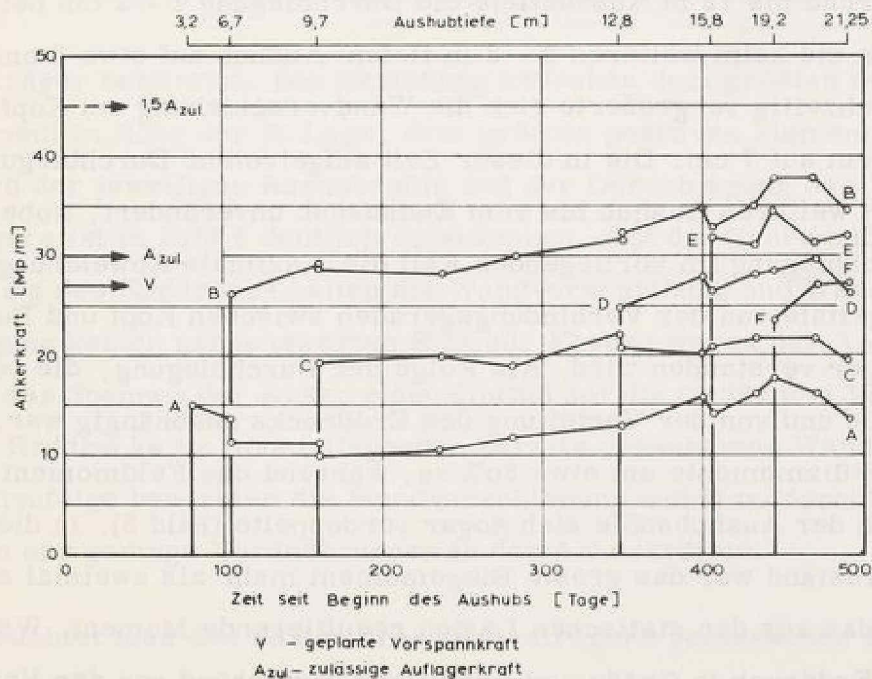


Bild 3: Ankerkräfte während des Aushubs

überschritten. Im Endzustand hatte die mit insgesamt 140 Mp/m aufgebrachte Vorspannkraft auf etwa 160 Mp/m Gesamtdruck zugenommen.

Beim Vorspannen der A- und B-Lage wurden die Verbauträger bis zu 3 cm in das Erdreich gedrückt. Mit dem weiteren Aushub setzte eine Umkehrbewegung ein, die sich bei 12 m Aushubtiefe verstärkte, und ab 16 m Aushubtiefe wieder verlangsamte. Die Bewegung klang ab, sobald der Endaushub erreicht war und dies besonders schnell nach dem Einbau der Bauwerkssohle, mit der dem Wandfuß ein festes Widerlager gegeben wurde (Bild 4). Im Endzustand betrug die Verschiebung am Kopf der Träger etwa 14 cm, in halber Wandhöhe 14,5 cm, in Höhe der Baugrubensohle etwa 10 cm und am Wandfuß nurmehr 6 cm (Bild 4). Im Endzustand war die Wand nahezu parallel in die Baugrube verschoben worden, lediglich der Wandfuß war etwas zurückgeblieben.

Mit der Wandverschiebung wurden die Verbauträger durchgebogen. Während bis 12 m Aushubtiefe die Durchbiegung 1 - 2 cm betrug, nahm sie beim weiteren 2 - 3 m tiefen Aushub auf etwa 6 cm zu. Gleichzeitig vergrößerte sich die Wandverschiebung am Kopf von 0,7 cm auf 7 cm. Die in dieser Zeit aufgetretene Durchbiegung blieb beim weiteren Aushub bis zum Endaushub unverändert, wobei als Durchbiegung im vorliegenden Fall die maximale Abweichung der Biegelinie von der Verbindungsgeraden zwischen Kopf und Fuß der Träger verstanden wird. Als Folge der Durchbiegung, die von der Größe und von der Verteilung des Erddrucks unabhängig war, nahmen die Stützmomente um etwa 30% zu, während das Feldmoment im Bereich der Aushubsohle sich sogar verdoppelte (Bild 5). In diesem Bauzustand war das größte Biegemoment mehr als zweimal so groß wie das aus den statischen Lasten resultierende Moment. Während der Erddruck in Größe und Verteilung weitgehend von der Vorspannung und der Aushubtiefe abhängt, werden die Biegemomente der verankerten Wand zum großen Teil von der Durchbiegung der Ver-

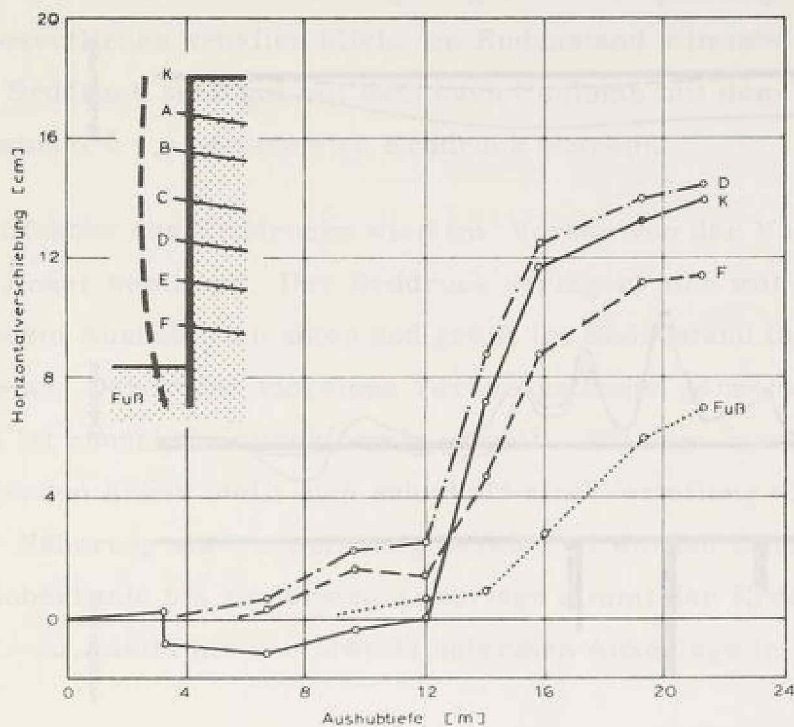


Bild 4: Wandverschiebung während des Aushubs

bauträger bestimmt. Die Beziehung zwischen dem größten negativen Moment in Höhe der B-Lage, dem größten positiven Moment im Bereich der jeweiligen Aushubsohle und der Durchbiegung des Verbauträgers ist in Bild 6 deutlich zu erkennen. Auf die Größe und Verteilung des Erddrucks hatten die Wandverschiebung und Wanddurchbiegung keinen nennenswerten Einfluß. Ebenso waren der Aushub und das Spannen der Anker ohne Einfluß auf die Größe und Verteilung des Erddrucks im höher liegenden bereits verankerten Wandbereich. Demzufolge bewirkten die Wandverschiebung und Wanddurchbiegung auch nur geringe Veränderungen in den Ankerkräften.

Betrachtet man den an den drei Verbauträgern gemessenen Erddruck, so zeigt sich, daß der Druck auf die Wand infolge Vorspannung zu jeder Zeit über dem jeweiligen aktiven Erddruck lag (Bild 7).

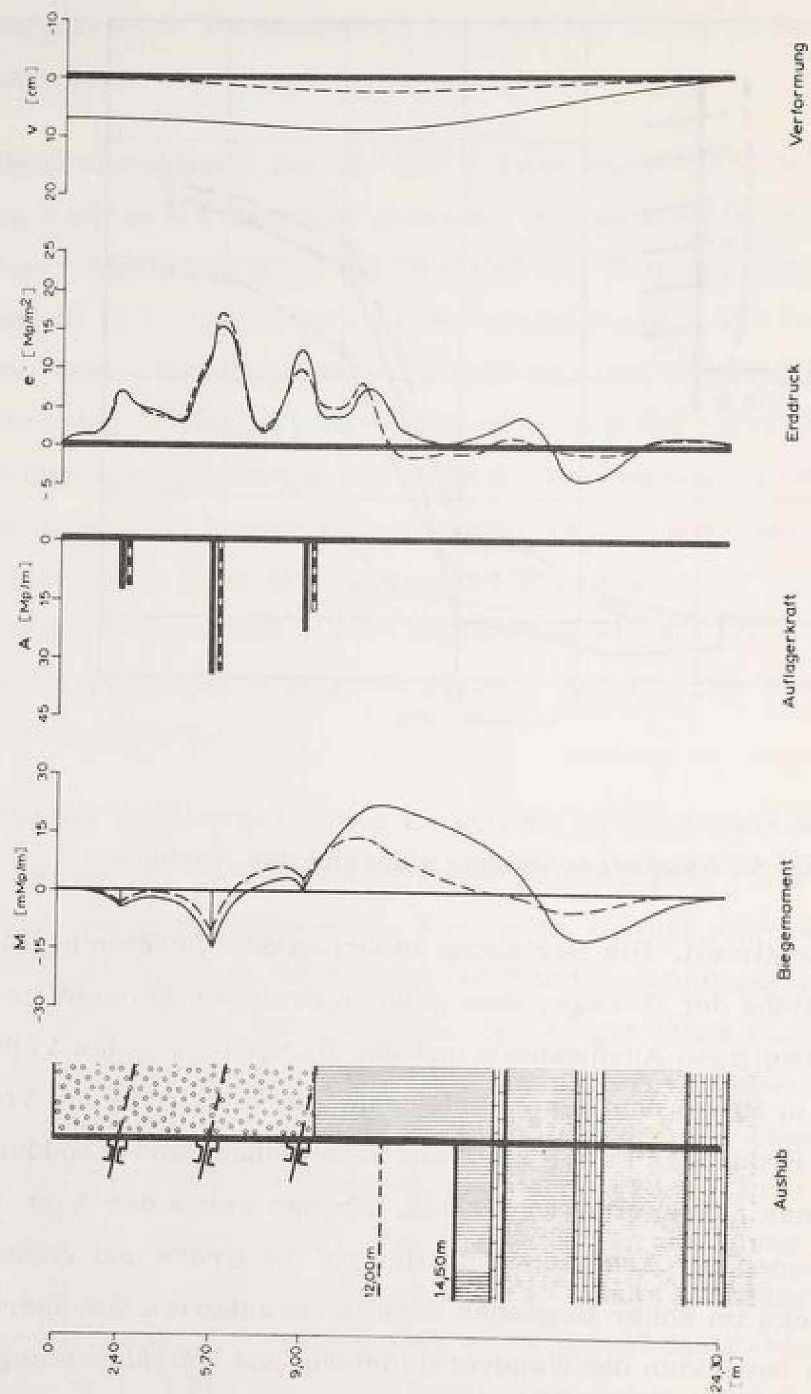


Bild 5: Beanspruchung und Verschiebung der Wand

Mit zunehmendem Aushub fand eine Angleichung an den aktiven Erddruck statt, wobei, wie im Bild 3 gezeigt, die Vorspannung der Anker im wesentlichen erhalten blieb. Im Endzustand stimmte der gemessene Erddruck sehr gut mit dem nach Coulomb mit dem Wandreibungswinkel $\delta = 0$ berechneten Erddruck überein.

Die Angriffshöhe des Erddrucks wird im Vorbau von der Vorspannung der Anker bestimmt. Der Erddruck verlagert sich mit fortschreitendem Aushub nach unten und greift im Endzustand in halber Wandhöhe an. Der in den einzelnen Verbauzuständen gemessene Erddruck ist zunächst dreieckförmig verteilt. Mit dem Spannen der tieferliegenden Anker stellt sich sehr bald eine Verteilung ein, die in grober Näherung als trapezförmig bezeichnet werden kann. Von der Wandoberkante bis zur ersten Ankerlage nimmt der Erddruck fast linear zu, bleibt bis zur jeweils untersten Ankerlage in etwa

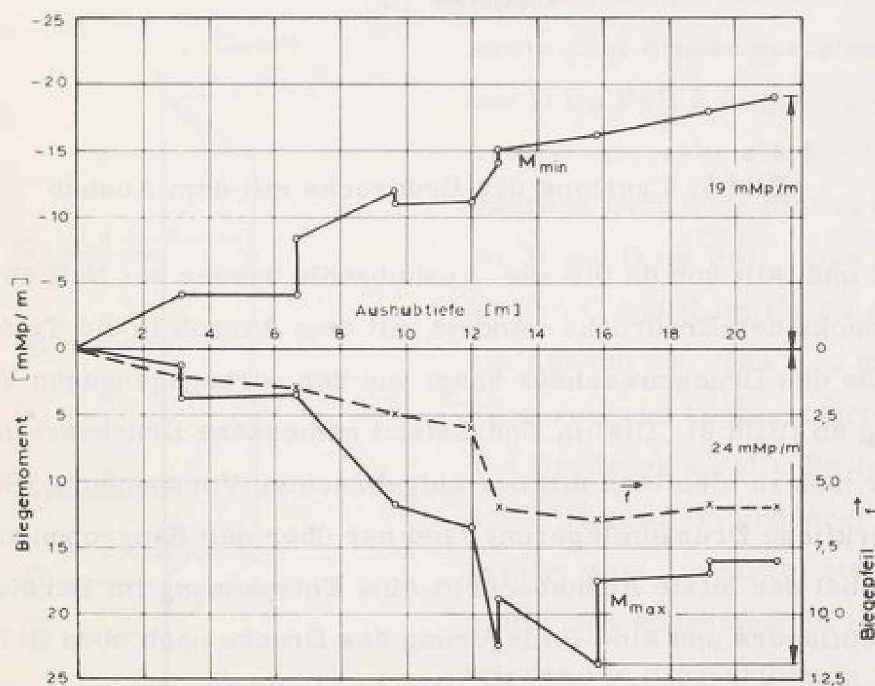


Bild 6: Verlauf der Durchbiegung und Biegemomente

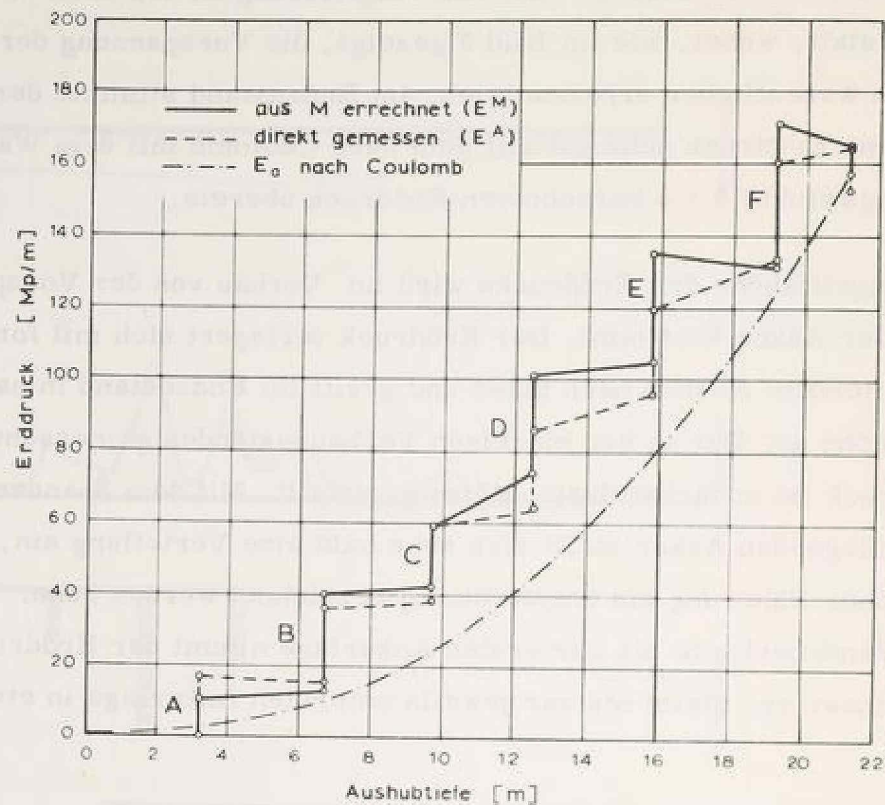


Bild 7: Zunahme des Erddrucks mit dem Aushub

konstant und fällt von da bis zur Aushubsohle wieder auf Null ab. Der Zuwachs des Erddrucks wandert mit dem Aushub in die Tiefe. Die Größe des Druckzuwachses hängt von der vorangegangenen Vorspannung ab (Bild 8). Die im Endzustand gemessene Druckverteilung war nahezu identisch mit der aufgetragenen Vorspannung (Bild 9). Eine merkliche Druckumlagerung fand nur über der Baugrubensohle statt, wobei der letzte Aushubschritt eine Entspannung im Bereich des Erdauflegers und eine Umlagerung des Drucks nach oben in Höhe der untersten Ankerlage bewirkte. Die durch die Vorspannung verursachten Biegemomente weichen in Größe und Verteilung nicht wesentlich von denen ab, die sich für den unverschieblich gelagerten Durchlaufträger unter Ansatz des gemessenen Erddrucks ergeben. Sie

werden überlagert von den Momenten infolge der Verschiebung der Anker. Sie haben im vorliegenden Fall die Biegemomente verdoppelt.

Die gemachten Feststellungen sollen nunmehr mit den Messungen an ausgesteiften Baugrubenwänden verglichen werden. Sie wurden ebenfalls in der Frankfurter Innenstadt ausgeführt (Bild 10). Zum Unterschied von der verankerten Wand ist die ausgesteifte Wand nicht nennenswert vorgespannt. Die Möglichkeit der Verschiebung wird ihr mit dem Einbau der Steifen weitgehend genommen. Die Bewegungsmöglichkeit wird auf den Bereich unter der jeweils tiefsten Steife reduziert. Ist der Aushub vor dem Einbau der nächsten Steifenlage groß, dann wird er die maßgebende Wandbewegung verursachen. Es kommt zu einer Entlastung der Wand in Höhe der jeweiligen Aushubsohle, zu einer Druckumlagerung nach oben und zu einer Druckkonzentration in Höhe der letzten, im voraus eingebrachten Steifenlage.

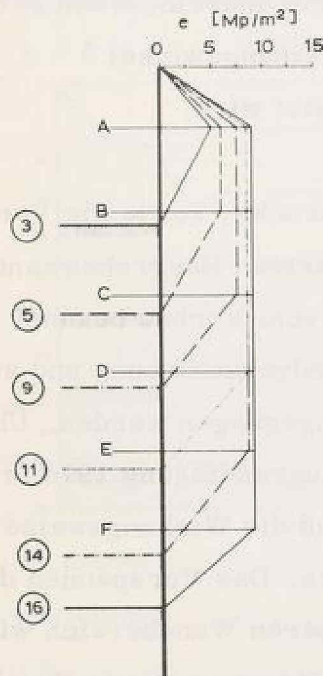


Bild 8: Idealisierte Erddruckverteilung für mehrere Bauzustände

Dem Einbau der Steifen C im Fall 1 sowie dem Einbau der Steifen B und D im Fall 2 folgte ein großer Aushub von mehr als 4 m Tiefe, während nach dem Einbau der Steifen B und D im Fall 1 bzw. der Steifen C und E im Fall 2 nurmehr ein Aushub von etwa 1 m stattfand. Entsprechend konzentrierte sich der Erddruck auf die Steifen, nach deren Einbau ein größerer Aushub gefolgt war. Im Mittel stellte sich hinter den ausgesteiften Baugrubenwänden ein dreieckförmig verteilter Erddruck ein. Die verankerte Wand erfährt im Gegensatz zur abgesteiften Wand eine Parallelverschiebung. Die große, gleichmäßig

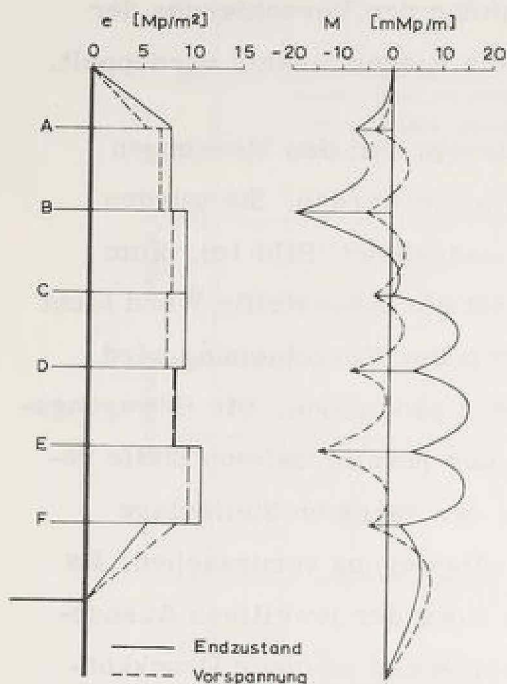


Bild 9: Erddruck und Biegebeanspruchung infolge Vorspannung und im Endzustand

Nachdem die Größe und Verteilung des Erddrucks, sowie die Verformung und Biegebeanspruchung der verankerten Baugrubenwand über die gesamte Wandhöhe in Abhängigkeit vom Vorbau bekannt sind, soll nochmals auf die Ursache der Wandverschiebung und auf die Möglichkeit ihrer Vorausbestimmung eingegangen werden. Über die Wandverschiebung ist bereits bei der Baugrundtagung 1970 in Düsseldorf berichtet worden [2]. Hierzu muß die Wirkungsweise des vorgespannten Systems betrachtet werden. Das Vorspannen der Anker bewirkt eine Druckumlagerung. Im oberen Wandbereich wird der Erddruck gegenüber dem Ruhedruck erhöht, im unteren Wandbereich findet eine Entspannung statt, durch die der Boden in den Grenzzustand des plastischen Gleichgewichts kommen kann, (Schnitt a-a, Bild 11). Die Entspannung wird besonders groß sein, wenn,

verteilte Vorspannung bewirkt einen gleichmäßig verteilten Druck. Diese Druckverteilung wird durch die regelmäßigen Aushubstufen begünstigt. Lediglich im Bereich der jeweiligen Aushubsohle findet eine Druckumlagerung nach oben statt, die an der endgültigen Baugrubensohle erhalten bleibt. Unabhängig von den verschiedenen Verschiebungsmöglichkeiten stimmte in allen drei Fällen auf Bild 10 der gemessene Erddruck mit dem Erddruck nach Coulomb überein, wenn der Wandreibungswinkel $\delta = 0$ angesetzt wird.

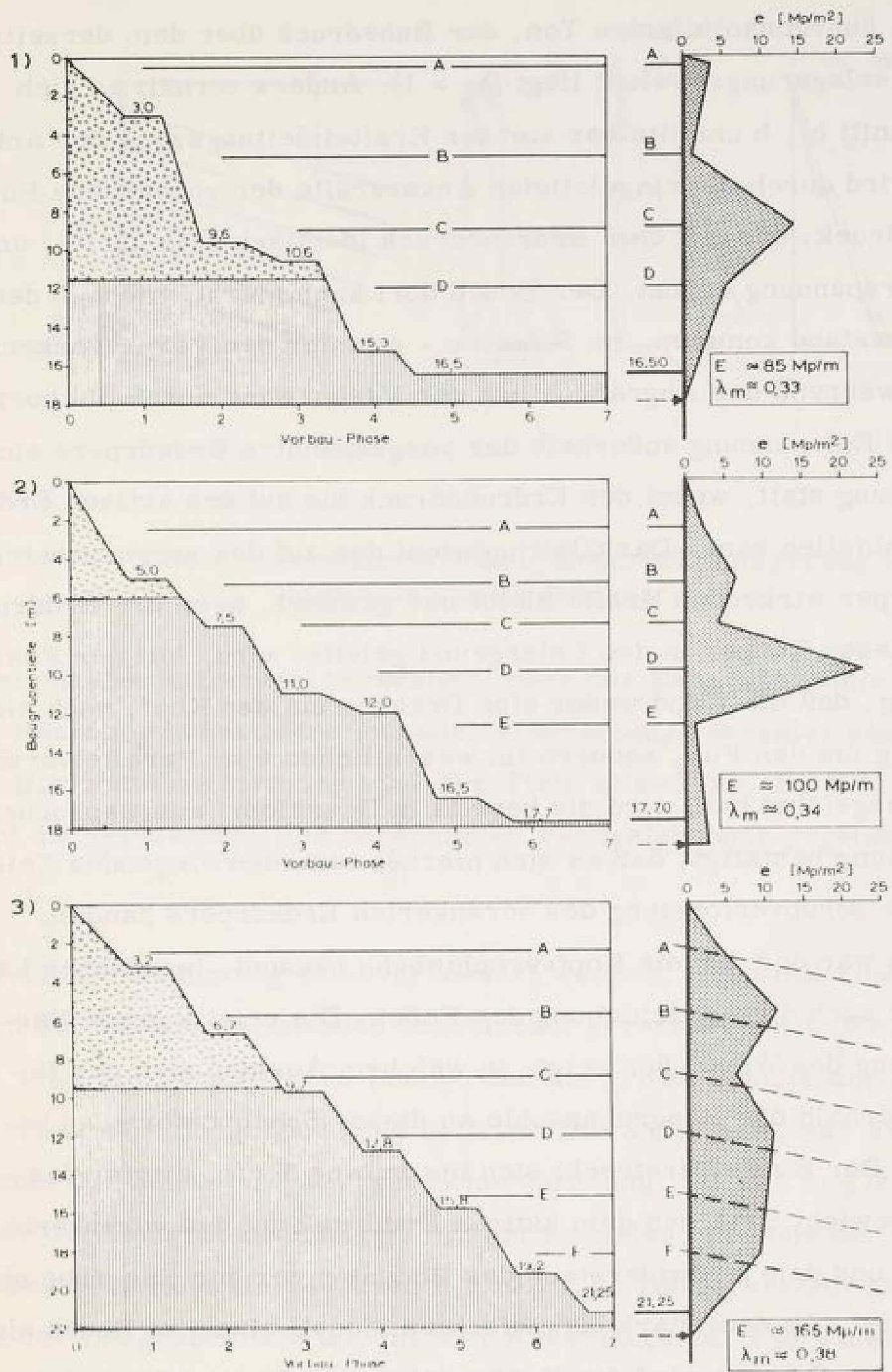


Bild 10: Frankfurt/Main; Erddruckmessungen an abgesteiften und verankerten Baugrubenwänden
1, 2 = U-Bahn, 3 = S-Bahn

wie im überkonsolidierten Ton, der Ruhedruck über dem derzeitigen Überlagerungsgewicht liegt ($\lambda_0 > 1$). Anders verhält es sich im Schnitt b - b unmittelbar vor der Krafteinleitungszone der Anker. Hier wird durch die eingeleiteten Ankerkräfte der vorhandene Horizontaldruck, der mit dem Erdruhedruck identisch sein dürfte, um die Vorspannung erhöht. Der Boden dort kann hierbei nicht in den Bruchzustand kommen. Im Schnitt c - c hinter den Verpreßankern findet während des Abgrabens vor der Verbauwand durch die horizontale Entspannung außerhalb des vorgespannten Erdkörpers eine Entlastung statt, wobei der Erdruhedruck bis auf den aktiven Erddruck abfallen kann. Das Gleichgewicht der auf den vorgespannten Erdkörper wirkenden Kräfte bleibt nur gewahrt, wenn der Erddruck über diesen Körper in den Untergrund geleitet wird. Mit der Feststellung, daß die Wand weder eine Drehung um den Kopf, noch eine Drehung um den Fuß, sondern im wesentlichen eine Parallelverschiebung ausgeführt hat, wird die bereits in Düsseldorf ausgesprochene Vermutung bestätigt, daß es sich hierbei zum überwiegenden Teil um eine Schubverformung des verankerten Erdkörpers handelt.

Damals war uns nur die Kopfverschiebung bekannt, inzwischen kennen wir auch die Verschiebung des Fußes. Die relativ große Verschiebung des Wandfußes zeigt, in welchem Ausmaß sich der Boden unterhalb der Baugrubensohle an dieser Schubverformung beteiligt. Der Einfluß erstreckt sich bis in eine Tiefe, die für das Gleichgewicht zwischen dem aktiven Erddruck auf das verankerte System und dem Erdwiderstand des Bodens unter der Baugrube notwendig ist. An dem stark vereinfachten Modell einer im Boden eingespannten Scheibe wird das Kräftegleichgewicht etwa 20 m tief unter der Baugrubensohle erreicht (Bild 12). Für die Weckung des Erdwiderstandes ist eine Horizontalverschiebung notwendig, deren Größe jedoch nicht genau angegeben werden kann. Zur Erklärung der gemessenen Wandverschiebung genügt allein die Schubverformung, wenn der Schubmodul des Tons mit 160 kp/cm^2 in Rechnung gestellt wird. Mit diesem Wert wurden für 21 m Aushubtiefe 16 cm

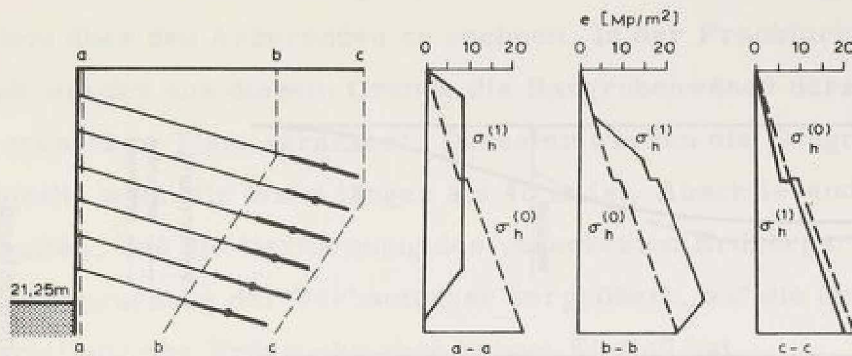


Bild 11: Verankerte Wand; Erddruckumlagerung im vorgespannten Erdkörper

Horizontalverschiebung berechnet. Über der Baugrubensohle ergibt die Rechnung nahezu eine Parallelverschiebung, darunter nimmt die Horizontalverformung nach der Tiefe schnell ab. Im Bild 12 sind die gemessenen und berechneten Verschiebungen gegenübergestellt.

Die Übereinstimmung kann verbessert werden, wenn mit einem nach der Tiefe zunehmenden Schubmodul gerechnet wird. Weiterhin zeigt die Vergleichsrechnung, daß die größte Schubspannung unterhalb der Baugrubensohle auftritt. Die Sicherheit, das Verhältnis der Scherfestigkeit zur Scherspannung, ist in 5 m Tiefe unter der Baugrubensohle mit 1,2 am kleinsten. In Höhe der Baugrubensohle liegt sie zwischen 1,3 und 1,4. Die Sicherheit nimmt mit der Baugrubentiefe ab, mit der Ankerlänge zu. Für eine wirkungsvolle Verminderung der Wandverschiebung wären allerdings erheblich längere Anker notwendig. Der Einbau solch langer Anker bereitet derzeit noch zu große Schwierigkeiten. Im bebauten Gebiet sind daher der Verankerung von Baugrubenwänden Grenzen gesetzt, wenn die Verankerung unzulässige Bodenverformungen im Umkreis der Baugrube bewirken kann. So sind in Frankfurt in 23 m Abstand von der Baugrubenwand in Geländehöhe noch Horizontalverschiebun-

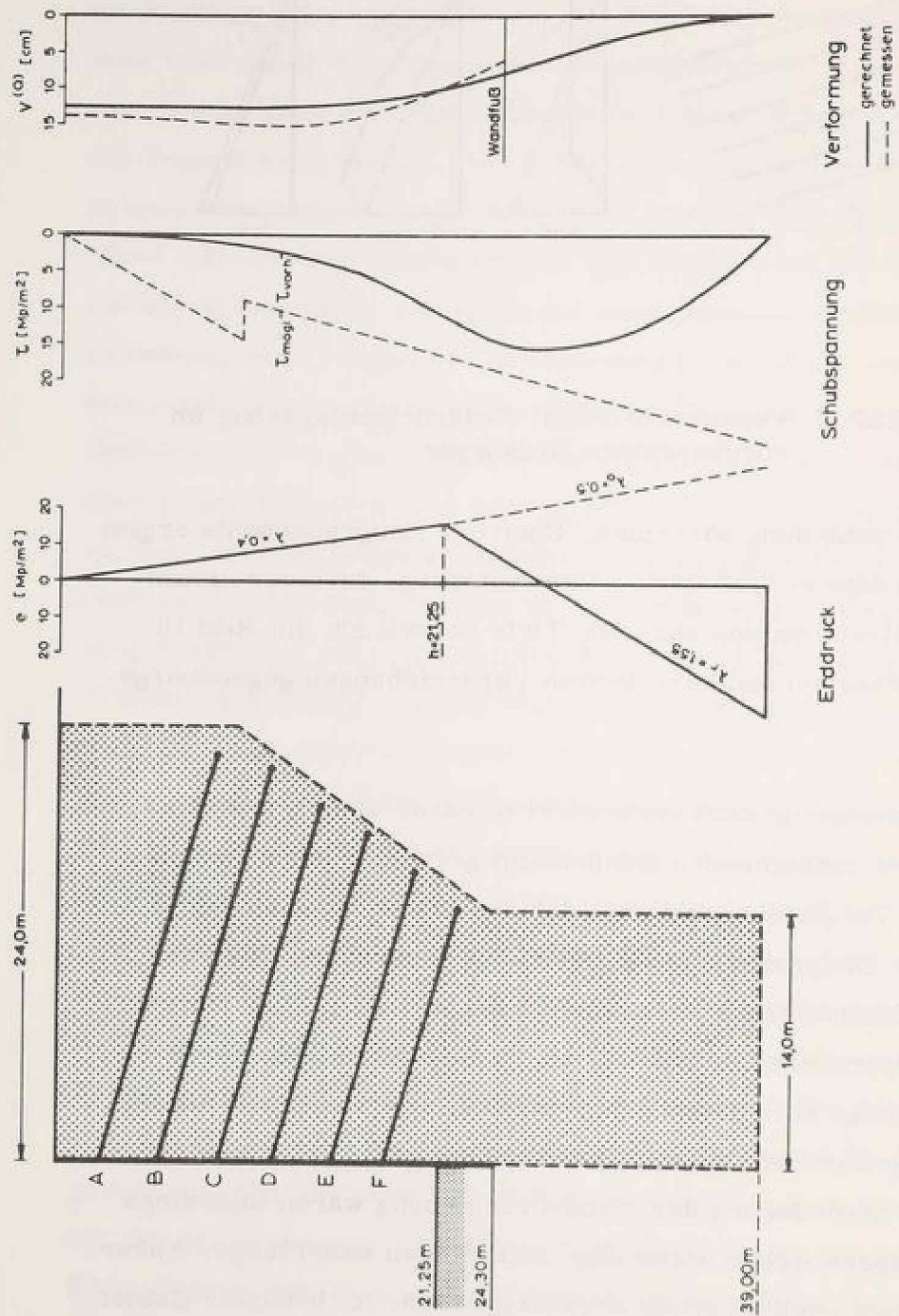


Bild 12: Schubbeanspruchung des verankerten Erdkörpers im Endzustand

gen in einer Größe von 8 cm gemessen worden. Mit Zerrungen ist vor allem über den Ankerenden zu rechnen. In der Frankfurter Innenstadt werden aus diesem Grunde die Baugrubenwände derzeit nur bis in etwa 12 m Tiefe verankert. Darunter werden die Baugruben ausgesteift, wenn die Wand länger als 40 m ist. Abschließend bleibt festzuhalten, daß die Verformung des verankerten Erdkörpers die Biegebeanspruchung der Verbausträger vergrößert, auf die Größe und Verteilung des Erddrucks aber keinen Einfluß hat.

Wir wollen den Bericht nicht beenden, ohne der Bundesbahndirektion Frankfurt für ihre tatkräftige Hilfe und dem Bundesministerium für Verkehr für die finanzielle Unterstützung zu danken.

Literatur:

- [1] Das Tragverhalten des Frankfurter Tons bei im Tiefbau auftretenden Beanspruchungen.
Mitteilungen der Versuchsanstalt für Bodenmechanik und Grundbau, Technische Hochschule Darmstadt, Heft 4, 1970
- [2] Breth, H. und Stroh, D.:
Das Tragverhalten von Injektionsankern in Ton.
Vorträge der Baugrundtagung in Düsseldorf 1970, S. 57

Das Setzungsverhalten der Böden nach Messungen
unter einem Frankfurter Hochhaus

- Baugrundtagung 1972 Stuttgart -

Dipl.-Ing. P. Amann und Prof. Dr.-Ing. H. Breth
Technische Hochschule Darmstadt

Einleitung

Den heute üblichen Verfahren zur Berechnung von Setzungen liegt als Modell der elastisch-isotrope Halbraum zu Grunde, wobei zur Vereinfachung als Verformungsmodul der beim Kompressionsversuch bei behinderter Seitendehnung ermittelte Steifemodul in die Rechnung eingeführt wird. Nun ist die Annahme, daß der Boden sich ideal-elastisch verhält, eine grobe Näherung. Es ist weitgehend ungeklärt, wie sich die Spannungen in den natürlichen Böden verteilen und bis in welche Tiefe der Baugrund an der Setzung beteiligt ist. Die mangelnde Treffsicherheit bei der Vorhersage von Setzungen findet ihren Ausdruck auch in der DIN 4019 "Baugrund; Setzungsberechnungen". Im Arbeitsentwurf 1972 ist nach wie vor der Hinweis enthalten, daß "derartige Berechnungen nur zu Schätzungen der Größe der Setzungen führen, die nicht selten bis zu 50% unterschritten, in Ausnahmefällen auch überschritten werden".

Die Verformung des Untergrundes beeinflusst aber nicht nur die Größe der Setzung, sie wirkt sich auch auf die Form der Setzungsmulde und damit auf die Beanspruchung des Gründungskörpers und auf die Setzung der benachbarten Bauwerke aus.

Nicht weniger unsicher sind die Voraussagen des zeitlichen Setzungsablaufes. Es besteht weithin die Vorstellung, daß im wassergesättigten Ton eine plötzlich aufgebrachte Last zunächst vollständig vom Porenwasser getragen wird und erst mit dem Abfluß des Porenwassers die Setzung einsetzt; eine Annahme, die die eindimensionale Konsolidierung voraussetzt und für mächtige, steifplastische Tone viel zu lange Setzungszeiten bringt, die im Widerspruch zur Erfahrung liegen. Dieser Feststellung kommt besondere Bedeutung zu, wenn, wie bei der Gleit- und Fertigteilbauweise, die Last schnell aufgebracht wird und wie sich gezeigt hat, auch während der Bauzeit kurzzeitig wirkende ausmittige Lasten zur Schiefstellung eines Gebäudes führen können.

Das Verformungsverhalten der Böden

In der Folge werden die wesentlichen Abweichungen der mechanischen Eigenschaften der natürlichen Böden von den Berechnungsannahmen aufgezählt.

Der Baugrund ist im allgemeinen weder homogen noch isotrop.

Vor dem Aufbringen der Bauwerkslast herrschen im Boden die Eigengewichtsspannungen. Sie nehmen mit der Tiefe zu, wobei die Größe des Seitendrucks von der Vorgeschichte des Bodens abhängt.

Die Dehnungen des Bodens stehen in keiner linearen Beziehung zu den Spannungen.

Der Boden kann unter Schubspannungen sein Volumen ändern.

Die aufnehmbaren Spannungen sind örtlich durch die Bruchbedingung begrenzt.

Es ist mehrfach versucht worden, einen Teil der genannten Abweichungen durch Modifizieren des Halbraums zu mildern. Borowicka hat die wenigen hierfür vorliegenden geschlossenen Lösungen zusammengestellt und auch gezeigt, daß bereits bei Berücksichtigung einiger der vorgenannten Abweichungen der Unterschied gegenüber dem elastisch-isotropen Halbraum groß sein muß [1] [2]. Heute können mit numerischen Verfahren, wie der Finite-Element-Methode (FEM), unter Annahme eines Kontinuums wirklichkeitsnähere Spannungs-Dehnungs-Beziehungen bei beliebigen Randbedingungen berücksichtigt werden. Es ist aber für viele Böden sehr schwierig, wenn nicht gar unmöglich, das hierzu notwendige Stoffgesetz an repräsentativen Proben zu ermitteln. Zum einen scheitert das Bemühen an der Probengewinnung, zum andern sind in den meisten Fällen die Vorgeschichte und der derzeitige Spannungszustand im Boden nicht bekannt. Hier können nur Messungen im Feld helfen, mit denen geprüft wird, inwieweit sich der Boden an der Verformung unter der Bauwerkslast beteiligt.

Setzungsmessungen im Frankfurter Ton

Auf der Suche nach einem geeigneten Objekt für solche Messungen wurde der Neubau der Abteilung für Erziehungswissenschaften (AfE) der Johann-Wolfgang-Goethe-Universität in Frankfurt ausgesucht. Dieses in Frankfurt bisher höchste Hochhaus schien für solche Untersuchungen besonders geeignet zu sein, weil es außer seiner übersichtlichen konstruktiven Gliederung auf dem sogenannten Frankfurter Ton steht und auch in der Tiefe Setzungen in einer Größe erwarten ließ, wie sie für die Auswertung wünschenswert sind. Im übrigen stellen sich auch gerade für den Frankfurter Ton die oben genannten Schwierigkeiten ein bei dem Versuch, sein Stoffgesetz im Labor zu ermitteln.

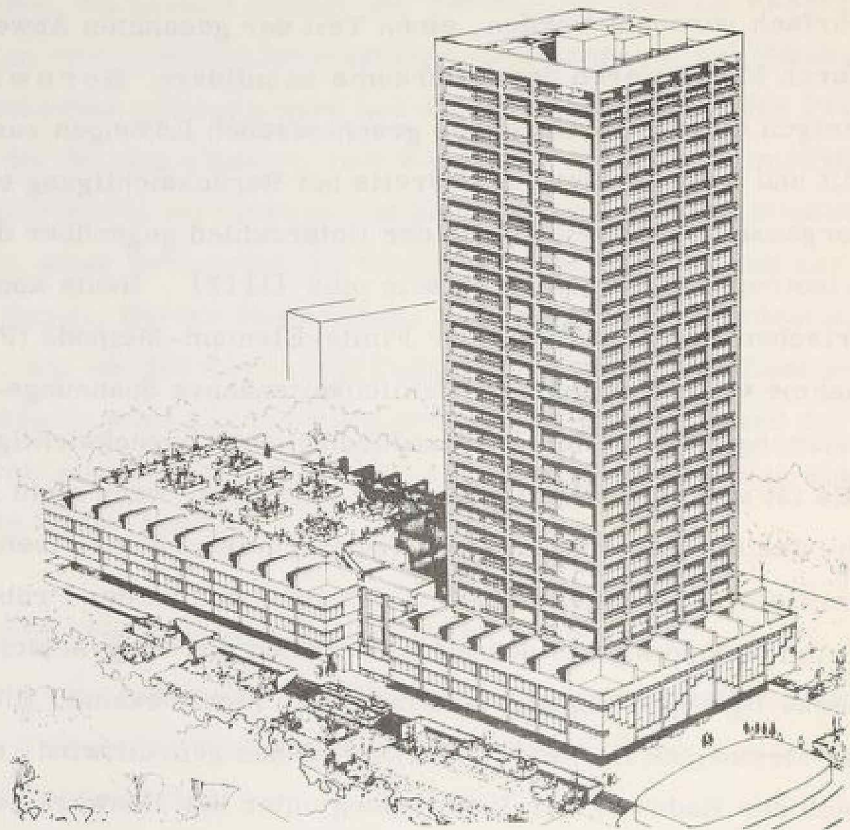


Bild 1: Das Gebäude der AfE im Endzustand

Der Frankfurter Ton ist eine tertiäre Ablagerung, in die Kalkbänke sowie Hydrobien-, Kalk- und Muschelsande eingelagert sind. Der Ton ist geologisch vorbelastet, feinschichtig und wie die meisten überkonsolidierten Tone von Haarrissen durchzogen, wodurch es kaum möglich ist, ungestörte Proben im Sinne dieser Bezeichnung zu gewinnen.

Das Gebäude der AfE soll im Endzustand aus dem flachen Teil und dem Hochhaus bestehen, wobei bisher nur das Hochhaus zur Ausführung gekommen ist (Bild 1). Die Setzungsmeßpegel sind unter dem Hochhaus eingebaut worden. Dieses erhebt sich 116 m hoch über

Gelände und ist 13 m tief auf einer Platte von 43 m Seitenlänge gegründet worden (Bild 2). Die Platte ist in der Mitte 3,6 m dick. Sie verteilt das um den Auftrieb verminderte Eigengewicht des Hochhauses mit 33 Mp/m^2 auf den Untergrund. Die Nutz- und Verkehrslasten können später eine zusätzliche Sohlpressung von etwa 12 Mp/m^2 bringen.

Insgesamt kamen 5 Pegel zum Einbau. Die Pegel der Pegelgruppe P1, P3 und P4 sind in 25,3; 13,8 und 3,8 m Tiefe gerechnet ab Baugrubensohle verankert (Bild 2). Zur weiteren Kontrolle der Zusammendrückung der obersten Schichten dienen die Pegel P5 und P6 mit 3,5 m und 4,3 m Tiefe. Mit dem Pegel P6 soll später der Einfluß des Flachbaus erfaßt werden. Die Pegel wurden in einem Bereich installiert, in dem die Setzung von der Steifigkeit des aufgehenden Bauwerks wenig beeinflusst wird [3] (Bild 3). Außerdem wurde an 35 Punkten die Verformung der Gründungsplatte gemessen, auf die hier jedoch nicht eingegangen werden soll. Die Setzungsmeßpegel sind am Institut für Bodenmechanik und Grundbau der Technischen Hochschule Darmstadt für diese Aufgabe entwickelt und gebaut worden. Ein Pegel besteht aus dem inneren Pegelrohr und dem äußeren Schutzrohr mit den Bewegungsmuffen (Bild 4). Das Hüllrohr ist im Bauwerk einbetoniert, während das Pegelrohr im Boden verankert ist. Da sich das Bauwerk im allgemeinen mehr setzt als der Anker des Pegels, wird das Hüllrohr zusammengeschoben, wodurch das Pegelrohr um das Maß der Zusammendrückung aus dem Hüllrohr tritt. An der Oberkante des Hüllrohrs wird die Setzung s_B des Bauwerks und an der Oberkante des Pegelrohrs die Setzung s_A des Ankers durch Feinnivellement gemessen. Die Meßeinrichtung zeigt die Differenz dieser Setzungen, also die Zusammendrückung Δs der Bodenschicht mit der Dicke z zwischen Gründungssohle und Anker an.

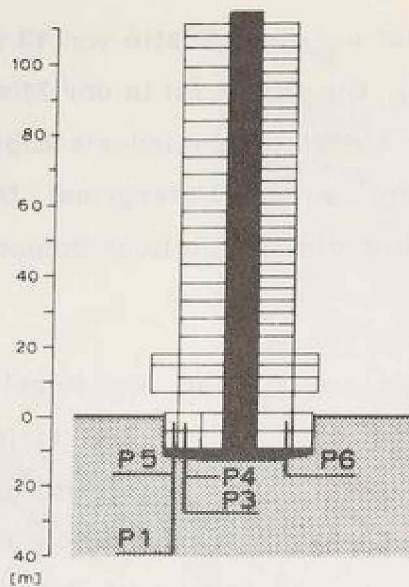


Bild 2: Schnitt durch das Hochhaus mit Setzungspegeln

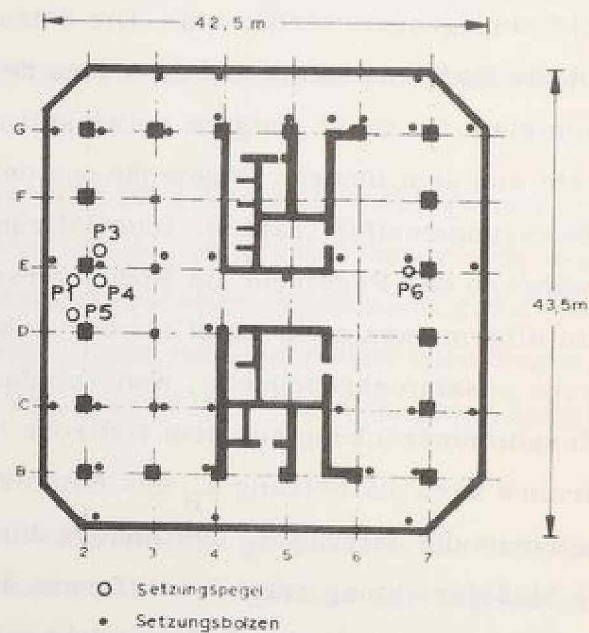


Bild 3: Gründungsplatte; Anordnung der Setzungspegel und Setzungsbolzen

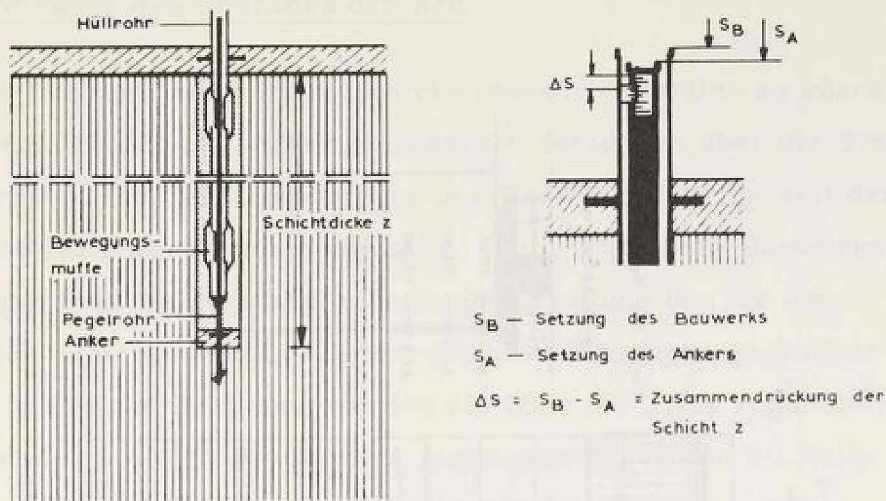


Bild 4: Aufbau und Anzeige eines Setzungspegels

Im Bild 5 sind über die Zeit die mittlere Setzung des Bauwerks und die zugehörige Setzung der Pegelanker aufgetragen. Die Auftragung beginnt mit der Fertigstellung der Gründungsplatte, die zuvor innerhalb von 3 Wochen betoniert worden war. In diesem Zeitraum wurden im Bereich der Pegel im Mittel 1,4 cm Setzung gemessen. Die Setzungskurven lassen folgendes erkennen:

Unter dem Anker des Pegels P1 in 25 m Tiefe unter der Gründungssohle trat nur noch wenig Setzung auf.

Der zeitliche Ablauf der Setzung wird maßgeblich von der Geschwindigkeit der Lastaufbringung bestimmt.

Im folgenden wird versucht, diese Feststellungen mit den Ergebnissen, die mit den heute üblichen Berechnungsannahmen erhalten werden, zu vergleichen und die Unterschiede zu deuten.

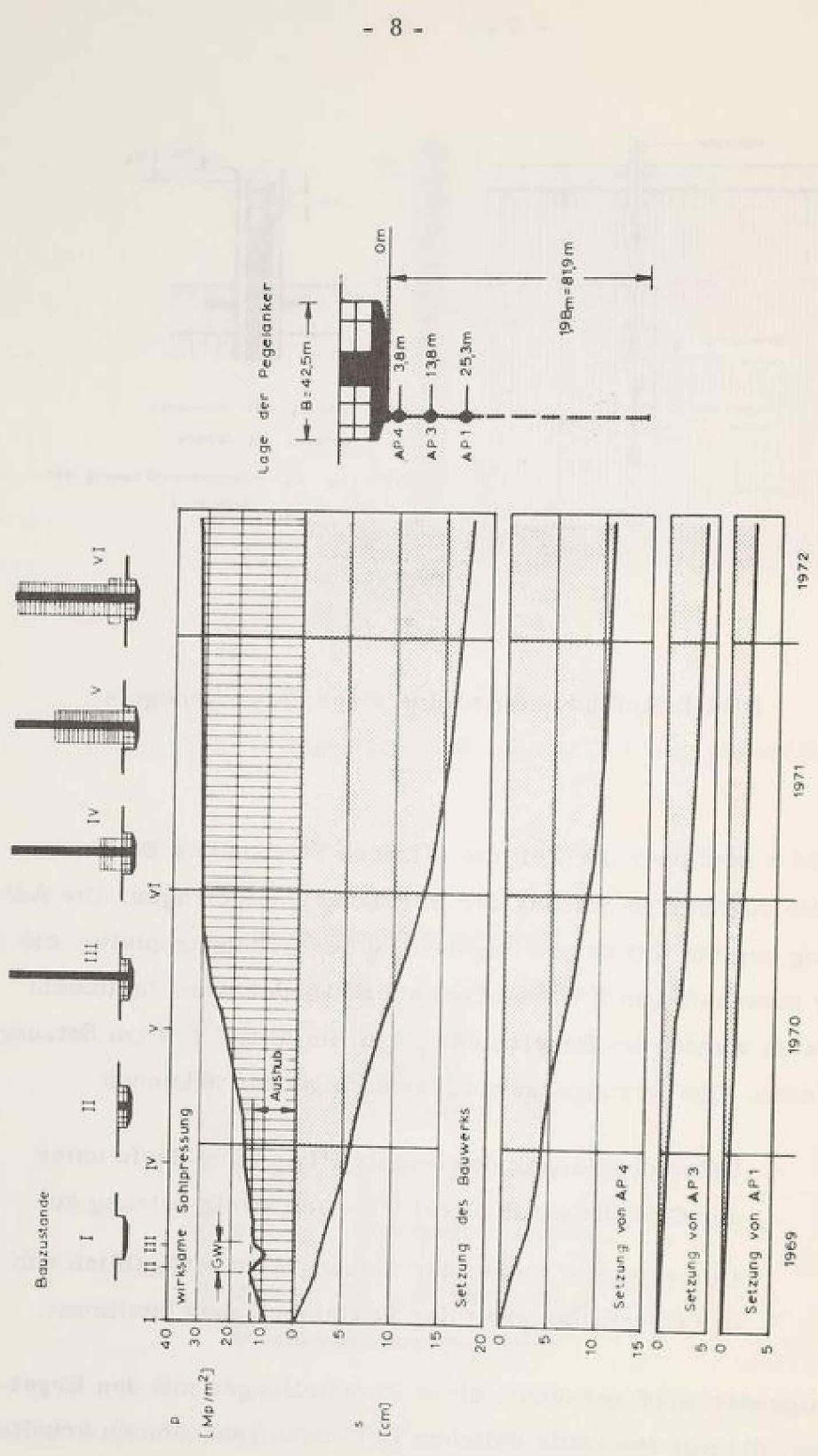


Bild 5: Setzung des Gebäudes der AfE und des Untergrundes seit Fertigstellung der Fundamentplatte

Tiefenwirkung des Gebäudes der AfE

Um die Tiefenwirkung des Bauwerks besser beurteilen zu können, wurden im Bild 6 die bisher gemessenen Setzungen über die Tiefe aufgetragen. Die mittlere Setzung des Bauwerks beträgt seit der Fertigstellung der Fundamentplatte 18 cm. Für diese Bauwerkssetzung wurde die gemessene Setzungsverteilung den für den elastisch-isotropen Halbraum berechneten Setzungen gegenübergestellt. Für die Rechnung wurden ein über die Tiefe konstanter Steifemodul und eine Einflußtiefe angenommen, in der im Halbraum nur noch 10% der setzungserzeugenden Spannung wirken. Diese Tiefe entspricht etwa der 2-fachen Bauwerksbreite. Wie die Auftragungen zeigen, sind in den obersten 5 m etwa die Hälfte der Setzungen aufgetreten, während der Ton unterhalb von 30 m nur noch wenig an der Setzung beteiligt ist.

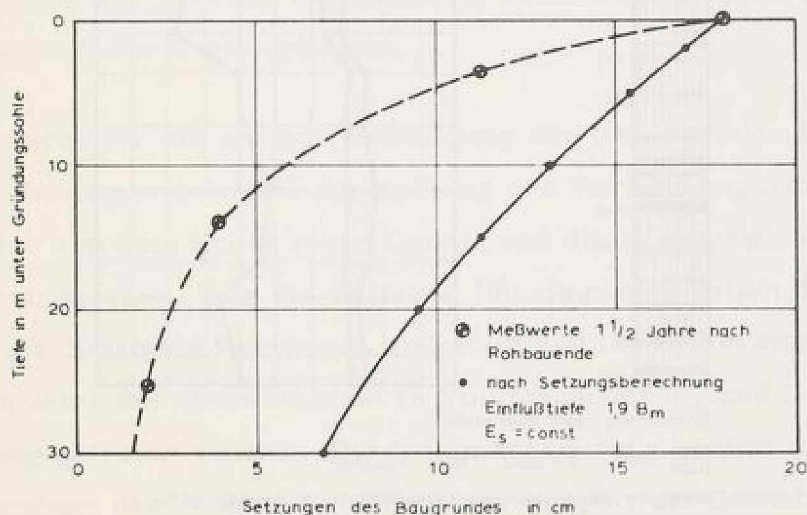


Bild 6: Setzungsverteilung nach der Tiefe, Vergleich der gemessenen Setzungen mit den im elastisch-isotropen Halbraum berechneten Setzungen

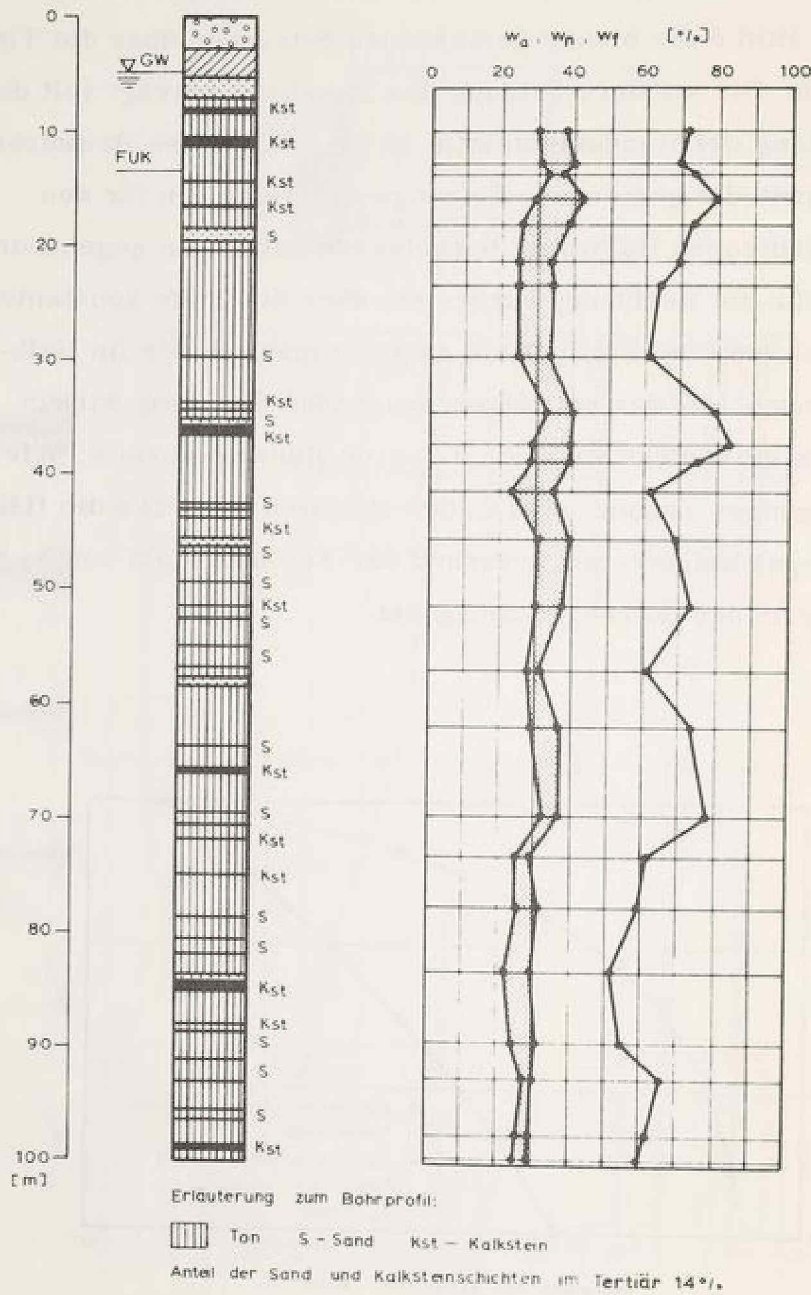
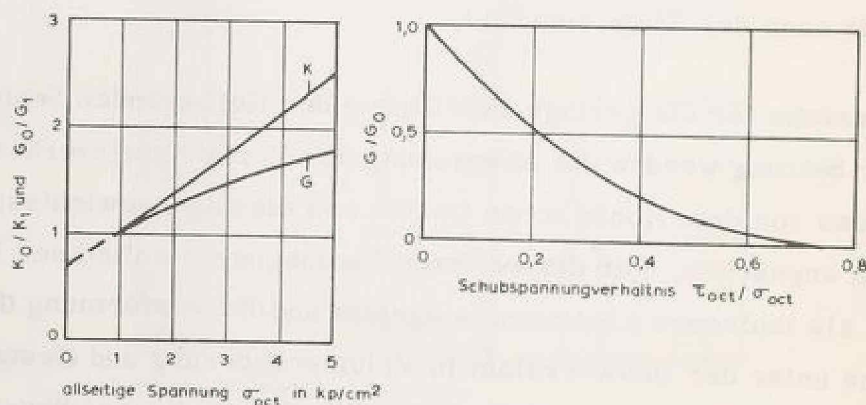


Bild 7: Bodenprofil der Tiefbohrung neben dem Gebäude der AfE

Es könnte der Einwand erhoben werden, daß die Setzung nicht abgeklungen sei und die Einflußtiefe mit der Zeit noch zunehmen könnte. Der Anteil der Schichten an der Zusammendrückung des Bodens ist jedoch seit der Erstellung des Rohbaus unverändert geblieben. Ferner wäre es denkbar, daß die geringe Beteiligung der tieferliegenden Schichten durch dort vorhandene, wenig zusammendrückbare Kalksteinbänke verursacht worden sein könnte. Die hier gemachten Feststellungen wären somit nicht allgemeingültig. Um hierüber Gewißheit zu haben, wurde nachträglich eine 100 m tiefe Kernbohrung neben dem Gebäude niedergebracht. Die Bohrung hat bis in Endteufe Ton nachgewiesen. Der Anteil der Sande und Kalkbänke beträgt nicht mehr als 14%. Diese Zwischenschichten sind außerdem nicht horizontbeständig. Sie schwimmen im Ton und beeinflussen sein Verformungsverhalten unter der Last nur wenig. Das Plastizitäts- und Konsistenzband auf Bild 7 zeigt, daß der Ton seine bodenphysikalischen Eigenschaften und seine Konsistenz nach der Tiefe nur wenig ändert. Die geologische Auswertung der Bohrung hat ebenfalls keine wesentlichen Unterschiede nach der Tiefe erbracht.

Als Ursache für die geringe Beteiligung der tiefliegenden Schichten an der Setzung werden die Abweichung des Verformungsverhaltens des Tons von dem Hooke'schen Gesetz und die Eigengewichtsspannungen angesehen. Für die weiteren Überlegungen sollen der Baugrund als isotropes Kontinuum aufgefaßt und die Verformung des Bodens unter der Bauwerkslast in Volumenänderung und Gestaltsänderung getrennt werden. Die Volumenänderung kommt durch die Zunahme der gemittelten Druckspannungen, die Gestaltsänderung oder Verzerrung durch die Zunahme der Schubspannungen unter der Bauwerkslast zustande. Wenn man bedenkt, daß bereits bei behinderter Querdehnung $\frac{2}{3}$ der lotrechten Zusammendrückung durch Gestaltsänderung und nur $\frac{1}{3}$ der Setzung durch Volumenabnahme, also durch Verdichtung, entstehen, so ist es einzusehen,

wenn im Halbraum, in dem der Boden sich im Gegensatz zum Kompressionsversuch weitaus unbehinderter verformen kann, der Anteil der Gestaltsänderung im allgemeinen noch größer ist. Die Volumenänderung ist über den Volumenmodul, die Gestaltsänderung über den Schubmodul mit den entsprechenden Spannungen verknüpft, wobei beide Moduli keine Bodenkonstanten sind, sondern sich mit den Spannungen ändern. Ihre Abhängigkeit von den Spannungen ist an den auf Bild 8 dargestellten Beziehungen zu erkennen, die an einem Sand unter anisotroper Belastung gefunden worden sind [4]. Nach diesen, in unserem Institut durchgeführten Versuchen nehmen sowohl der Volumenmodul als auch der Schubmodul mit den gemittelten Druckspannungen zu. Hingegen nimmt der Schubmodul mit wachsendem Anteil an Schubspannung ab. Mit dem Frankfurter Ton sind uns gleichwertige Versuche noch nicht gelungen, doch lassen die routinemäßigen Dreiaxialversuche für den Ton analoge Tendenzen erwarten.



G_0, K_0 — Verformungsmodul bei allseitigen Spannungen σ_{oct}
 G_1, K_1 — Verformungsmodul bei $\sigma_{oct} = 1 \text{ kp/cm}^2$

Bild 8: Spannungsabhängigkeit der Verformungsmoduli von Böden am Beispiel eines Sandes

Nachdem wir diese Abhängigkeit erkannt haben, wird die unter dem Hochhaus der AfE gemachte Feststellung verständlich. Unter dem Einfluß des Eigengewichts des Bodens nehmen die gemittelten Druckspannungen nach der Tiefe zu, was mit einer Zunahme des Volumen- und Schubmoduls nach der Tiefe verbunden ist. Zum anderen verlieren die Schubspannungen infolge der Bauwerkslast gegenüber den Eigengewichtsspannungen im Boden nach der Tiefe zunehmend an Bedeutung. Beides bewirkt in Übereinstimmung mit den Messungen gegenüber dem elastischen Halbraum eine Verlagerung des Setzungsherdens nach oben und dies besonders bei großen Lastflächen. Eine Feststellung, die im übrigen durch eine Reihe weiterer Setzungsmessungen an Frankfurter Hochhäusern bestätigt worden ist [5].

Für die Berechnung der Verformungen im Halbraum bei mit der Tiefe veränderlichem Verformungsmodul liegen geschlossene Lösungen, die die Gleichgewichts- und Formänderungsbedingungen erfüllen, nur für wenige Sonderfälle vor. Für den Ansatz einer nicht-linearen Spannungs-Dehnungs-Beziehung sind keine geschlossenen Lösungen bekannt. Es mußte daher für die Behandlung des vorliegenden Falles ein Rechenprogramm nach der FEM entwickelt werden. Für die heutigen Ausführungen wurde vereinfacht ein Rechenprogramm angewandt, das mit einem elastischen Stoffansatz arbeitet, aber die Berücksichtigung eines veränderlichen E-Moduls gestattet [6]. Die Setzungsverteilung wurde mit konstantem E-Modul und zwei unterschiedlich von der Tiefe abhängigen E-Moduli für den geschätzten Endwert der Bauwerkssetzung berechnet und in Prozenten davon aufgetragen (Bild 9). Die beiden Kurven für die linear mit der Tiefe zunehmenden E-Moduli unterscheiden sich in den Anfangswerten, wobei für die Rechnung der geradlinige Verlauf des E-Moduls in eine Treppenkurve umgewandelt wurde. Die Setzungen hängen außerdem von der Querdehnungszahl μ ab, ohne daß sich die relative Lage der Kurven zueinander wesentlich verändert. In Bild 9 wurden die Setzungsverteilungen für $\mu = 0,25$ aufgetragen. Es zeigt sich, daß be-

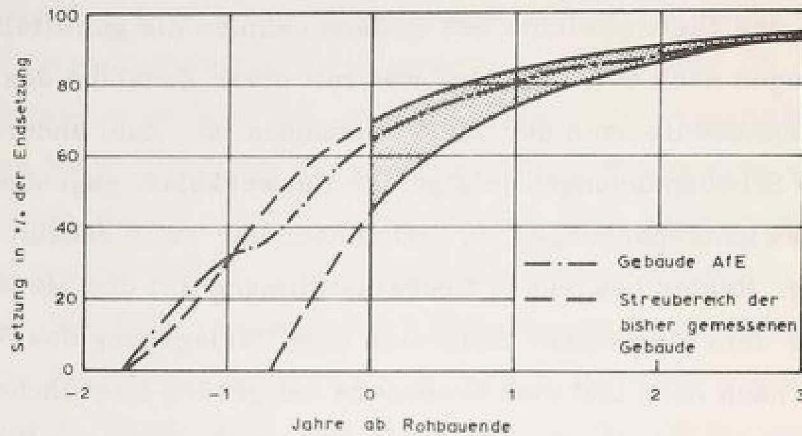


Bild 9: Prozentuale Setzungsverteilung nach der Tiefe; Vergleich der Meßwerte mit den nach der FEM berechneten Setzungen

reits nach dieser Abwandlung eine bessere Übereinstimmung mit den Messungen erzielt wird. Auf die erwähnten Zusammenhänge hat bereits Borowicka hingewiesen [7]. Er berichtet von einer Pegelmessung unter einem Silo, der auf dem Wiener Tegel, einem ebenfalls geologisch vorbelasteten steifen Ton von großer Mächtigkeit steht. Auch dort waren die gründungsnahen Zonen mit dem größten Anteil an der Setzung beteiligt.

Zeitlicher Setzungsablauf

Die Messungen am Gebäude der AfE haben ergeben, daß mit der Fertigstellung des Rohbaus insgesamt 15 cm Setzung aufgetreten sind, während sich das Bauwerk seitdem, in weiteren 1 1/2 Jahren nurmehr 4 cm gesetzt hat. Da die Setzung noch nicht vollständig abgeklungen ist, sollen für die Beurteilung des Setzungsablaufs die Setzungen von weiteren Hochhäusern in Frankfurt mit heran-

gezogen werden. Um eine bessere Vergleichsmöglichkeit zu schaffen, wurden die erhaltenen Zeit-Setzungslinien zur jeweiligen Zeit der Rohbaufertigstellung miteinander zur Deckung gebracht (Bild 10). Dies ist für die Abschätzung der Setzungen nach Rohbauende zulässig, weil bei allen Bauwerken die Setzung etwa 3 Jahre danach abgeklungen war. Die so aufgetragenen Zeit-Setzungslinien bilden ein schmales Band. Mit der Erstellung des Rohbaus waren 45 - 70% der Endsetzung erreicht. Die Streuung beruht auf Unterschieden im Bauablauf und in den Gebäudeabmessungen. Für das Gebäude der AfE, dessen Setzungsverlauf sich gut in die übrigen Messungen einreihet, ist nach dieser Auftragung eine Endsetzung von 23 cm zu erwarten, von der knapp 70% mit der Fertigstellung des Rohbaus aufgetreten sind.

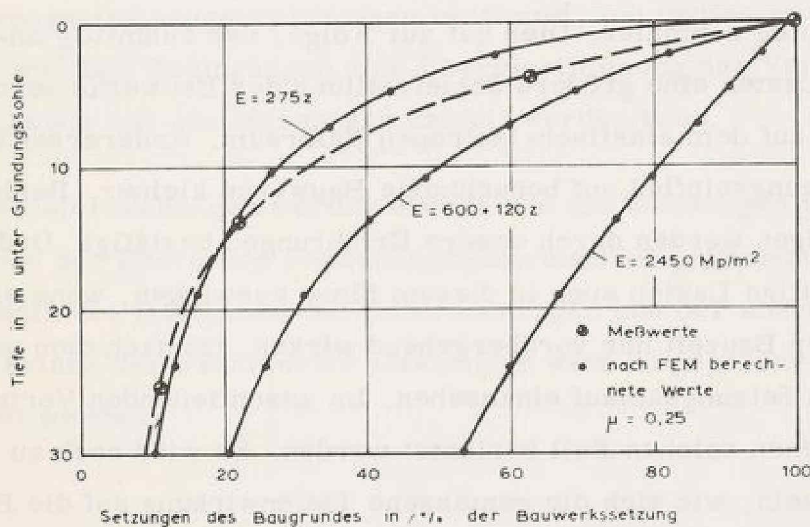


Bild 10: Setzung von Hochhäusern auf Frankfurter Ton [8]

Die Auftragung veranschaulicht, wie sehr das Verformungsverhalten des Tons von der klassischen Konsolidierungstheorie abweicht. Die gemachten Erfahrungen sollten uns veranlassen, unsere auf dem Kompressionsversuch basierenden Vorstellungen zu revidieren. Der Boden ist in seiner Verformung über die Zeit

nur soweit behindert, als mit der Verformung eine Volumenverminderung verbunden ist und diese durch den Porenwasserabfluß verzögert wird. Allein dieser Teil der Verformung bewirkt die Konsolidierungssetzung. Wenn wir uns daran erinnern, daß die Setzung überwiegend aus Schubverformung resultiert und in der Hauptsache nur die Zunahme der gemittelten Druckspannungen die Volumenabnahme bewirkt, weil die Schubbeanspruchung nur bereichsweise mit einer Verdichtung des Bodens verbunden ist, so wird verständlich, daß die Konsolidierung nur einen geringen Anteil an der Setzung hat. Die Konsolidierung wird ferner durch den räumlichen Abfluß und durch den günstigen Einfluß der Risse und der durchlässigen Zwischenschichten auf den Porenwasserabfluß beschleunigt.

Schlußbetrachtung

Durch die Verlagerung des Setzungsherdens nach oben wird die Setzungsmulde schmaler. Dies hat zur Folge, daß ausmittig angreifende Lasten eine größere Schiefstellung des Bauwerks verursachen als auf dem elastisch-isotropen Halbraum. Andererseits ist der Setzungseinfluß auf benachbarte Bauwerke kleiner. Beide Feststellungen werden durch unsere Erfahrungen bestätigt. Daß sich ausmittige Lasten auch in diesem Sinne auswirken, wenn sie während der Bauzeit nur vorübergehend wirken, ist nach dem geschilderten Setzungsablauf einzusehen. Im anschließenden Vortrag soll über einen solchen Fall berichtet werden. Es wird noch zu untersuchen sein, wie sich die gemessene Tiefenwirkung auf die Beanspruchung von Gründungskörpern auswirkt.

Es war das Ziel dieses Vortrages, das Verformungsverhalten der Böden unter Lasten am Frankfurter Beispiel verständlich zu machen. Anlaß zu dem Bericht gab die Erkenntnis, daß die Setzungsberechnungen im allgemeinen noch zu sehr von der Vorstellung ausgehen, daß der Boden unter der Last lediglich zusammengedrückt wird, während in Wirklichkeit es sich überwiegend um einen Verzerrungs-

vorgang handelt. Die Schubbeanspruchung bewirkt nur zu einem geringen Teil eine Volumenänderung. Die Verdichtung des Bodens dürfen wir in der Hauptsache vom Zuwachs der gemittelten Druckspannungen erwarten. Insgesamt ergibt sich, daß die Konsolidierungsetzung weit weniger an der Gesamtsetzung Anteil hat als weithin noch angenommen wird. Die Tiefenwirkung des Bauwerks und dessen Einfluß nach der Seite werden ebenfalls überschätzt.

Das hier Geschilderte gilt allgemein und beschränkt sich nicht auf den Frankfurter Baugrund. Um hierfür den Beweis zu erbringen, werden zur Zeit unter einem 100 000 Mp schweren, auf Sand stehenden Reaktorgebäude Setzungsmessungen bis in 60 m Tiefe ausgeführt. Das Gebäude ist kreisrund und hat einen Durchmesser von 60 m. Gleichzeitig werden von diesem Sand in einer Dreiaxialzelle die Spannungs-Dehnungsbeziehungen bestimmt, um prüfen zu können, unter welchen Bedingungen eine Übereinstimmung der Verformungsberechnung mit den Messungen erzielt werden kann.

Diese Untersuchungen werden ebenso wie die Messungen in Frankfurt von der Deutschen Forschungsgemeinschaft gefördert. Über das Ergebnis der letztgenannten Untersuchungen und der abschließenden Auswertung der Frankfurter Messungen wird zu gegebener Zeit berichtet werden.

Literaturverzeichnis

- [1] Borowicka, H. "Stand und Kritik der Theorie des elastisch-isotropen Halbraums". VDI-Zeitschrift (1964), Bd. 106, Nr. 14, S. 573 - 620
- [2] Borowicka, H. "Einfache Lösungen im modifizierten Halbraum". Mitteilungen des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik, Technische Hochschule Wien, (1965), Heft 6
- [3] Breth, H. und Heil, H. "Der Einfluß der Steifigkeiten von Hochbauten auf die Verformung der Grundkörper der Bauwerke und die Verteilung des Sohldruckes". Forschungsbericht an die Deutsche Forschungsgemeinschaft, (1965), Darmstadt
- [4] Breth, H. und Schuster, E. "Das Verformungsverhalten von Sand unter anisotroper Belastung". Forschungsbericht an die Deutsche Forschungsgemeinschaft, (1971), Darmstadt
- [5] Breth, H. und Back, K. "Über Setzungen von Bauwerken auf Ton". Proc. Europ. Baugrundtagung Wiesbaden (1963), Bd. 1, S. 101-106
- [6] Duda, M. "Statan". Anwendersystem zur statischen Strukturanalyse, (1971), Darmstadt
- [7] Borowicka, H. "Über die Setzung von Bauwerken". Mitt. aus dem Institut für Verkehrswasserbau (VGM) der Technischen Hochschule Aachen (1970), Heft 51, S. 199-210
- [8] Schwab, H. und Wolff, R. Diplomarbeit am Institut für Bodenmechanik und Grundbau der Technischen Hochschule Darmstadt (1971)

STRESS STRAIN CHARACTERISTICS OF SAND

by Herbert Breth¹, Ernst Schuster² and Prabhakar Pise³

INTRODUCTION

The theory of elasticity is used in the solution of certain soil mechanics problems, such as those involving stress distribution and deflection in a semi-infinite mass subjected to boundary forces. The conventional solution of such problems relates the stresses and strains by Young's modulus of elasticity and Poisson's ratio. The numerical techniques employed to predict the settlements and ultimate load of the foundation also make use of these elastic constants E and ν .

The stress-strain behaviour of any type of soil depends on a number of different factors including type of sand, density, water content, structure, drainage conditions, strain conditions (i. e. plane strain, triaxial), duration of loading, stress history, confining pressure, and intermediate principal stress (4, 5, 6, 7, 10, 11, 12, 13, 16). As the stress-strain relationship is nonlinear and depends on preceding factors, the Young's modulus of elasticity E and Poisson's ratio ν are not constant for the soil but depend very much on these factors (2, 4, 9). In many cases it may be possible to take account of these factors by selecting soil specimens and testing conditions which simulate the corresponding field conditions. When this can be done accurately, it would be expected that

¹ Professor. , Dr. -Ing. , Institut für Bodenmechanik und Grundbau, Technische Hochschule Darmstadt, West Germany

² Dipl. -Ing. , Ingenieur-Büro Zettl, Giessen, West Germany

³ Lecturer in Civil Engineering, Indian Institute of Technology, Kharagpur, India.

the strains resulting from given stress changes in the laboratory would be representative of the strains occur in the field under the same stress changes. To account for the nonlinear deformation behaviour of soil media, Kondner and his co-workers (10, 11) proposed a hyperbolic stress-strain response which was used by Duncan and Chang (4) in their finite element analysis. This hyperbolic stress-strain response was found to be inadequate in the small strain range. Hansen proposed empirical relations based on test results (8) and discussed their applicability with the type of stress strain curve obtained in the laboratory. Desai (3) suggested use of the spline function for the stress-strain curve and discussed the influence of initial tangent modulus on the settlement computations. The reliable measurements of stresses and strains in the laboratory in the small strain range are necessary to evaluate reasonably accurate the value of initial tangent modulus E .

The study of the axial and lateral deformations and volume change of a sand mass under as many applied shear conditions as possible will no doubt be of great interest from both the practical and theoretical points of view to understand the behaviour of the soil mass. Most of the investigations reported in the literature were carried out on small samples of soil. The purpose of this investigation is to study the stress-strain characteristics of sandy soils under unisotropic loading conditions on large triaxial samples in the small strain range of practical use and to investigate the influence of stress paths, confining pressure, and type of the sand on the elastic parameters E and ν and to propose a mathematical function for the non-linear stress dependent characteristics of the soils and to compare the utility of this function of the stresses and strains with available data and its limitations.

SOIL TESTED

The study was performed on two types of sand.

Rhein river sand: This is an uniform sand with subangular to subrounded particles between 1 to 3 mm. The limiting void ratios were $e_{\min} = 0.798$ and $e_{\max} = 1.02$.

Karlsruhe sand: This is nonuniform sand with angular to subangular particles between 0.06 to 2 mm in size. The limiting void ratios were $e_{\min} = 0.481$ and $e_{\max} = 0.865$.

The air dry soil had originally been oven dried during its preparation and was allowed to sit in normal room air for several months prior to testing where it attained an equilibrium water content of about 1.5 %.

Tests were performed on samples prepared to two initial densities: (i) Loose, $Dr \approx 33\%$; this was the loosest density that could be conveniently prepared on a routine basis. (ii) Dense, $Dr \approx 67\%$; this was the densest density that could be obtained on a routine basis in the laboratory.

TESTING PROCEDURE

Testing technique: Two series of tests were conducted on dense and loose specimens at initial confining pressures of 1 kg/cm^2 , 3 kg/cm^2 , and 5 kg/cm^2 . In one of the series; after the sample had been prepared at an initial ambient (confining) pressure of 0.5 kg/cm^2 and consolidated to the required confining pressure, the cell pressure was kept unchanged and the axial force was increased until the sample failed. In the second series the axial force was kept unchanged and equal to the confining pressure and the cell pressure was decreased until the sample failed. The failure stress hereby is defined to be the stress difference $\sigma_1 - \sigma_3$, which does not increase because of the increase of the area of the sample.

Method of testing: Tests were carried out on cylindrical sand samples 20 cm in diameter and 50 cm in height, with smooth lubricated steel caps and bases. The angle of friction between the sands and the cap was about 3° to 4° . Specimens were constructed in a segmented split mould confining jacket and were contained by a 1.2 mm thick rubber membrane. The split mold was removed after the specimen was subjected to allround pressure of 0.5 kg/cm^2 (1, 15). The vertical or axial

stress σ_1 was applied by means of the piston which was operated with oil pressure. The measurement of stresses was done on an electrical pressure element system. The lateral stress σ_3 applied with water was measured by mercury manometer upto 1 atmosphere pressure and subsequently with pressure gauges (14).

The measurements of small deformation upto 2 mm, was done with four inductive displacement pickups inside the sample which were embedded as shown in Fig. 1 with an accuracy of 0.0001 mm. It is generally acknowledged that the measurement of stresses and strains in the interior of a soil mass is a difficult task. The measuring devices like strain gauges or electrical displacement pickups embedded in the soil will have physical properties different than the surrounding soil. Thus, the stress field and strain field in the vicinity of the gauges or pickups will be altered by the presence of these elements. The continuity in the stress strain curve in the small strain and large strain regions showed that the disturbance caused was not of alarming nature. Axial deformation greater than 2 mm was measured by dial gauge mounted outside the sample. The larger lateral deformations were measured with five equally spaced thin circumferential narrow graduated bands fixed on the sample. The least count of these bands was 0.1 mm. To account for the non-uniform strain conditions (1, 15), the measurements of axial and lateral strains were made by two strain pickups for the measuring section. Owing to the non-uniform strains resulting from end restraint, measurement at a number of points would be required to give the lateral strain or the overall volume change.

ANALYSIS OF THE DATA

The plotted curves of strains against stress ratio, $R = \sigma_3/\sigma_1$, showed a parabolic trend with strain becoming excessive as the stress ratio approaches to the failure stress ratio as shown in Fig. 2. To analyse the data mathematically a function of the type :

$$\epsilon_{(R)} = a + \frac{b}{(R-R_f)} + \frac{c}{(R-R_f)^2} + \dots \quad (1)$$

was found to be reasonably adequate. In which ϵ = axial or lateral strain at any R ; σ_3 = minor principal stress, σ_1 = major principal stress;

$R_f = R$ at failure stress; and a , b and c are parameters depending on the observed stress strain characteristics of the material. A substitution of the type:

$$x = \frac{1}{(R - R_f)} \quad (2)$$

reduced equation (1) to:

$$\epsilon = a + bx + cx^2 \quad (3)$$

in which x is a new variable.

The parameters a , b and c can be determined by the method of least square. The object of this investigation was to evaluate the elastic parameters from the initial portion of the stress strain curve and a simple procedure was used to evaluate these parameters. At the start of the triaxial compression test, $R = 1$ and $\epsilon = \epsilon_0 = 0$.

So
$$x_0 = \frac{1}{(1 - R_f)} \quad (4)$$

and
$$0 = a + bx_0 + cx_0^2 \quad (5)$$

Eqs. 3 and 5 result into:

$$\eta = \frac{\epsilon}{x - x_0} = cx + cx_0 + b \quad (6)$$

in which η is a variable and $x > x_0$.

The variables η and x can be evaluated from the set of observations of stresses and strains. The plot of η versus x reasonably approximates to a straight line as represented in Fig. 3 and the parameters b and c were determined as shown. The parameter a was then evaluated from eq. 5. The various parameters are recorded in tables 1 and 2 for both sands.

Evaluation of Young's modulus of elasticity E and Poisson's ratio ν of the soil: The stress and strain at a point are related (17) with the elastic constants E and ν and due to the symmetry available in the triaxial apparatus, the following relationships exist:

$$E \epsilon_1 = \sigma_1 - \nu \cdot 2\sigma_3 \quad (7)$$

and
$$E \epsilon_3 = \sigma_3 - \nu (\sigma_1 + \sigma_3) \quad (8)$$

in which σ_1 and σ_3 = the major and minor principal stresses; ϵ_1 and ϵ_3 = the axial and lateral strains. Values of the Young's modulus E and Poisson's ratio ν can be related to the stresses and strains as

$$E = \frac{(\sigma_1 + \sigma_3) \sigma_1 - 2\sigma_3^2}{(\sigma_1 + \sigma_3) \epsilon_1 - 2\sigma_3 \epsilon_3} \quad (9)$$

$$\nu = \frac{\sigma_3 \epsilon_1 - \sigma_1 \epsilon_3}{(\sigma_1 + \sigma_3) \epsilon_1 - 2\sigma_3 \epsilon_3} \quad (10)$$

Eqs. 9 and 10 are valid when E and ν are material constants. It is an observed phenomena that the relationship between stress and strain for soils is not linear and these elastic constants are stress dependent. To account for the nonlinear and stress dependent behaviour of the soil, it is assumed that E and ν are constants in infinitesimal stress and strain changes and eqs. (9) and (10) can be written as

$$E = \frac{(\Delta\sigma_1 + \Delta\sigma_3) \Delta\sigma_1 - 2\Delta\sigma_3^2}{(\Delta\sigma_1 + \Delta\sigma_3) \Delta\epsilon_1 - 2\Delta\sigma_3 \Delta\epsilon_3} \quad (11)$$

and
$$\nu = \frac{\Delta\sigma_3 \Delta\epsilon_1 - \Delta\sigma_1 \Delta\epsilon_3}{(\Delta\sigma_1 + \Delta\sigma_3) \Delta\epsilon_1 - 2\Delta\sigma_3 \Delta\epsilon_3} \quad (12)$$

in which Δ = increment in stress or strain.

Case 1: $\sigma_3 = \text{constant} = \sigma_0$; and failure of the sample with σ_1 increasing; in which $\sigma_0 = \text{initial confining pressure}$. $\Delta\sigma_3 = 0$; and

$$\Delta\sigma_1 = \sigma_1(R+\Delta R) - \sigma_1(R) = \frac{\sigma_0}{R+\Delta R} - \frac{\sigma_0}{R} \quad (13)$$

$$= - \frac{\sigma_0 \Delta R}{R(R+\Delta R)} \quad (14)$$

From Fig. 2

$$\Delta\epsilon_1(R) = + \epsilon_1(R+\Delta R) - \epsilon_1(R) \quad (15)$$

From eqs. 11, 14 and 15 and using the differential difference equation technique,

$$E = - \frac{\sigma_0}{R^2} \frac{1}{\epsilon'_1(R)} \quad (16)$$

in which $\epsilon'_1(R) = \text{first derivative of } \epsilon_1(R)$

From eq. 1,

$$\epsilon'_1(R) = - \frac{2c_1 + b_1 \bar{x}}{\bar{x}^3} \quad (17)$$

in which $\bar{x} = R - R_f$

ϵ_1 and ϵ_3 are expressed in $^{\circ}/_{100}$ and so

$$E(R) = \frac{\sigma_0 \bar{x}^3}{R^2} \frac{1000}{2c_1 + b_1 \bar{x}} \quad (19)$$

similarly
$$v(R) = \frac{2c_3 + b_3 \bar{x}}{2c_1 + b_1 \bar{x}} \quad (20)$$

case. 2: $\sigma_1 = \text{constant} = \sigma_0$; and failure of the sample with σ_3 decreasing.
Eqs. 11 and 12 give

$$E = - \frac{2 \Delta \sigma_3}{\Delta \epsilon_1 - 2 \Delta \epsilon_3} \quad (21)$$

and

$$v = \frac{\Delta \epsilon_1}{\Delta \epsilon_1 - 2 \Delta \epsilon_3} \quad (22)$$

Applying similiary the differential difference equation technique,

$$E = \frac{2 \sigma_0 \bar{x}^3 1000}{2 (c_1 + 2 c_3) + (b_1 + 2 b_3) \bar{x}} \quad (23)$$

and

$$v_{(R)} = \frac{2 c_1 + b_1 \bar{x}}{2 (c_1 + 2 c_3) + (b_1 + 2 b_3) \bar{x}} \quad (24)$$

The variations of E and v with stress ratios for various test conditions are shown in Figs. 4 to 5 for Rhein river sand.

COMPARISON WITH OTHER INVESTIGATIONS

The stress-strain response presented in this paper has shown that it is possible to satisfactorily represent it over the initial part of the stress strain curve. It is desirable to determine whether such a form has general applicability with some of the triaxial compression test results for sands reported in the literature. The following results reported by various investigators have been selected at random.

Shockley and Ahlvin (15) reported tests on large cylindrical samples for a Mississippi river sand. The tests were conducted using various loading cycles and only the initial cycle was utilised here.

Thus, failure of the specimen was not obtained. One of the specimens was 7.12 cm in diameter and 16.5 cm in height; and another 91.4 cm in diameter and 177.5 cm in height. The failure deviator stress ($\sigma_1 - \sigma_3$) was calculated from the hyperbolic stress strain response suggested by Kondner (10) and was used here to evaluate R_f . The tests reported by Frydman and Zeitlen (7) were performed on dune sand from Ezra-U'vitzaron (South of Tel-Aviv), referred to as Ezra-U'vitzaron sand, using specimens 10.16 cm in diameter and 20.32 cm in height. Kondner and Zelasko (11) studied a uniform fine dune sand from Wolf Lake, Indiana, referred to as Wolf Lake sand. The specimens were 3.55 cm in diameter and 8 cm in height. The tests were conducted keeping the mean normal pressure constant throughout the test. One of the two test curves was used here. Lee, Seed and Dunlop (12) carried out triaxial tests on sand dredged from the Sacramento river near Antioch, California, referred here as Antioch sand. The specimens were of 3.55 cm in diameter and 8.65 cm in height tested at the densest condition under high confining pressures. Lee and Seed (13) reported tests on a fine uniform sand which had been dredged from the Sacramento river about 50 km upstream from San Francisco Bay. This is referred to here as Sacramento river sand. The specimens were of 3.55 cm in diameter and 8.65 cm in height. The tests were conducted at relative densities of sand of 38%, 60%, 78% and 100%. The η_1 versus x plots shown in Figs. 6(a) and 6(b) for these sands are reasonably straight lines for the stress range shown and the deviations from the straight lines at large confining pressures as observed in Fig. 6(b) for Sacramento river sand and Antioch oven dry sand may be due to the crushing of the particles.

The lateral strains ϵ_3 for the Ezra-U'vitzaron sand and Sacramento river sand were indirectly evaluated from the volumetric and axial strains. η_3 versus x plots for these sands presented in Fig. 7 are reasonably straight lines.

Duncan and Chang (4) performed tests on uniform fine silica sand with subangular to subrounded particles. Tests were conducted on specimens of diameter 3.55 cm and height 8.65 cm at relative densities of the sand 38% and 100%. The parameters b and c were evaluated as shown in Fig. 8. The variations of modulus of elasticity, E with axial strains as computed by chord slopes, hyperbolic representation, and spline function (3) along with the predicted values of the authors are shown in Figs. 9(a) and 9(b). It is observed that the values predicted by the parabolic function compare reasonably well with those of hyperbolic as well as spline function. In the small strain range, the values lie in between the values predicted by the hyperbolic and spline function and in the large strain range the values overlap on one another.

ANALYSIS AND CONCLUSIONS

It is possible to evaluate the modulus of elasticity, E , or Poisson's ratio, ν , for both sands from the various parameters given in tables 1 and 2 and using eqs. 16, 20 or 23, 24 depending on the test conditions. In this paper the results of only Rhein river sand are embodied.

The results have shown that the deformation of the sand does not depend only on the individual settlement of the particles, stress condition, and relative densities of the sand, but also depends on the stress paths and so it gives insight to the necessity of testing the material along the stress paths occurring in the geological stratas.

The modulus of elasticity, E , (Figs. 4a/4b) reduces from its maximum value at or near to the stress ratio, $R = 1$, to zero at the stress ratio $R = R_f$. The general trend is that the rate of decrease of E with stress ratio is more for the condition: axial stress is kept constant and equal to the initial confining pressure and lateral stress is decreased; whereas it is less for the condition lateral stress is kept constant and equal to the initial confining pressure and vertical

stress is increased and at same relative-density and initial confining pressure the value of initial tangent modulus, E_1 , is smaller for the former testing condition than the later testing condition. At all stress ratios generally E increases with the initial confining pressure. Similar observations were made by Duncan and Chang (4) at $R = 1$ and suggested that the $\log \sigma_3$ against $\log E$ plot is a straight line. The modulus of elasticity, E , of the dense sand is more than the loose sand showing that the dense sand is more stiff than the loose sand at all stress ratios.

The Poisson's ratio (Figs. 5a/5b) depends very much on the stress paths. The relative density of the sand appears to show some influence on the variation of Poisson's ratio. For the condition lateral stress is kept constant and equal to the initial confining pressure, and axial stress is increased (Fig. 5a); Poisson's ratios of the both types of sand at or near the confining pressure are nearly 0.1 and increases as the stress ratio decreases. Values of Poisson's ratios for the loose sands were found to vary somewhat less with stress ratio, ranging from 0.1 to 0.3 where as for dense sand the variation is from 0.1 to 0.6. The tests reported by Duncan and Chang (4) on silica sand showed similar variations in Poisson's ratios. Jakobson (9) found that the Poisson's ratio as determined by conventional triaxial compression tests varied with the magnitude of shearing stress over a range of 0.1 to 0.6.

For the condition: axial stress is kept constant and equal to the initial confining pressure and the lateral pressure is decreased (Fig. 5b); the Poisson's ratio is nearly equal to 0.6 at or near to the confining pressure condition i. e. $R = 1$. For Rhein river sand, the Poisson's ratios do not change appreciably with stress ratio upto $R = 0.4$ but below $R = 0.4$, the values decrease abruptly to about 0.1. Karlsruhe sand showed little increase in Poisson's ratios with the decrease in stress ratios.

The initial confining pressure does not appear to have significant effect on Poisson's ratios. The values of Poisson's ratios are quite scattered, and there is no clear variation of the values with confining pressure and it is premature at this stage to draw conclusions

about the variation of Poisson's ratio with confining pressures.

The comparison with the field data shows that the parabolic variation of the stress strain relationship is a reasonably good approximation in the stress ratio range $R = 1$ to $R - R_f = 0.05$ and shows its usefulness for other types of sands.

Investigations were also carried out to study the variation of bulk modulus and shear modulus with stress ratio, and also the volume change characteristics with stress ratio (14) and the results will be published in the second part.

It is of practical utility to understand the stress-strain characteristics of soils along the stress paths which occur in the geological stratas and studies are currently in progress to simulate K_0 -condition on big triaxial samples in the laboratory and to measure the stresses and strains with improved electrical measuring devices.

Acknowledgements. -

The authors gratefully acknowledge the assistance provided by the Deutsche Forschungsgemeinschaft to carry out these investigations.

TABLE 1. - PARAMETERS a, b, c AND R_f FOR RHEIN RIVER SAND

Testing condition (1)	Initial confining pressure σ_0 , in kg/cm^2 (2)	Strains in $\%$ (3)	a (4)	b (5)	c (6)	R_f (7)
$\sigma_3 = \text{const.} = \sigma_0$; and σ_1 is increased $D_r = 33\%$	1.00	ϵ_1	- 0.55824	0.32304	0.04925	0.296
		ϵ_3	- 0.01860	- 0.00389	0.01196	
	3.00	ϵ_1	- 0.92710	0.42539	0.13933	0.319
		ϵ_3	- 0.00881	- 0.05518	0.04166	
	5.00	ϵ_1	- 1.05961	0.45317	0.17300	0.329
		ϵ_3	- 0.02235	- 0.05206	0.04500	
$\sigma_3 = \text{const.} = \sigma_0$; and σ_1 is increased $D_r = 67\%$	1.00	ϵ_1	- 0.45839	0.29255	0.03184	0.267
		ϵ_3	- 0.00614	- 0.02121	0.01885	
	3.00	ϵ_1	- 0.90427	0.63695	0.01419	0.274
		ϵ_3	- 0.06749	0.02505	0.01738	
	5.00	ϵ_1	- 1.30379	0.91076	0.01154	0.289
		ϵ_3	- 0.09485	0.04879	0.01508	
$\sigma_1 = \text{const.} = \sigma_0$; and σ_3 is decreased $D_r = 33\%$	1.00	ϵ_1	- 0.72611	0.56537	0.00363	0.215
		ϵ_3	- 0.17707	0.12345	0.01221	
	3.00	ϵ_1	- 1.12837	0.81259	0.00315	0.276
		ϵ_3	- 0.31475	0.21238	0.01122	
	5.00	ϵ_1	- 1.53617	1.07493	0.00243	0.298
		ϵ_3	- 0.45306	0.29855	0.01369	
$\sigma_1 = \text{const.} = \sigma_0$; and σ_3 is decreased $D_r = 67\%$	1.00	ϵ_1	- 0.51525	0.41527	0.00295	0.187
		ϵ_3	- 0.13090	0.09630	0.00823	
	3.00	ϵ_1	- 0.92942	0.71287	0.00286	0.229
		ϵ_3	- 0.39457	0.29135	0.00992	
	5.00	ϵ_1	- 1.50081	1.13875	0.00256	0.239
		ϵ_3	- 0.44030	0.31603	0.01449	

TABLE 2. - PARAMETERS a, b, c AND R_f FOR KARLSRUHE SAND

Testing condition (1)	Initial confining pressure σ_0 , in kg/cm^2 (2)	Strains in % (3)	a (4)	b (5)	c (6)	R_f (7)	
$\sigma_3 = \text{const.}$ $= \sigma_0$; and σ_1 is increased $D_r = 33\%$	1.00	ϵ_1	-0.77148	0.25239	0.2144	0.288	
		ϵ_3	0.07947	-0.14141	0.0604		
	3.00	ϵ_1	-2.02352	1.09651	0.2377	0.295	
		ϵ_3	0.02742	-0.10260	0.0587		
		ϵ_1	-2.86403	1.67607	0.2278		0.301
		ϵ_3	-0.01157	-0.06430	0.0506		
$\sigma_3 = \text{const.}$ $= \sigma_0$; and σ_1 is increased $D_r = 67\%$	1.00	ϵ_1	-0.57245	0.34059	0.0718	0.240	
		ϵ_3	0.01373	0.04070	0.0230		
	3.00	ϵ_1	-1.18924	0.83637	0.0474	0.244	
		ϵ_3	0.00330	-0.03768	0.0266		
		ϵ_1	-1.59406	1.09033	0.0523		0.271
		ϵ_3	-0.00695	-0.03457	0.0289		
$\sigma_1 = \text{const.}$ $= \sigma_0$; and σ_3 is decreased $D_r = 33\%$	1.00	ϵ_1	0.66679	-1.47028	0.72623	0.253	
		ϵ_3	-0.00466	-0.26043	0.19715		
	3.00	ϵ_1	-0.41636	-0.27934	0.40128	0.298	
		ϵ_3	-0.66134	0.41258	0.03628		
		ϵ_1	-0.95146	0.04472	0.44137		0.295
		ϵ_3	-0.88517	0.57325	0.03581		
$\sigma_1 = \text{const.}$ $= \sigma_0$; and σ_3 is decreased $D_r = 67\%$	1.00	ϵ_1	0.87075	-1.51462	0.64778	0.242	
		ϵ_3	0.00000	-0.22308	0.16910		
	3.00	ϵ_1	-0.33662	-0.27635	0.39427	0.253	
		ϵ_3	-0.42875	0.27153	0.03641		
		ϵ_1	-0.70418	0.03621	0.35781		0.261
		ϵ_3	-0.68143	0.46428	0.02904		

APPENDIX I. - REFERENCES

1. Bishop, A.W. , and Henkel, D.J. , "The Measurement of Soil Properties in the Triaxial Test", Edward Arnold (Publishers) Ltd. , London, 1969.
2. Chang, C.-Y. , and Duncan, J.M. , "Analysis of Soil Movement Around A Deep Excavation", Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 96, No SM 5, Proc. Paper 7512, Sept. , 1970, pp. 1655 - 1681.
3. Desai, C. S. , "Nonlinear Analysis Using Spline Functions", Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 97, No. SM 10, Proc. Paper 8462, Oct. , 1971, pp. 1461 - 1480.
4. Duncan, J.M. , and Chang, C. Y. , "Nonlinear Analysis of Stress and strain in soils", Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division , ASCE, Vol. 96, No. SM 5, Proc. Paper 7513, Sept. , 1970, pp. 1629 - 1653.
5. El-Sohby, M. A. , "Elastic Behaviour of Sand", Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division , ASCE, Vol. 95, No. SM 6, Proc. Paper 6916, Nov. 1969, pp. 1393 - 1409.
6. El-Sohby, M. A. , "Deformation of Sands under Constant Stress Ratios," Proceedings, 7th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. I, Mexico 1969, pp. 111 - 119.
7. Frydman, S. , and Zeitlen, J. G. , "Some Pseudo-Elastic Properties of Granular Media", Proceedings , 7th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. I, Mexico, 1969, pp. 135 - 141.

8. Hansen, J. B. , discussion of "Hyperbolic stress-strain Response: Cohesive Soils," by Robert L. Kondner, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 89, No. SM 4, Proc. Paper 3578, July, 1963, pp. 241 - 242.
9. Jakobson, B. , "Some Fundamental Properties of sand", Proceedings, 4 th International Conference on Soil Mechanics, Vol. 1, London, England, 1957, pp. 167 - 171.
10. Kondner, R. L. , "Hyperbolic stress-strain Response: Cohesive soils", Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division , ASCE, Vol. 89, No. SM 1, Feb. , 1963, pp. 115 - 143.
11. Kondner, R. L. , and Zelasko, S. , "A Hyperbolic stress-strain Formulation for Sands", Proceedings, 2 nd Pan American Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Brazil, Vol. I, 1963, pp. 289 - 324.
12. Lee, K. L. , Seed, H. B. and Dunlop, P. , "Effect of Moisture on the Strength of a clean Sand". Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division. ASCE, Vol. 93, No. SM 6, Proc. Paper 5551, Nov. , 1967, pp. 17 - 40.
13. Lee, K. L. , Seed, H. B. , "Drained strength Characteristics of Sands", Journal of the soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. , 93, No. SM 6, Proc. Paper 5561, Nov. , 1967, pp. 117 - 141.
14. Schuster, E. , and Breth, H. , "Das Verformungsverhalten von Sand unter anisotroper Belastung", Forschungsbericht Br 200/11 der Deutschen Forschungsgemeinschaft, 1971.

15. Shockley, W. G. , and Ahlvin, R. G. , "Nonuniform Conditions in Triaxial Test specimens", Proceedings, ASCE, Research Conference on Shear Strength of Cohesive Soils, University of Colorado Boulder, Colorado, June, 1960, pp. 341 - 357.

16. Sutherland, H. B. , and Mesdary, M. S. , "The Influence of the Intermediate Principal Stress on the Strength of Sand", Proceedings, 7th International Conference on soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. I, Mexico, 1969, pp. 391 - 399.

17. Timoshenko, S. , and Goodier, J. N. , "Theory of Elasticity", McGraw-Hill Book Co. , New York, 1951.

APPENDIX II. - NOTATION

- $a, b, c =$ parameters in the parabolic expression;
- $a_1, b_1, c_1 =$ parameters for axial strain;
- $a_3, b_3, c_3 =$ parameters for lateral strain;
- $D_r =$ relative density;
- $E =$ Young's modulus of elasticity;
- $E_{(R)} =$ E at R;
- $R =$ stress ratio = σ_3/σ_1 ;
- $R_f =$ stress ratio at failure ;
- $x =$ a variable = $\frac{1}{R - R_f}$;
- $x_0 =$ a variable = $\frac{1}{(1 - R_f)}$;
- $\bar{x} =$ a variable = $(R - R_f)$;
- $\Delta =$ denotes a change in the appended quantity ;
- $\sigma_0 =$ initial confining pressure;
- $\sigma_1 =$ major principal stress;
- $\sigma_3 =$ minor principal stress;
- $\sigma_1 - \sigma_3 =$ stress difference
- $\epsilon_1 =$ axial strain;
- $\epsilon_3 =$ lateral strain ;
- $\nu =$ Poisson's ratio ;
- $\nu_{(R)} =$ Poisson's ratio at R;
- $\eta_1 =$ a variable = $\frac{\epsilon_1}{x - x_0}$; and
- $\eta_3 =$ a variable = $\frac{\epsilon_3}{x - x_0}$.

KEY WORDS: anisotropic loading; triaxial tests; cohesionless soils;
elastic modulus; Poisson's ratio; stress-strain curves; soil mechanics;
stress ratios

ABSTRACT: Elastic properties of two types of sand are studied in triaxial compression tests under anisotropic loading conditions. Parabolic functions based on experimental stress-strain curves are utilised for functional representation of nonlinear stress-strain curves and are found to provide satisfactory approximations to stress strain curves, Young's modulus and Poisson's ratio required for the nonlinear stress-deformation analysis of soil media. It is observed that the elastic properties are not only function of the type and state of the soil but depends on the stress paths and the stress ratios.

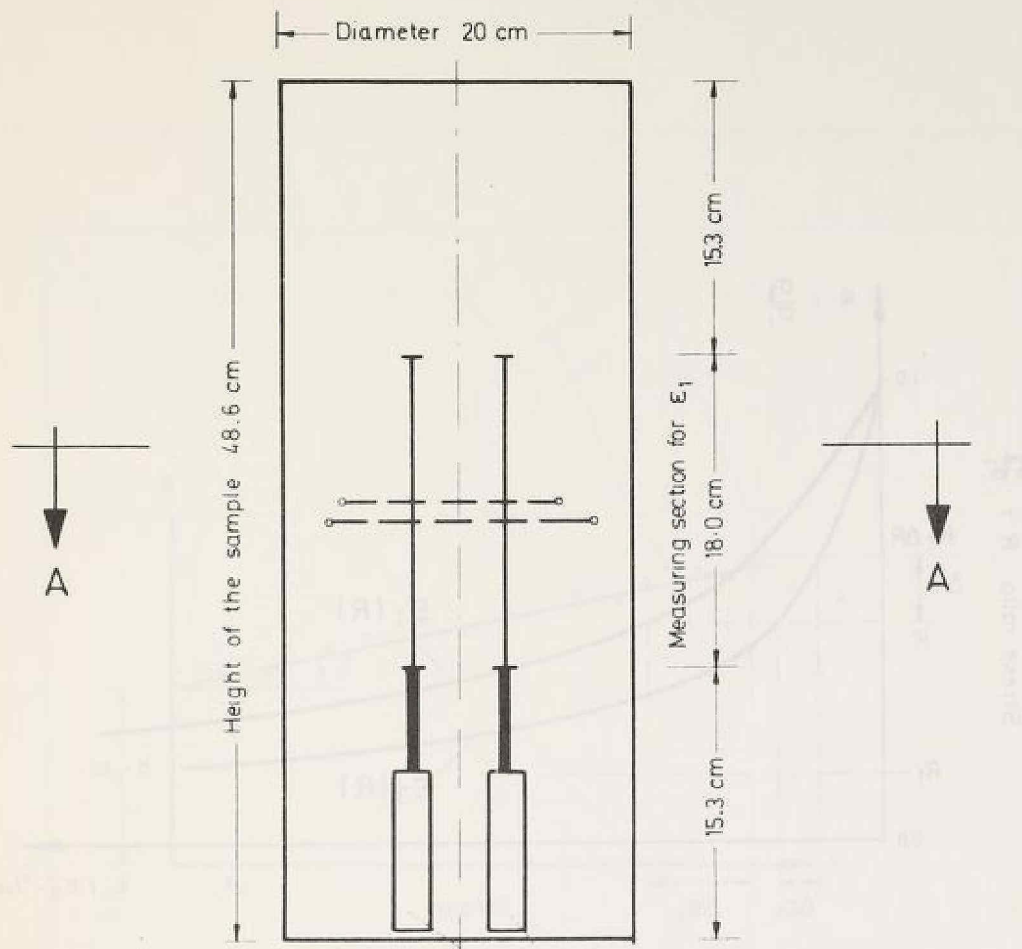
CIVIL ENGINEERING ABSTRACT: The stress-strain characteristics of cohesionless soils in triaxial compression tests under anisotropic loading conditions are investigated. The variations of Young's modulus and Poisson's ratio with stress ratio for different test conditions are presented.

SECTION 3-A

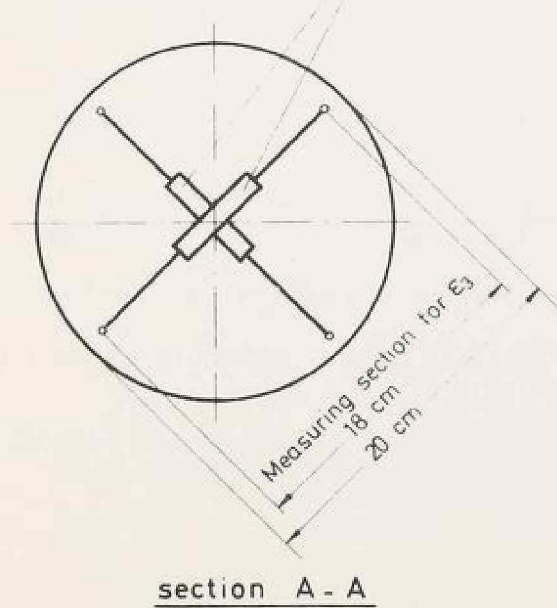
FIG. 1. POSITION OF INDUCTIVE DISPLACEMENT PICKUPS IN THE SAMPLE

LIST OF FIGURES

- Fig. 1. - Position of inductive displacement pickups in the sample.
- Fig. 2. - Variations of strains with stress ratio.
- Fig. 3. - Transformed stress-strain curve to determine the parameters b and c.
- Figs. 4. (a) and 4. (b) - Variation of modulus of elasticity for Rhein river sand.
- Figs. 5. (a) and 5. (b) - Variation of Poisson's ratio for Rhein river sand.
- Fig. 6. (a) - Transformed stress-strain curves for different sands (7, 11, 15).
- Fig. 6. (b) - Transformed stress-strain curves for different sands (12, 13).
- Fig. 7. - Transformed stress-strain curves for different sands (7, 13).
- Fig. 8. - Transformed stress-strain curve for silica sand (4).
- Figs. 9. (a) and 9. (b) - Comparison of modulus of elasticity for silica sand (4).



inductive displacement pickups



section A - A

FIG. 1. POSITION OF INDUCTIVE DISPLACEMENT PICKUPS IN THE SAMPLE

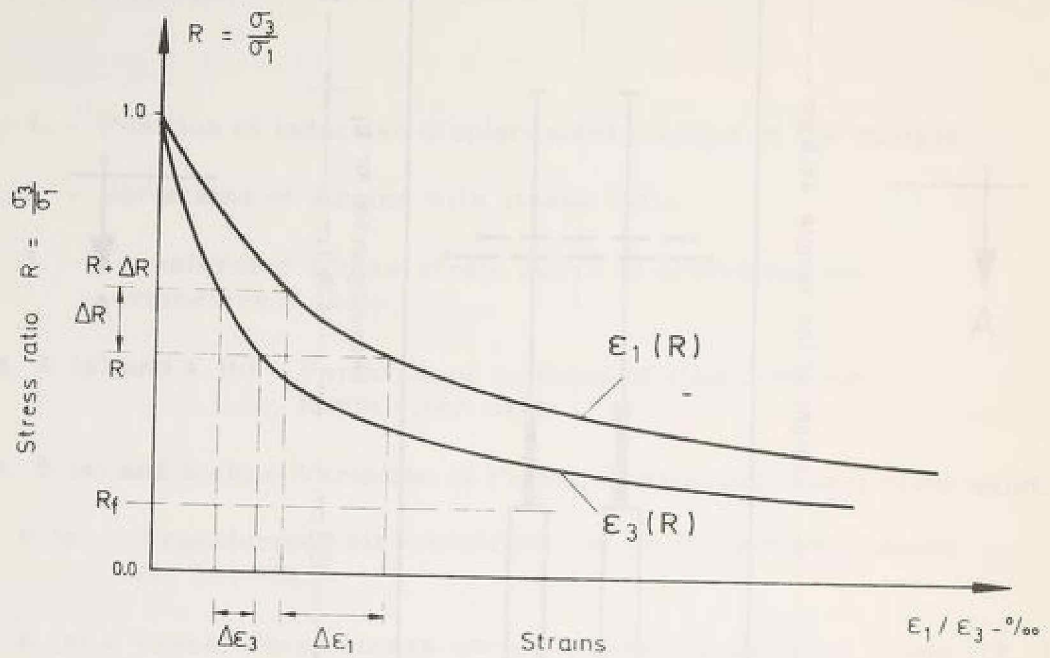


FIG. 2. - VARIATIONS OF STRAINS WITH STRESS RATIO

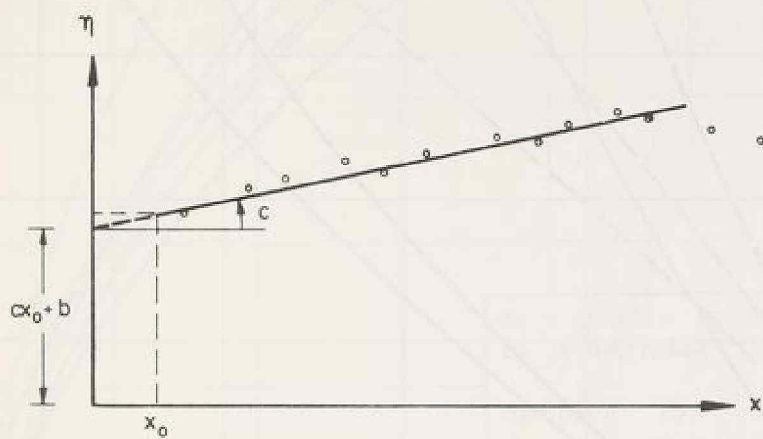


FIG. 3. — TRANSFORMED STRESS - STRAIN CURVE TO DETERMINE THE PARAMETERS b AND c .

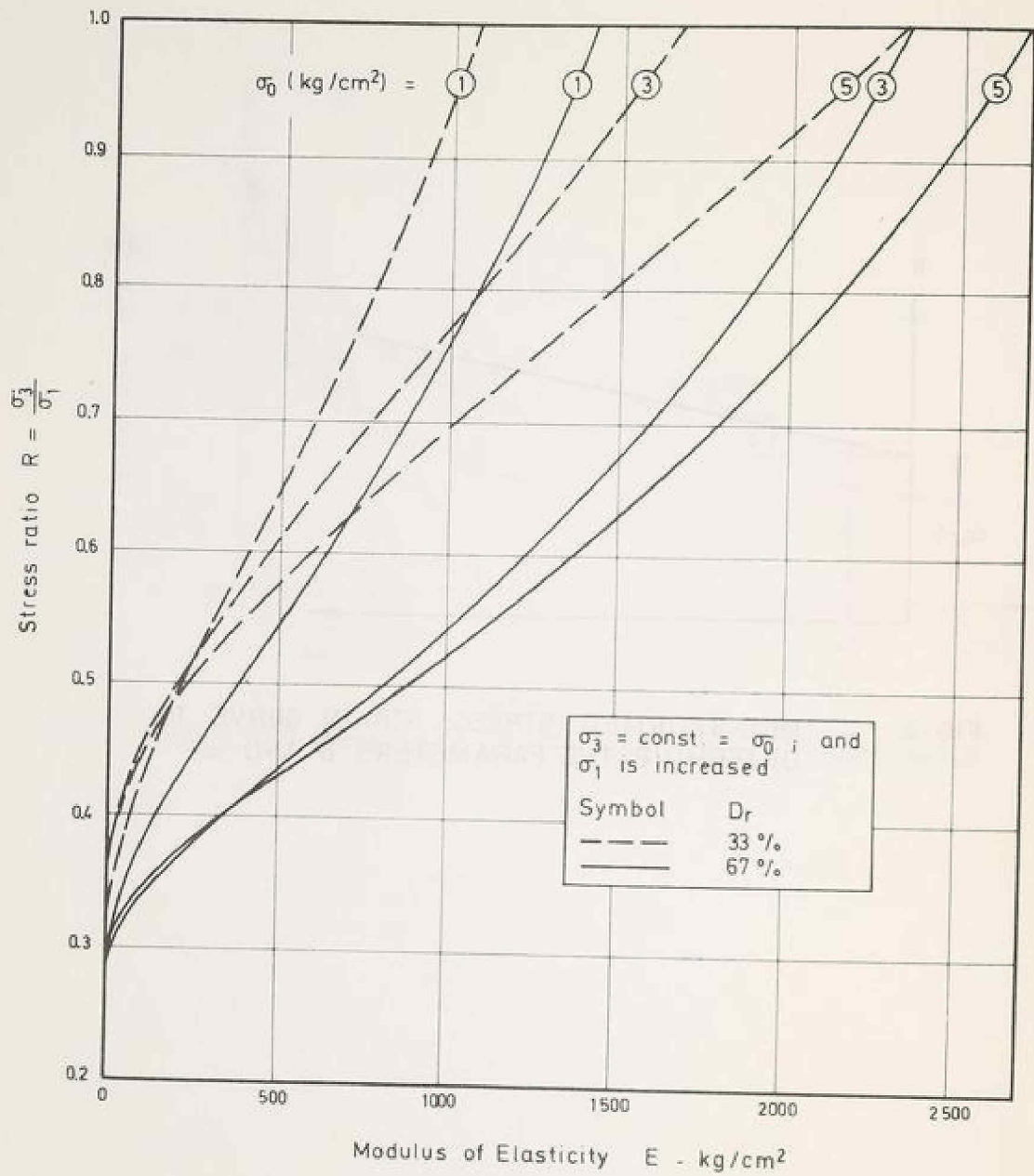


FIG. 4.(a) VARIATION OF MODULUS OF ELASTICITY FOR RHEIN RIVER SAND

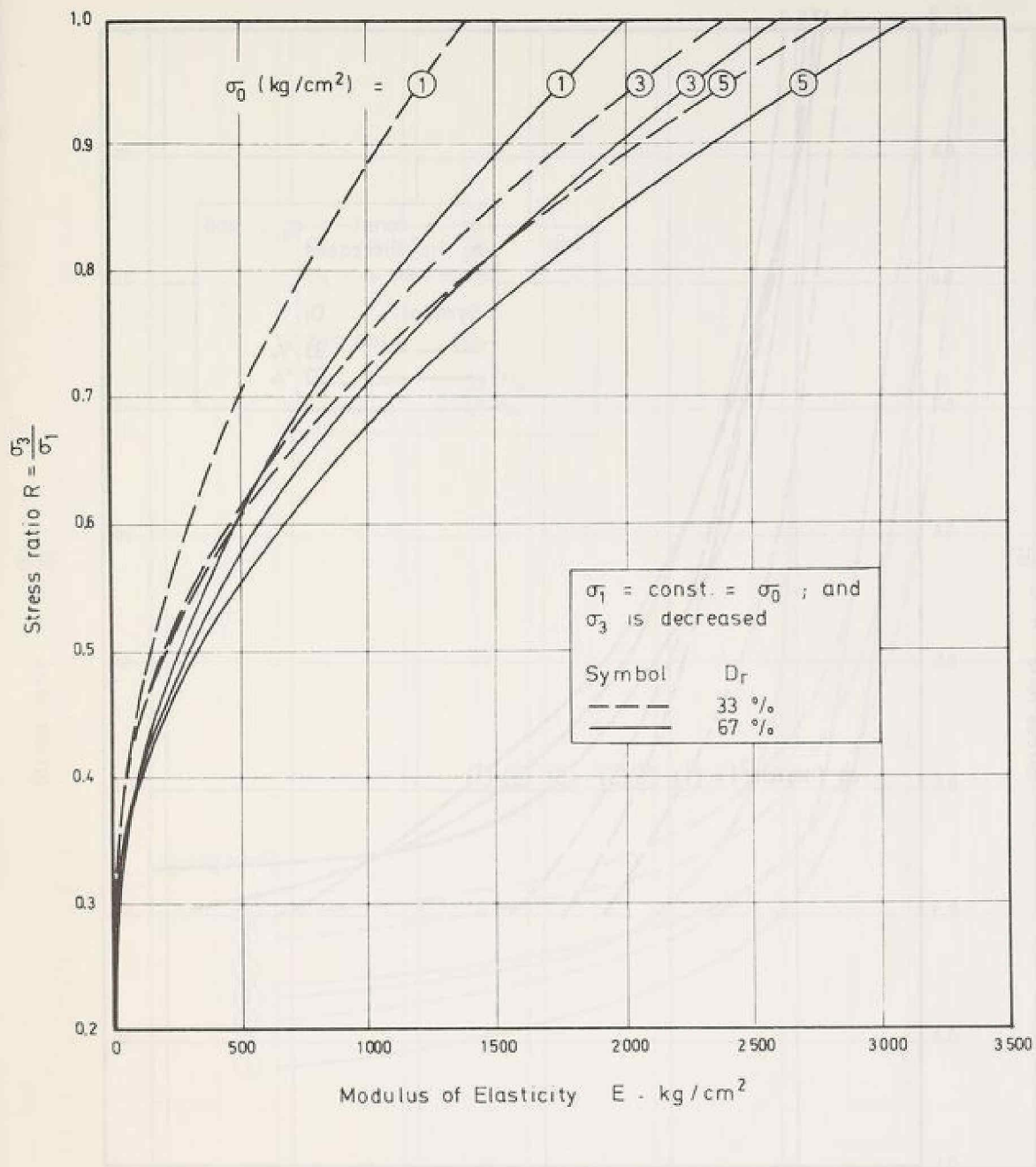


FIG. 4 (b). VARIATION OF MODULUS OF ELASTICITY FOR RHEIN RIVER SAND

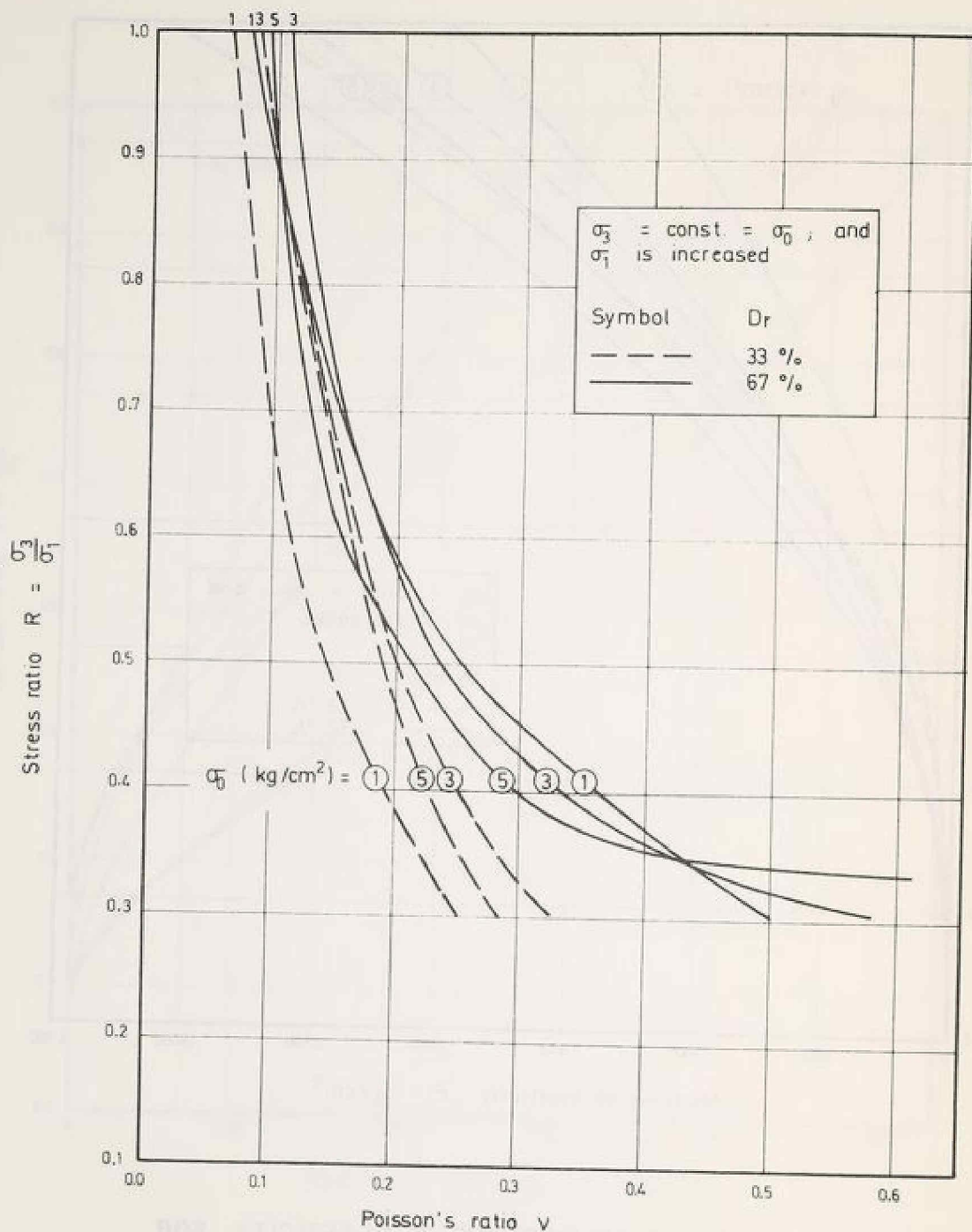


FIG. 5 (a). VARIATION OF POISSON'S RATIO FOR RHEIN RIVER SAND

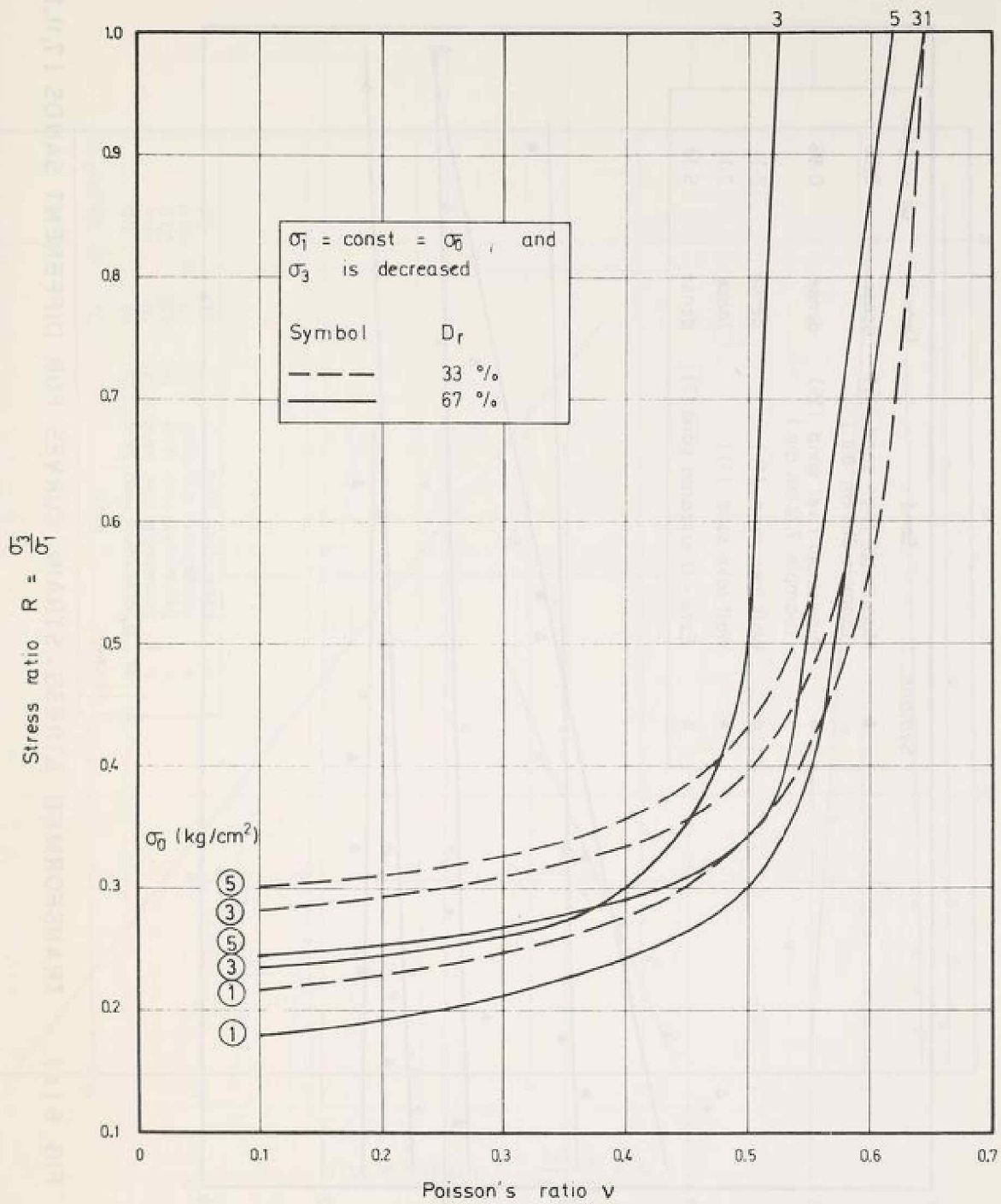


FIG. 5 (b). VARIATION OF POISSON'S RATIO FOR RHEIN RIVER SAND

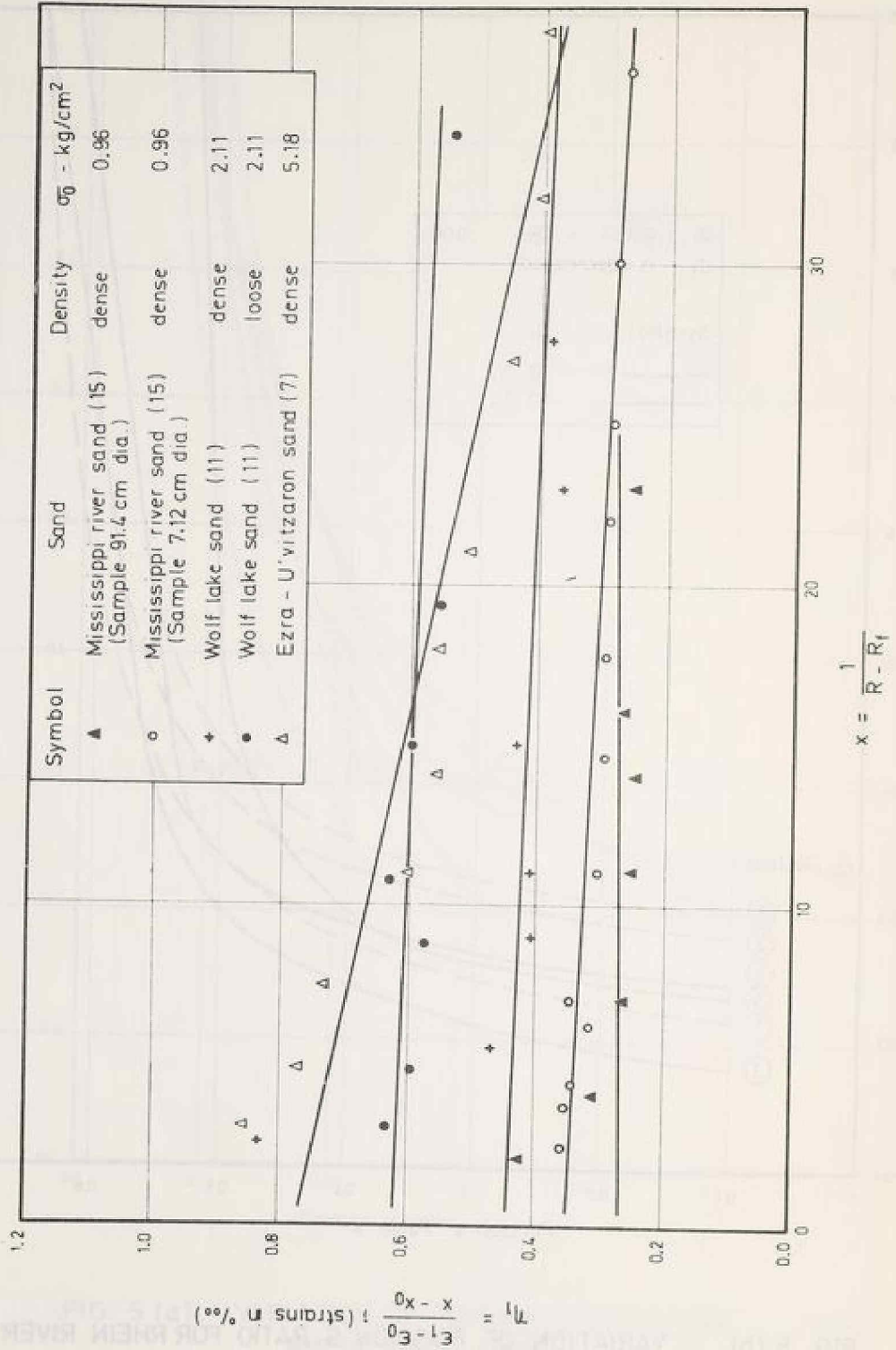


FIG. 6 (a). - TRANSFORMED STRESS - STRAIN CURVES FOR DIFFERENT SANDS (7,11,15).

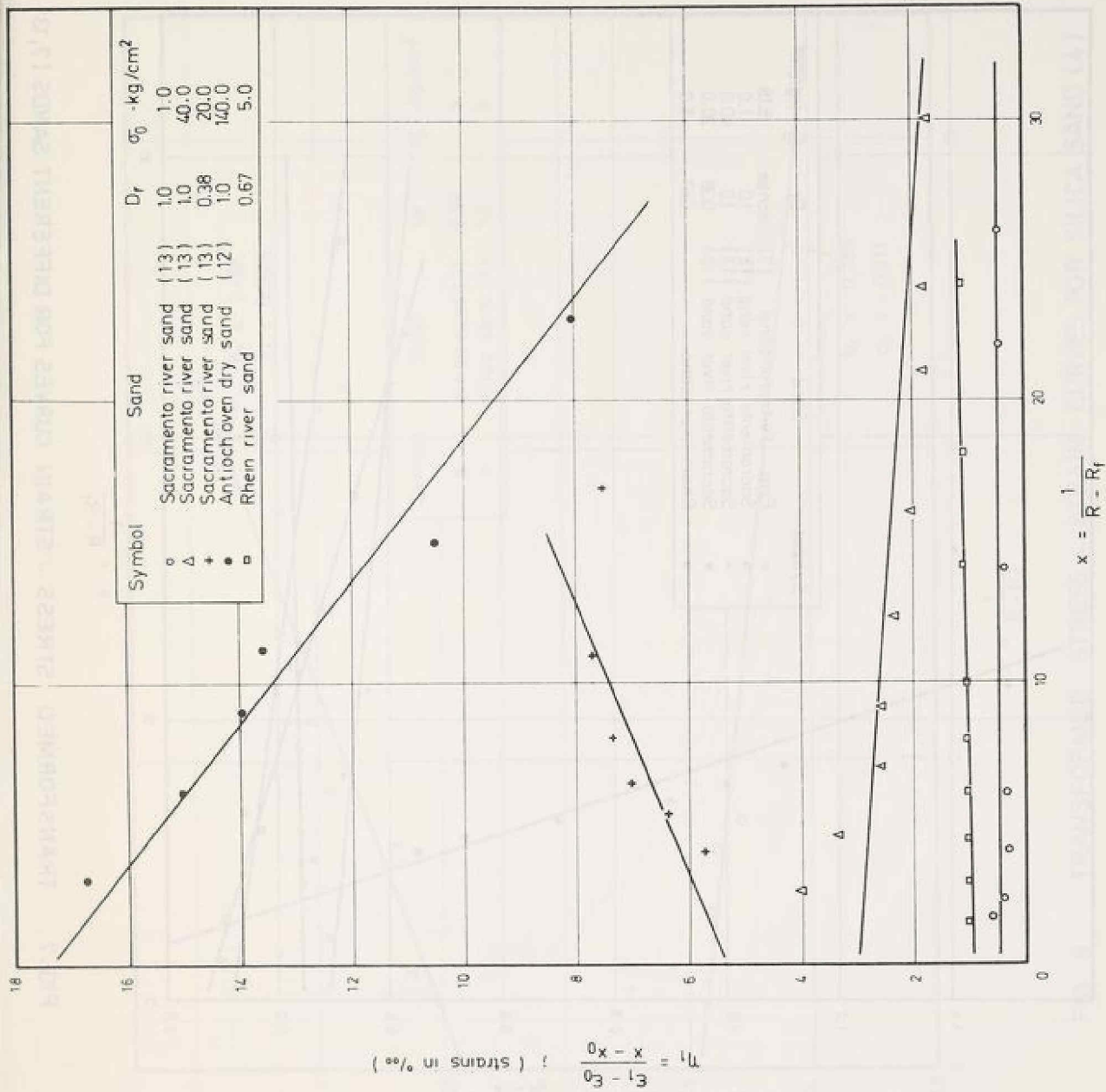


FIG. 6 (b). TRANSFORMED STRESS - STRAIN CURVES FOR DIFFERENT SANDS. (12,13)

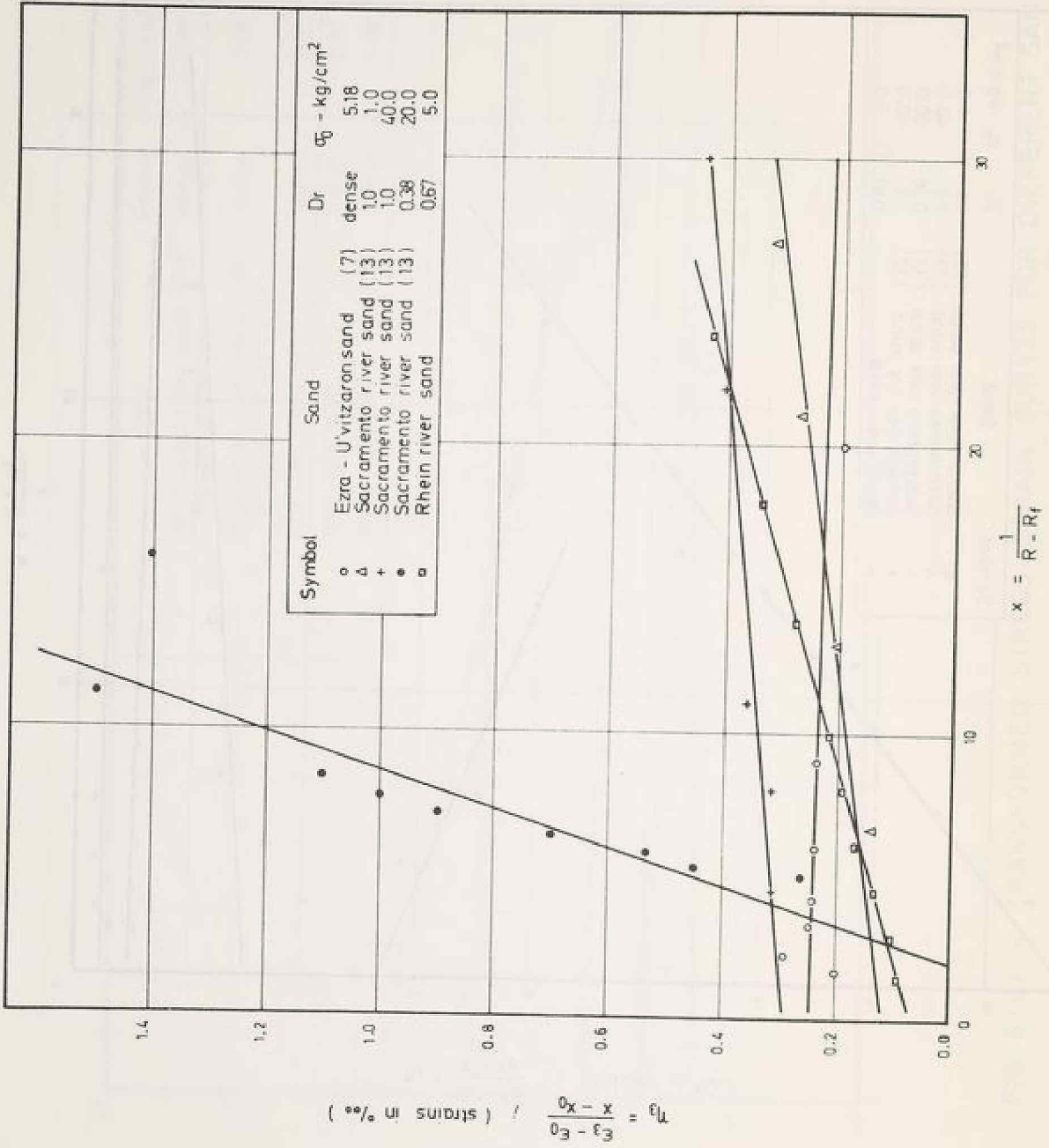


FIG. 7. TRANSFORMED STRESS - STRAIN CURVES FOR DIFFERENT SANDS (7,13)

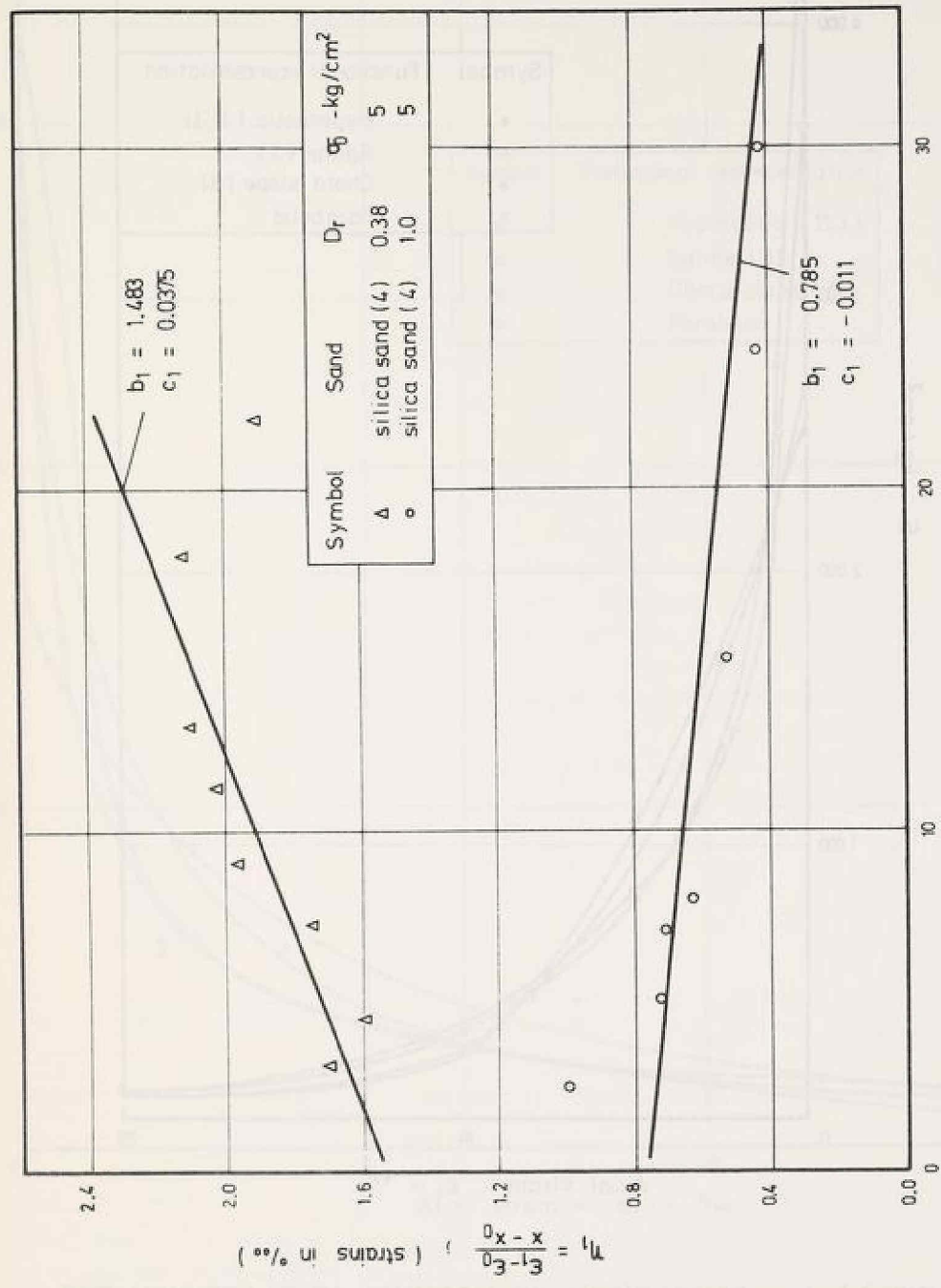


FIG. 8. TRANSFORMED STRESS - STRAIN CURVES FOR SILICA SAND (4)

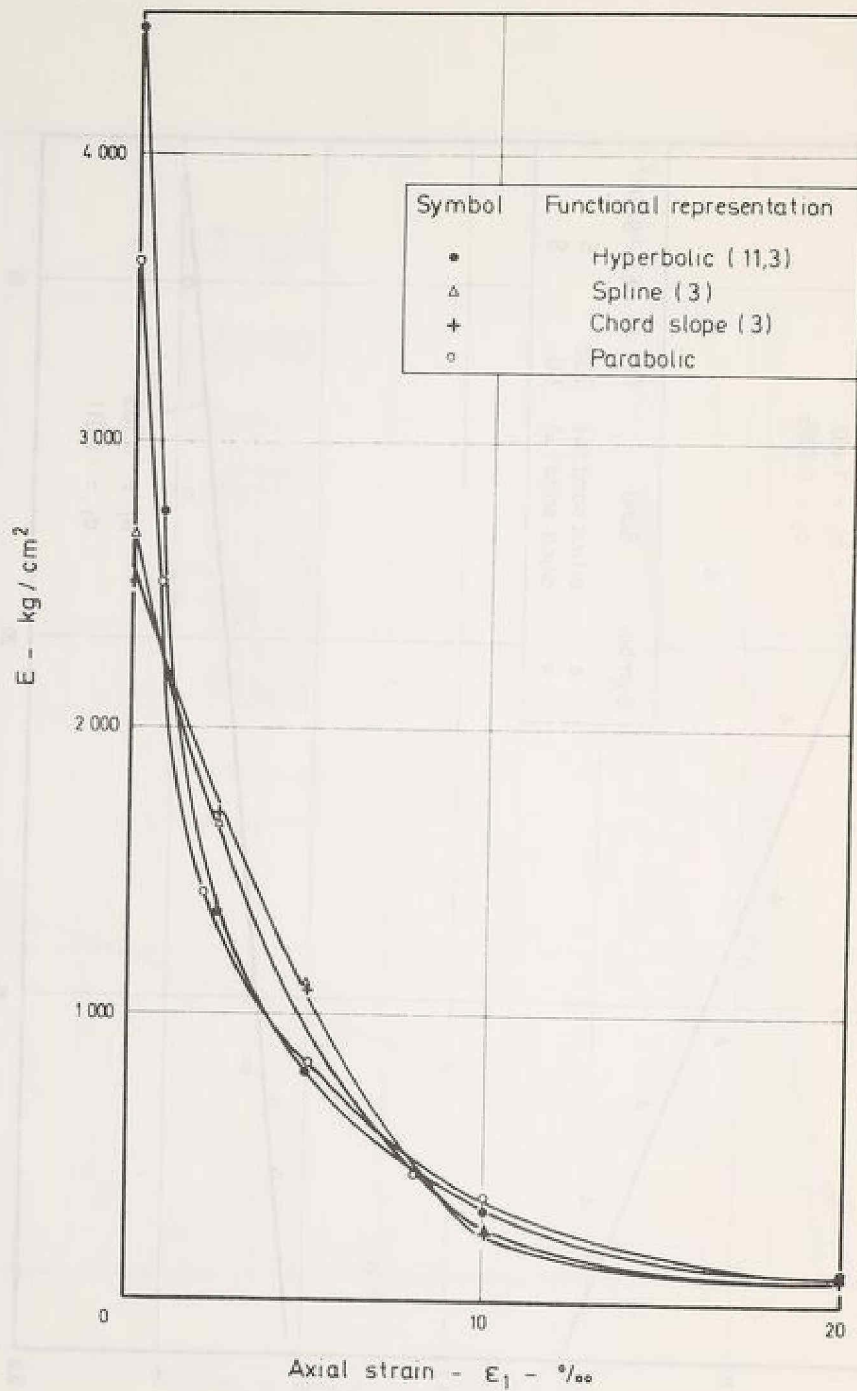


FIG. 9 (a) COMPARISON OF MODULUS OF ELASTICITY FOR SILICA SAND (4), $D_r = 1.0$, $\sigma_0 = 5$ KG PER SQ CM

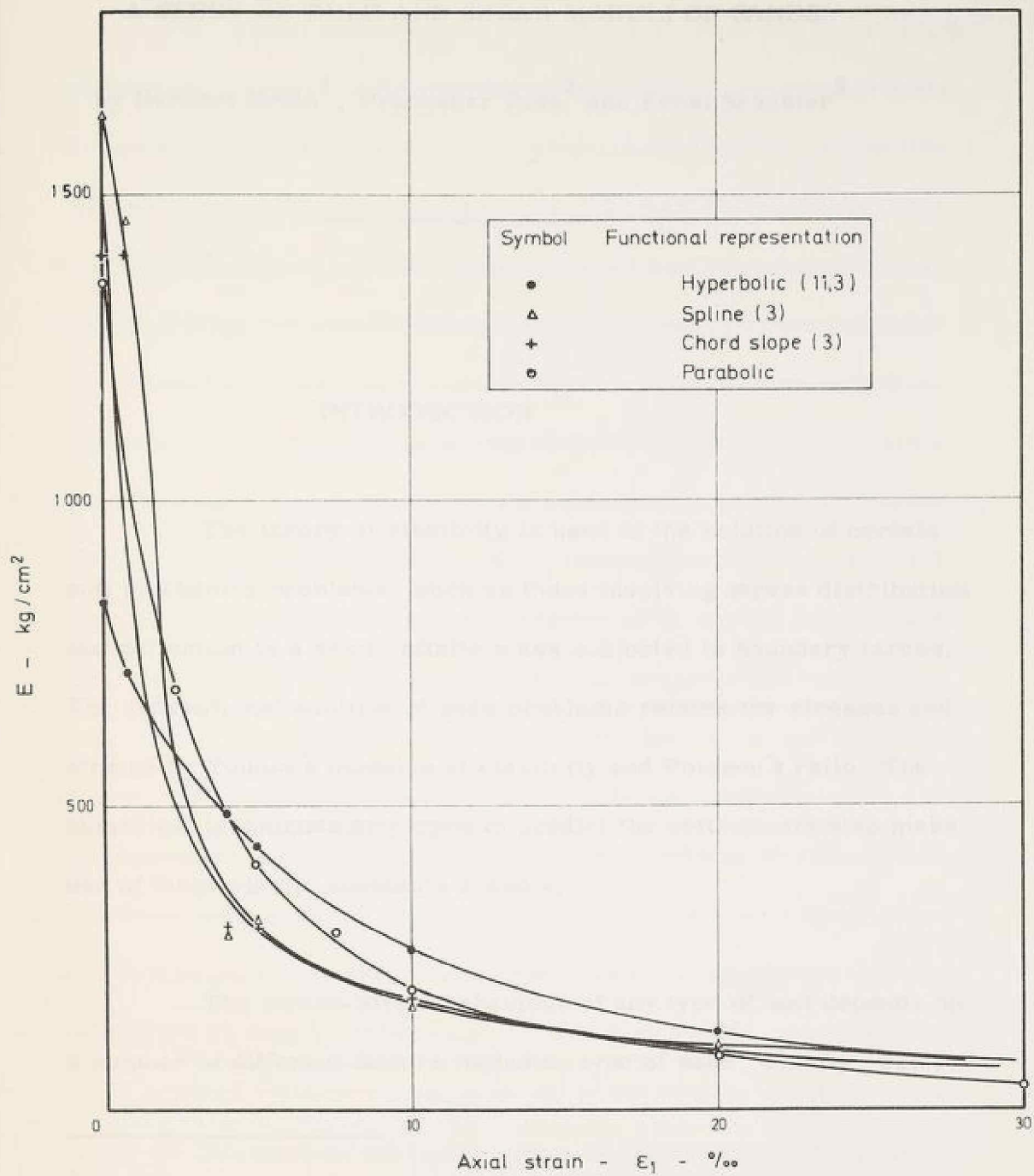


FIG. 9 (b). COMPARISON OF MODULUS OF ELASTICITY FOR SILICA SAND (4), $D_r = 0.38$, $\sigma_0 = 5$ KG PER SQ CM

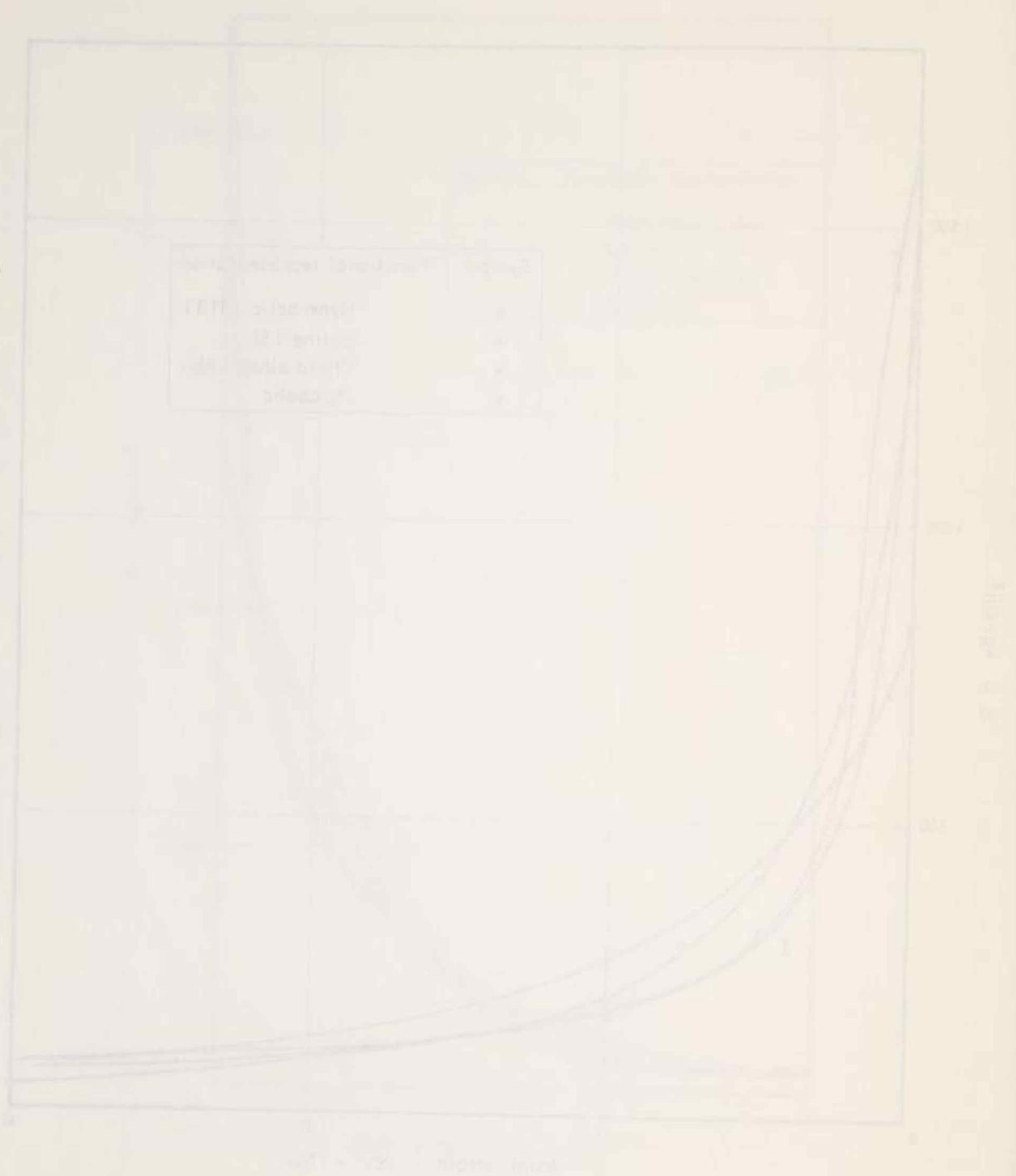


FIG. 1. COMPARISON OF HOURS OF RESISTANCE FOR
SLOTTED SANDWICH OF 0.5" x 0.5" PER 22 CM

A STUDY OF BULK AND SHEAR MODULI OF SANDS

by Herbert Breth¹, Prabhakar Pise² and Ernst Schuster³

INTRODUCTION

The theory of elasticity is used in the solution of certain soil mechanics problems, such as those involving stress distribution and deflection in a semi-infinite mass subjected to boundary forces. The conventional solution of such problems relates the stresses and strains by Young's modulus of elasticity and Poisson's ratio. The numerical techniques employed to predict the settlements also make use of these elastic constants E and ν .

The stress-strain behaviour of any type of soil depends on a number of different factors including type of sand, density, water

¹ Professor, Dr.-Ing., Institut für Bodenmechanik und Grundbau, Technische Hochschule Darmstadt, West Germany

² Lecturer in Civil Engineering, Indian Institute of Technology, Kharagpur, India

³ Dipl.-Ing. Ingenieurbüro Zettl, Giessen, West Germany

content, structure, drainage conditions, strain conditions, duration of loading, stress history, confining pressure and intermediate principal stress (4, 6, 8, 9, 10, 11). As the stress-strain relationship is non-linear and depends on preceding factors, the Young's modulus, E , and Poisson's ratio ν are not constant for the soil but depend on preceding factors (2, 4, 7). Since there is a direct relationship between the bulk and shear moduli and Young's modulus and Poisson's ratio, the former will also depend on the preceding factors. It is known that soil is not an elastic material and that the deformation in it occurs with change in its volume and this behaviour of the soil makes it difficult to understand the soil mechanics problems.

The bulk modulus, K , may be determined readily from test results of volume change characteristics of soil in isotropic consolidation. Isotropic consolidation tests conducted on sands in the triaxial apparatus (5, 7) have indicated that the volumetric strain increases at a decreasing rate as the isotropic stress is increased and it depends on the type of the sand and its relative density. The stress and strain relationship was generally expressed in the form

$$\epsilon_v = S P^m \quad (1)$$

in which ϵ_v = the volumetric strain, P = confining pressure (hydrostatic stress), and S and m are constants evaluated from the experi-

mental data. These constants are also found to depend on the relative density, grain size distribution, mineralogical and elastic properties of the particles of the sand (5).

The shear modulus, G , can in theory be obtained from tests in which only shear strains occur. However, these conditions are difficult to simulate with conventional laboratory equipment. Barkan's (1) simulation of pure shear conditions on sand in a specially designed shear box revealed a linear relationship between the shearing stresses and the shearing strains at a given normal stress. Data from triaxial compression tests (3, 6, 8), in which the spherical stress was held constant and which approximates the pure shear tests, revealed that the stress-strain behaviour was nonlinear and was dependent on the magnitude of the mean normal pressure. Domaschuk and Wade (3) used the hyperbolic stress-strain response, similar to that of Kondner and Zelasko (8) for the deviatoric stress strain relationship to evaluate the shear modulus and discussed its variation with density, mean normal pressure and deviatoric stress.

The study of the deformational characteristics of sand mass under as many applied shear conditions as possible will no doubt be of great interest from both the practical and theoretical points of view to understand the behaviour of the soil. This paper describes the results of an experimental investigation of the bulk modulus under isotropic consolidation and shear modulus of sands under unisotropic

loading conditions on large triaxial samples. The influence of stress path, octahedral stress ratio, initial confining pressure and type of sand has been studied on shear modulus, G , and type of sand and confining pressure on bulk modulus, K . The measurements of small stresses and strains were done by special electronic devices so that the reliable values of shear modulus could be evaluated from the initial part of the stress strain curve and the values could be used in the computation of settlement of a building or any structure. A new mathematical functional relationship has been utilised for the nonlinear stress strain characteristics of the soil. Qualitative studies are also carried out to study the influence of stress path on the variation of shear modulus with octahedral stress ratio and also on the initial tangent shear modulus.

SOIL TESTED

The study was performed on two types of sand.

Rhein river sand: This is an uniform sand with subangular to sub-rounded particles between 1 to 3 mm. The limiting void ratios were $e_{\min} = 0.798$ and $e_{\max} = 1.02$.

Karlsruhe sand: This is a nonuniform sand with angular to subangular particles between 0.006 to 2 mm in size. The limiting void ratios were $e_{\min} = 0.481$ and $e_{\max} = 0.865$.

Tests were performed on samples prepared to initial densities (a) Loose, $D_r \approx 33\%$; this was the loosest density that could be conveniently prepared on a routine basis. (b) Dense, $D_r \approx 67\%$; this was the densest that could be obtained on a routine basis in the laboratory. The apparatus, testing technique and measurements of stresses and strains have been described in author's earlier publication (2).

ANALYSIS OF THE DATA

Evaluation of bulk modulus, K: The bulk modulus was evaluated from the isotropic consolidation tests in which the cell pressure was increased in small increments and the sample was permitted to come to equilibrium after each increment. The measurements of stresses and volumetric strains were done. The isotropic consolidation curves for both sands are presented in Fig. 1. By definition, the bulk modulus related the mean normal stress which is here equal to the confining pressure and the resulting volumetric strain of the soil element. Due to the nonlinear stress-strain relationship observed, K, may be defined as:

$$K = \frac{dP}{d\varepsilon_v} \quad (2)$$

It was observed that eq. 1 can reasonably be used for the sands tested to express the stress-strain relationship in the pressure range of 0.5 kp/cm² to 5 kp/cm² as log ϵ_v and log P relationship was a straight line in this pressure range and the parameters S and m were determined graphically as shown in Figs. 2a and 2b.

From eqs. 1 and 2, K can be related as

$$K = \frac{1}{mS} P^{(1-m)} \quad (3)$$

Fig. 3 represents the relationship between, K, and confining pressure for both sands at different relative densities.

Evaluation of shear modulus, G: From the theory of elasticity, the general stress system on a point in space can be expressed into two components: (a) a state of hydrostatic stress accounting for the entire volume change; (b) deviatoric component accounting for the shear strain. These components correspond to the normal and shear stresses acting on the octahedral planes at the point under consideration. It may be shown that in triaxial test these stresses are given by

$$\sigma_{\text{oct}} = \frac{1}{3} (\sigma_1 + 2\sigma_3) \quad (4)$$

and

$$\tau_{\text{oct}} = \frac{\sqrt{2}}{3} (\sigma_1 - \sigma_3) \quad (5)$$

in which σ_1 and σ_3 are major and minor principle stresses respectively in triaxial test, σ_{oct} = octahedral normal stress, and τ_{oct} =

octahedral shear stress. The above development may be also applied to a consideration of strain conditions at a point, and the spherical and deviatoric components under triaxial loading conditions, may be also expressed by the octahedral normal strain and octahedral shear strain respectively as:

$$\epsilon_{\text{oct}} = \frac{1}{3} (\epsilon_1 + 2\epsilon_3) \quad (6)$$

$$\gamma_{\text{oct}} = \frac{2\sqrt{2}}{3} (\epsilon_1 - \epsilon_3) \quad (7)$$

in which ϵ_{oct} = octahedral normal strain, γ_{oct} = octahedral shear strain, ϵ_1 and ϵ_3 are major and minor principal strains respectively in triaxial test. If the soil is assumed to be elastic and isotropic, the stress and strain directions are coaxial and the equation of the shear modulus may be written as:

$$G = \frac{\tau_{\text{oct}}}{\gamma_{\text{oct}}} \quad (8)$$

τ_{oct} and γ_{oct} were evaluated from eqs. 5 and 7 for different conditions. Since the relationship between τ_{oct} and γ_{oct} is nonlinear, the shear modulus is defined as

$$G = \frac{d\tau_{\text{oct}}}{d\gamma_{\text{oct}}} \quad (9)$$

The plotted curves of γ_{oct} against stress ratio, $R = \frac{\sigma_3}{\sigma_1}$, showed a parabolic trend with strain becoming excessive as the ratio, R , approaches to the failure stress as shown in Fig. 4. To analyse the data mathematically a function of the type:

$$\gamma_{\text{oct}} = a + \frac{b}{(R-R_f)} + \frac{c}{(R-R_f)^2} \quad (10)$$

was found to be reasonably adequate. In which γ_{oct} = octahedral shear strain at any R , $R_f = R$ at failure stress, and a , b , c , are parameters depending on the observed stress strain characteristics of the material. A substitution of the type:

$$x = \frac{1}{(R-R_f)} \quad (11)$$

reduces eq. 10 to

$$\gamma_{\text{oct}} = a + b x + c x^2 \quad (12)$$

in which x is a new variable.

The parameters a , b and c can be determined by the method of least square. A simple graphical procedure which was found to be suitable was employed here to evaluate these parameters.

At the start of the triaxial compression test; $R = 1$ and $\gamma_{oct} = 0$.

Eq. 11 reduces to:

$$x_0 = \frac{1}{(1-R_f)} \quad (13)$$

and eq. 12 reduces to:

$$0 = a + bx_0 + cx_0^2 \quad (14)$$

Eqs. 12 and 14 result into

$$\eta = \frac{\gamma_{oct}}{x-x_0} = cx + cx_0 + b \quad (15)$$

in which η is a variable and equal to $\frac{\gamma_{oct}}{x-x_0}$ and $x = x_0$.

The variables η and x can be evaluated from the set of observations of stresses and strains. The plot of η versus x reasonably approximates to a straight line as shown in Fig. 5 and the parameters b and c were determined as shown. The parameter a was then evaluated from eq. 14. The various parameters along with R_f are recorded in Tables 1 and 2 for both sands.

Evaluation of, G: Conventional triaxial tests: $\sigma_3 = \text{const.}$, and the failure of the sample by increasing σ_1 . The initial confining pressure is equal to σ_0 .

From the condition of tests:

$$\sigma_3 = \sigma_0 \tag{16}$$

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_0}{R}$$

From eq. 5

$$\tau_{oct} = \frac{\sqrt{2}}{3} \sigma_0 \left(\frac{1}{R} - 1 \right) \tag{17}$$

Eq. 9 can be rewritten as

$$C = \frac{d\tau_{oct}}{dY_{oct}} = \frac{d\tau_{oct}}{dR} \cdot \frac{dR}{dY_{oct}} \tag{18}$$

From eqs. 17 and 18

$$G = - \frac{\sqrt{2}}{3} \frac{\sigma_0}{R^2} \frac{1}{Y'_{oct}} \tag{19}$$

in which Y'_{oct} = first derivative of Y_{oct}

From eq. 10,

$$Y'_{oct} = - \frac{2c + bX}{X^3} \tag{20}$$

in which $X = R - R_f$

Y_{oct} is expressed in % and so

$$G = \frac{\sqrt{2}}{3} \frac{\sigma_0 X^3}{R^2} \frac{1000}{2c + bX} \tag{21}$$

Special triaxial tests: $\sigma_1 = \text{const.}$, and the failure of the sample by decreasing σ_3 . The initial confining pressure is equal to σ_0 .

From the condition of tests:

$$\begin{aligned} \sigma_1 &= \sigma_0 \\ \sigma_3 &= R\sigma_0 \end{aligned} \tag{22}$$

From eq. 5

$$\tau_{\text{oct}} = \frac{\sqrt{2}}{3} \sigma_0 (1 - R) \tag{23}$$

From eqs. 18 and 23

$$G = -\frac{\sqrt{2}}{3} \sigma_0 \frac{1}{\gamma'_{\text{oct}}} \tag{24}$$

Substituting the value of γ'_{oct} from eq. 20 in eq. 24

$$G = \frac{\sqrt{2}}{3} \sigma_0 \frac{x^3}{2c + b x} \frac{1000}{x} \tag{25}$$

The various values of shear modulus can be evaluated from eqs. 21 and 25 depending on the test condition. Figs. 6 to 9 show the influence of octahedral stress ratio, relative densities, stress paths, confining pressures on shear modulus for Rhein river sand.

COMPARISON WITH OTHER INVESTICATIONS

Most of the tests reported in the literature are conventional triaxial tests and only a few tested the soils in triaxial apparatus under constant spherical stress condition which approximates the pure shear condition. The authors analysed the data of Domaschuk and Wade (3); and Frydman and Zeitlen (6) to compare qualitatively the influence of stress paths on the variation of shear modulus with octahedral stress ratio and also on the initial tangent shear modulus.

Typical data of Rhein river sand has been analysed with the hyperbolic stress-strain response similar to the one used by Kondner and Zelasko (8) to see its applicability for these sands.

The tests reported by Frydman and Zeitlen (7) were performed on dune sand from Ezra-Uvitzaron (South of Tel-Aviv), referred to as Ezra-Uvitzaron sand, using soil specimens 10.16 cm in diameter and 20.32 cm in height. The tests were carried out at an initial relative density of about 73% and were conventional triaxial tests and constant spherical stress tests (carried out by the change of the deviatoric stress and keeping the octahedral normal stress constant). Domaschuk and Wade (3) performed tests on cylindrical specimens of 7.12 cm diameter and 15.24 cm high on sand from Chattahoochee river near Atlanta referred to here as Chattahoochee

river sand. The sand was subangular and of coefficient of uniformity of 2.0. These tests were of constant spherical stress type. The deviatoric stress strain curves at different spherical stresses and at $D_r \approx 65\%$ has only been analysed and discussed here.

Analysis: The lateral strains ϵ_3 for Ezra-Uvítzaron sand for the conventional triaxial tests were evaluated from the axial and volumetric strains and the data was analysed as discussed for Rhein river sand. The various parameters a , b , c along with R_f are given in Table 3.

Constant spherical stress tests: These tests were analysed by the hyperbolic deviatoric stress-strain relation similar to that used by Kondner and Zelasko (8). This relationship in terms of octahedral shear stress and strain may be written as

$$\gamma_{oct} = \frac{1}{G_i} \tau_{oct} + A \tau_{oct} \gamma_{oct} \quad (26)$$

in which G_i = initial tangent shear modulus, A = the reciprocal of the asymptotic value of τ_{oct} .

Eq. 26 can be rewritten as

$$\frac{\gamma_{oct}}{\tau_{oct}} = \frac{1}{G_i} + A \gamma_{oct} \quad (27)$$

It may be noted that, $1/G_i$, and, A , respectively are the intercept and the slope of the resulting straight line given by eq. 27.

Typical data of Rhein river sand at $D_r = 67\%$ and $D_r = 33\%$ and $\sigma_o = 5 \text{ kp/cm}^2$ for conventional triaxial tests and at $D_r = 67\%$ and $\sigma_o = 1 \text{ kp/cm}^2$ for special triaxial tests has been analysed by using this hyperbolic function. The various values of initial tangent shear modulus, G_i , and reciprocal of the asymptotic value of τ_{oct} , A , as obtained graphically from the initial part of the stress strain curve are recorded in Table 4.

The differentiation of the eq. 26 leads to the following expression for shear modulus

$$G = G_i (1 - A\tau_{oct})^2 \quad (28)$$

The various values of, G , as computed from eq. 28 are shown along with those predicted by authors in Fig. 12.

ANALYSIS OF THE TESTS RESULTS

Compressibility and bulk modulus: - From Figs. 1, 2 and 3 it can be observed that the compressibility of the loose sand is more than the dense sand and this is also exhibited by larger values of S , and smaller values of bulk modulus K . The uniform Rhein river

sand is less compressible than the nonuniform Karlsruhe sand. The parameter, m , does not show significant difference for these sands irrespective of their relative densities. The expression, $K = \frac{1}{m S} P^{(1-m)}$, may reasonably be used for these sands in the confining pressure range of 0.5 kp/cm^2 to 5 kp/cm^2 .

Shear modulus, G : Figs. 6 and 7 show that G is maximum at octahedral stress ratio $\tau_{\text{oct}}/\sigma_{\text{oct}} = 0$, and decreases and attains nearly zero value as $\tau_{\text{oct}}/\sigma_{\text{oct}}$ approaches the failure stress ratio. At similar testing condition G is greater for dense sand than loose sand. Figs. 8 and 9 which depict the influence of relative density and initial confining pressures on the variation of G/G_i with $\tau_{\text{oct}}/\sigma_{\text{oct}}$; show that G/G_i decreases at lesser rate with increase in $\tau_{\text{oct}}/\sigma_{\text{oct}}$ for conventional triaxial tests (Fig. 8) than special triaxial tests (Fig. 9). Relative density shows significant influence compared to the initial confining pressure in both types of tests and is quite predominant for the conventional triaxial tests. If the scattered influence of initial confining pressure is neglected, it is possible to represent the variation of G/G_i with $\tau_{\text{oct}}/\sigma_{\text{oct}}$ by a single mean curve at any relative density.

Fig. 10 depicts qualitatively that the stress paths show significant influence on the variation of G/G_i with $\tau_{\text{oct}}/\sigma_{\text{oct}}$ and this

depends on the type of the sand irrespective of their nearly equal relative densities. Conventional triaxial test results on Ezra-Uvitzaron sand show that G/G_i decreases at lesser rate with increase in τ_{oct}/σ_{oct} compared to the constant spherical stress tests. Fig. 11 shows that there is significant influence of stress paths on the initial tangent shear modulus and the values as computed from the conventional triaxial tests are generally greater than special triaxial tests or constant spherical stress tests. It may be possible that the relationship between initial tangent shear modulus and initial confining pressure can be expressed as $G_i = C\sigma_o^n$, in which C and n are pure numbers and will depend on the type of the sand, relative density and the stress paths.

Fig. 12 shows that at $D_r = 0.67$, the predicted values of shear modulus by hyperbolic function are generally in good agreement with those calculated by the authors function except a small difference in the value of initial tangent shear modulus. But at $D_r = 0.33$, it shows very large discrepancy in the values of shear modulus and its variation with τ_{oct}/σ_{oct} and also on the initial tangent shear modulus. The simplicity and advantage of the hyperbolic function should be appreciated but due to its simplicity of averaging the stress strain response from the beginning of the test to the failure of the sample by G_i , and A , makes it susceptible to error as compared to the additional parameters involved in the function utilised by the authors.

CONCLUSIONS

The analysis of the isotropic consolidation tests have shown that it is possible to relate the bulk modulus of these sands to the compressibility and power factors and was found to be the function of the type of the sand, relative density and confining pressure.

The shear modulus was found to depend on the type of sand, relative density, initial confining pressure and the stress paths. The initial tangent shear modulus as computed from conventional triaxial tests are generally more than those computed from the spherical constant stress tests or special triaxial tests. The variation of initial tangent shear modulus may be expressed in the form $G_i = C \sigma_o^n$.

It may be of practical and theoretical interest to study whether this observed behaviour is due to the influence of stress paths or that even in the small strain range, the principle of superposition is not valid. Studies in the small initial confining pressure range of upto 1 kp/cm^2 are also necessary to understand the influence of stress paths on initial tangent shear modulus in this range. Investigations are currently in progress to understand the above behaviour with improved measuring techniques.

Acknowledgements. -

The authors gratefully acknowledge the assistance provided by the "Deutsche Forschungsgemeinschaft" to carry out these investigations. The second author is grateful to the fellowship authorities of the German Academic Exchange Service for the financial help during the investigations.

APPENDIX I. - REFERENCES

1. Barkan, D. D. , Dynamics of Bases and Foundations, McGraw-Hill Book Co. , New York, 1962
2. Breth, Herbert, Schuster, Ernst, and Pise, Prabhakar , "Stress Strain Characteristics of Sand", communicated for publication in the Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE.
3. Domaschuk, Leonhard, and Wade, Neil, H. , "A Study of Bulk and Shear Moduli of a Sand", Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 95, No. SM 2, Proc. Paper 6461, March, 1969, pp. 561 - 581.
4. Duncan, J. M. , and Chang, C. Y. , "Nonlinear Analysis of Stress and strain in soils", Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 96, No. SM 5, Proc. Paper 7513, Sept. , 1970, pp. 1629 - 1653.
5. El-Sohby, M. A. , "Elastic Behaviour of Sand", Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 95, No. SM 6, Proc. Paper 6916, Nov. 1969, pp. 1393 - 1409.
6. Frydman, S. , and Zeitlen, J.G. , "Some Pseudo-Elastic Properties of Granular Media", Proceedings, 7th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. I, Mexico, 1969, pp. 135 - 141.
7. Jakobson, B. , "Some Fundamental Properties of sand", Proceedings, 4th International Conference on Soil Mechanics, Vol. 1, London, England, 1957, pp. 167 - 171.

8. Kondner, R. L. , and Zelasko, S. , "A Hyperbolic stress-strain Formulation for Sands", Proceedings, 2nd Pan American Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Brazil, Vol. 1, 1963, pp. 289 - 324.
9. Lee, K. L. , Seed, H. B. and Dunlop, P. , "Effect of Moisture on the Strength of a clean Sand". Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. , 93, No. SM 6, Proc. Paper 5561, Nov. , 1967, pp. 17 - 40.
10. Lee, K. L. , Seed, H. B. , "Drained strength Characteristics of Sands", Journal of the soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. , 93, No. SM 6, Proc. Paper 5561, Nov. , 1967, pp. 117 - 141.
11. Sutherland, H. B. , and Mesdary, M. S. , "The influence of the Intermediate Principal Stress on the Strength of Sand", Proceedings, 7th International Conference on soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 1, Mexico, 1969, pp. 391 - 399.

APPENDIX II. - NOTATION

- A reciprocal of the asymptotic value of τ_{oct} ;
- a, b, c Parameters in the parabolic expression;
- C a pure number;
- D_r relative density;
- E Young's modulus of elasticity;
- E_i initial tangent modulus;
- G shear modulus;
- G_i initial tangent shear modulus;
- K bulk modulus;
- m average total power factor;
- n pure number;
- p confining pressure;
- R stress ratio = σ_3/σ_1 ;
- R_f stress ratio at failure;
- S average total compressibility factor;
- x a variable = $\frac{1}{(R-R_f)}$;
- x_o a variable = $\frac{1}{(1-R_f)}$;
- \bar{x} a variable = $(R-R_f)$;
- σ_o initial confining pressure;
- σ_1, σ_3 major and minor principal stresses, respectively;
- σ_{oct} octahedral normal stress;

- ϵ_1, ϵ_3 major and minor principal strains, respectively;
- ϵ_{oct} octahedral normal strain;
- ϵ_v volumetric strain;
- γ_{oct} octahedral shear strain;
- τ_{oct} octahedral shear stress;
- ν Poisson's ratio; and
- η a variable = $\frac{\gamma_{oct}}{\epsilon - \epsilon_0}$

KEY WORDS: anisotropic loading; triaxial tests; cohesionless soils; stresses; strains; stress analysis; shear modulus; soil mechanics

ABSTRACT: The stress-strain characteristics of two types of sands has been investigated in triaxial compression tests under anisotropic loading conditions. A new parabolic functional relationship has been utilised for the analysis of the observed nonlinear octahedral shear-stress, shear-strain relationship. The shear modulus of the sand is investigated based on the theory of elasticity and its variation with relative density, initial confining pressure and stress paths has been discussed. Isotropic consolidation tests are used to study the bulk modulus and its variation with relative density, type of sand and confining pressures. It is concluded that the deformation of the sand not only depends on the individual settlements of the particles, relative density and initial confining pressures but also very much on the stress paths. The comparative studies on other sands qualitatively showed similar behaviour.

CIVIL ENGINEERING ABSTRACT: Bulk and shear moduli of two types of sand have been reported and the variation of shear modulus with initial confining pressure, octahedral stress ratio, relative density and stress paths has been presented.

LIST OF FIGURES

- Fig. 1 Isotropic consolidation curves for sands
- Fig. 2(a) Determination of factors m and S for Rhein river sand
- Fig. 2(b) Determination of factors m and S for Karlsruhe sand
- Fig. 3 Variation of bulk modulus with confining pressure
- Fig. 4 Variation of octahedral shear strain with stress ratio
- Fig. 5 Transformed stress strain curves to determine the parameters b and c
- Fig. 6 Variation of shear modulus with $\tau_{\text{oct}}/\sigma_{\text{oct}}$ for Rhein river sand (conventional triaxial tests)
- Fig. 7 Variation of shear modulus with $\tau_{\text{oct}}/\sigma_{\text{oct}}$ for Rhein river sand (special triaxial tests)
- Fig. 8 Effect of relative density and initial confining pressure on the variation of G/G_i with $\tau_{\text{oct}}/\sigma_{\text{oct}}$ for Rhein river sand (conventional triaxial tests)
- Fig. 9 Effect of relative density and initial confining pressure on the variation of G/G_i with $\tau_{\text{oct}}/\sigma_{\text{oct}}$ for Rhein river sand (special triaxial tests)
- Fig. 10 Variation of G/G_i with $\tau_{\text{oct}}/\sigma_{\text{oct}}$ for different sands at different stress paths
- Fig. 11 Relationship between initial tangent shear modulus and initial confining pressure
- Fig. 12 Variation of G as predicted by hyperbolic and author's function for Rhein river sand

LIST OF TABLES

- Table 1 Parameters a , b , c and R_f for Rhein river sand
- Table 2 Parameters a , b , c and R_f for Karlsruhe sand
- Table 3 Parameters a , b , c and R_f for Ezra-U'vitzaron sand for conventional triaxial tests
- Table 4 G_i and A values for different sands

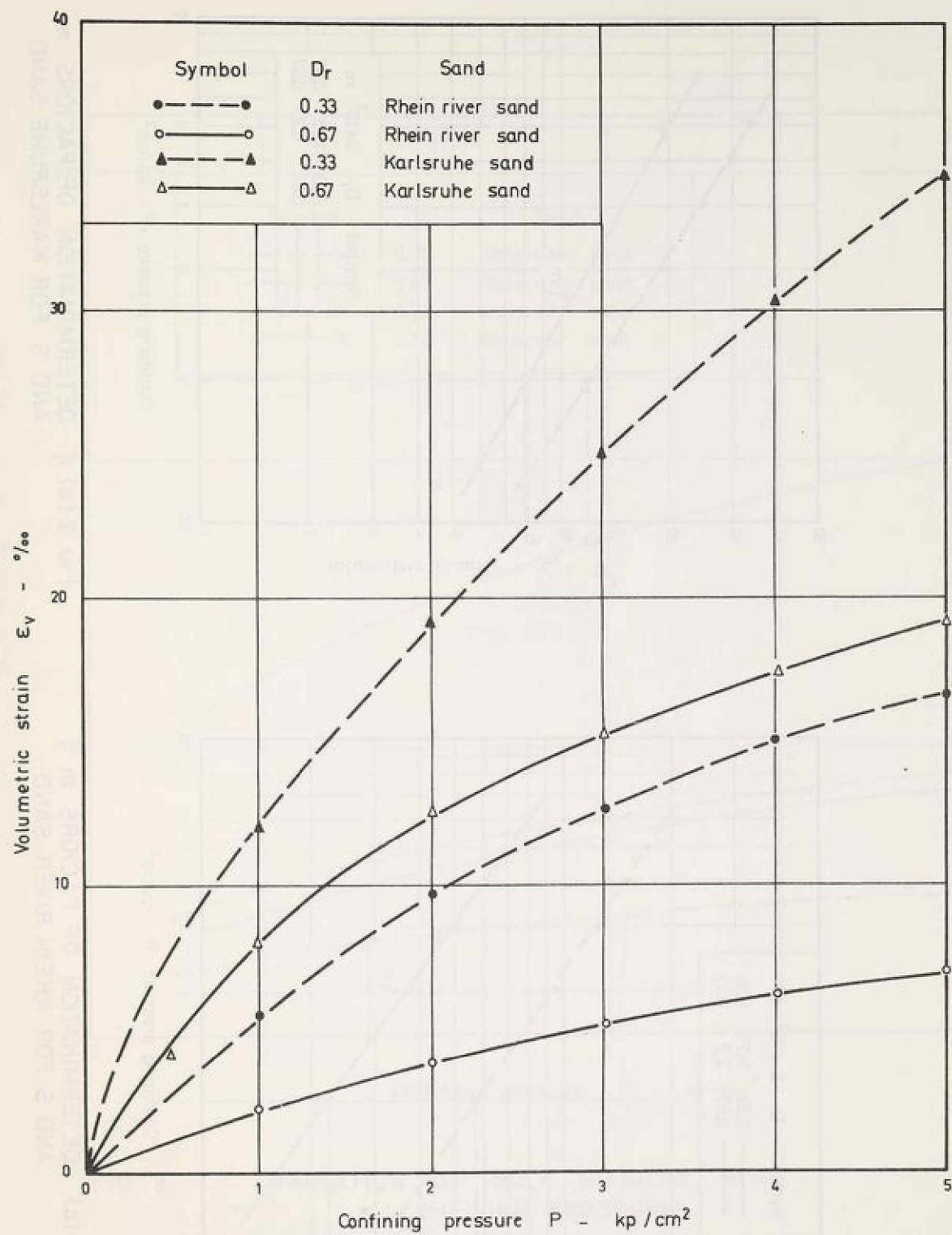


FIG. 1. - ISOTROPIC CONSOLIDATION CURVES FOR SANDS

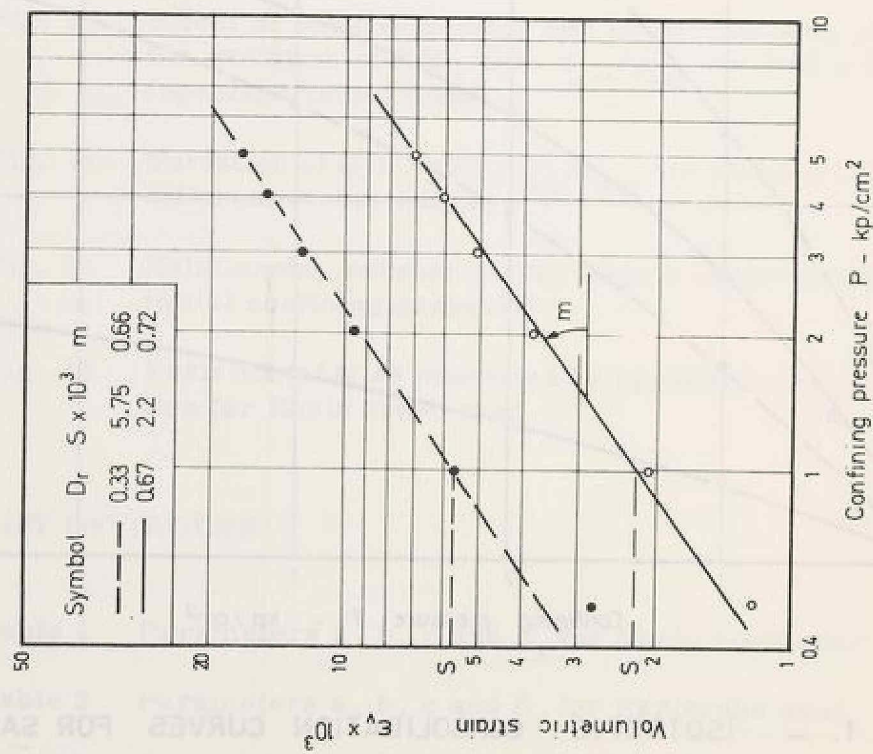


FIG. 2 (a) DETERMINATION OF FACTORS m AND S FOR RHEIN RIVER SAND

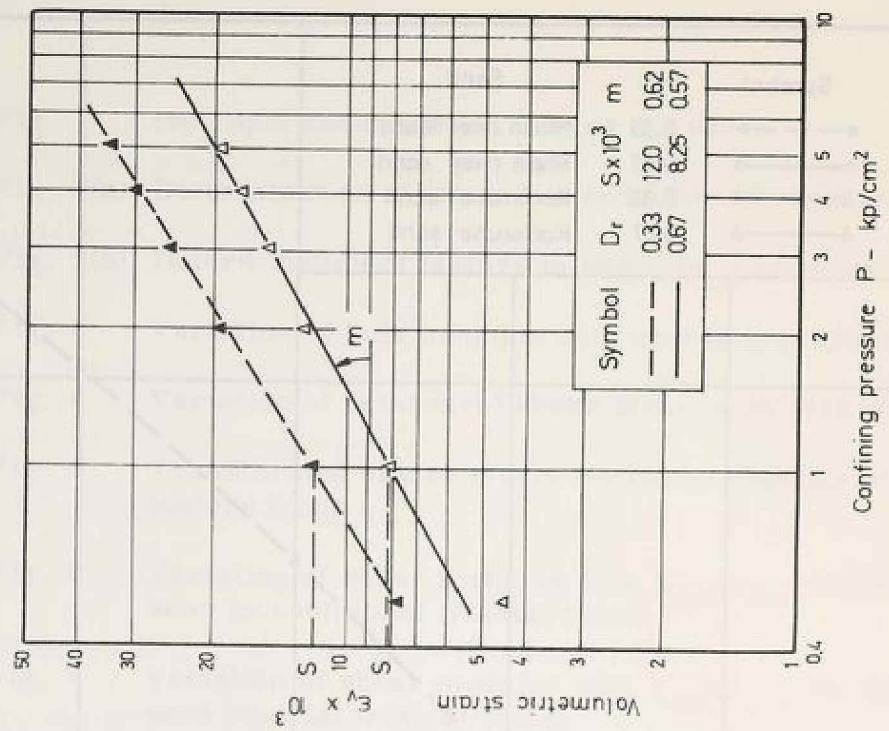


FIG. 2 (b). DETERMINATION OF FACTORS m AND S FOR KARLSRUHE SAND

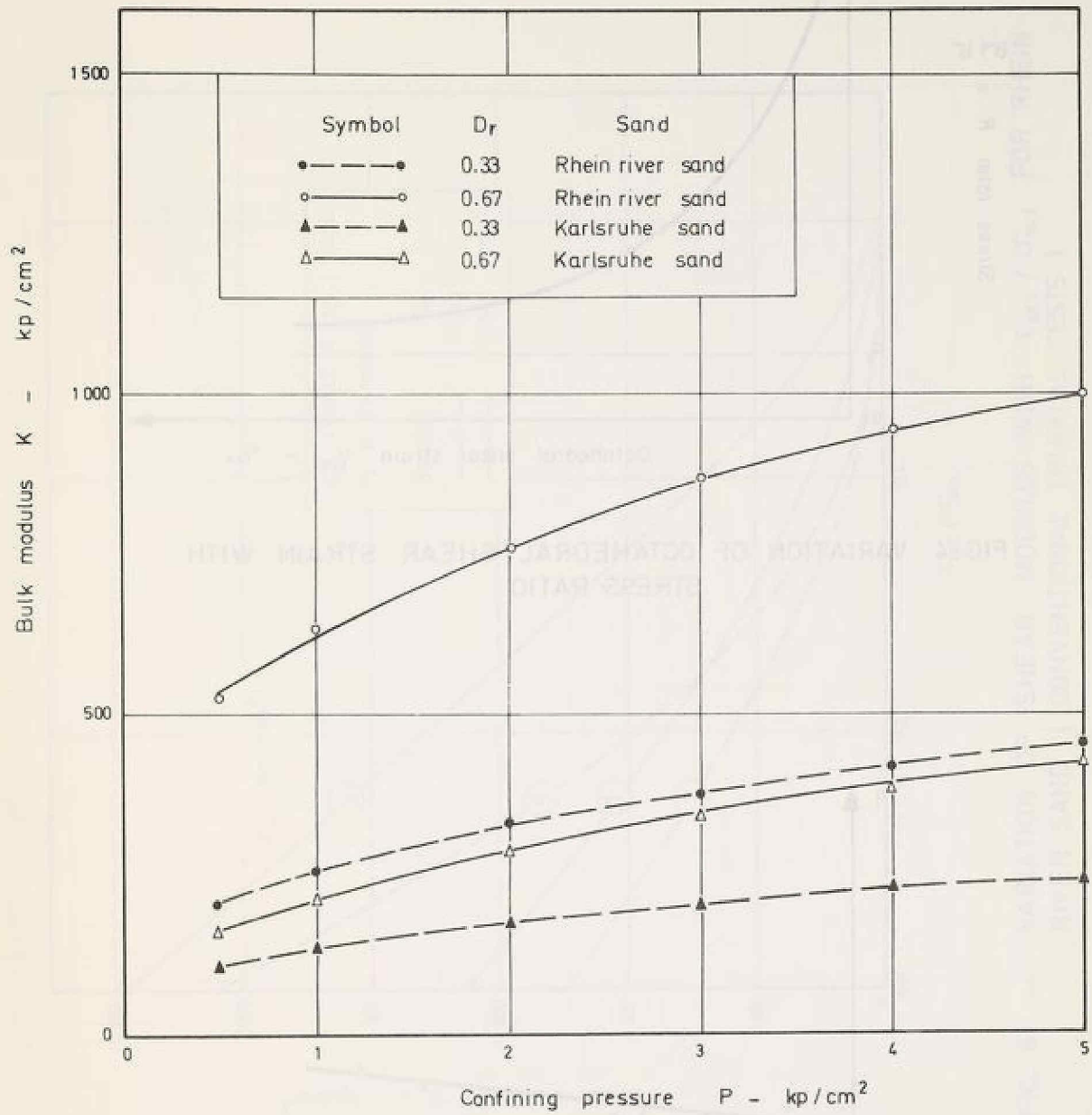


FIG. 3 - VARIATION OF BULK MODULUS WITH CONFINING PRESSURE

FIG. 2 - TRANSFORMED STRESS-STRAIN CURVE TO DETERMINE THE PARAMETERS β AND α

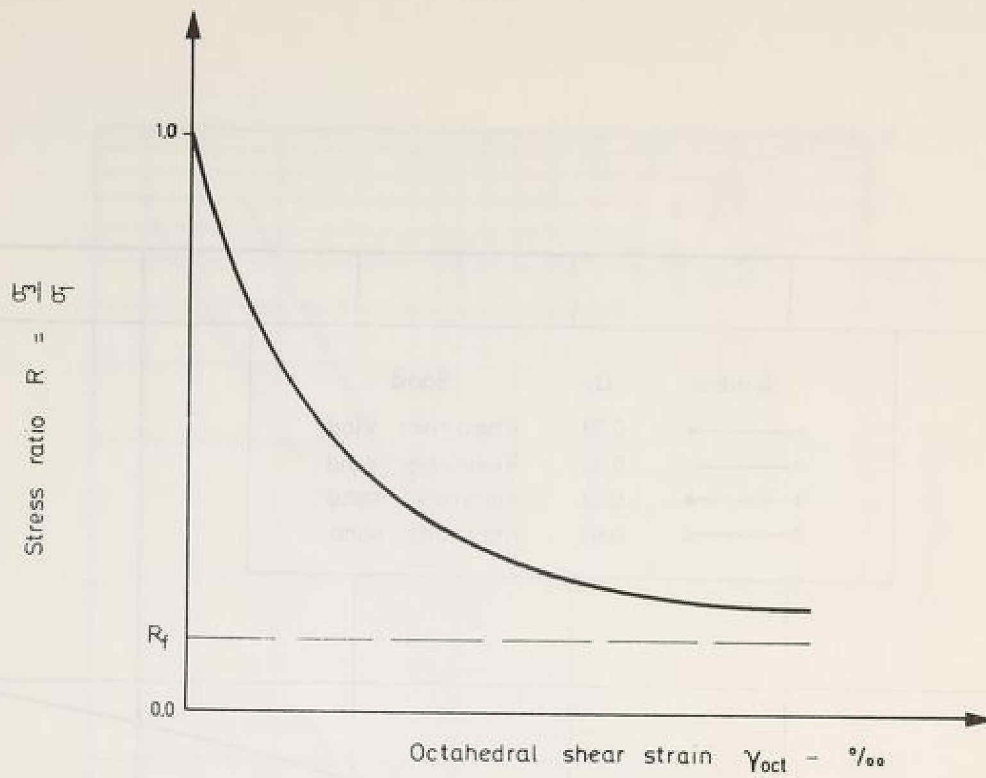


FIG. 4. VARIATION OF OCTAHEDRAL SHEAR STRAIN WITH STRESS RATIO

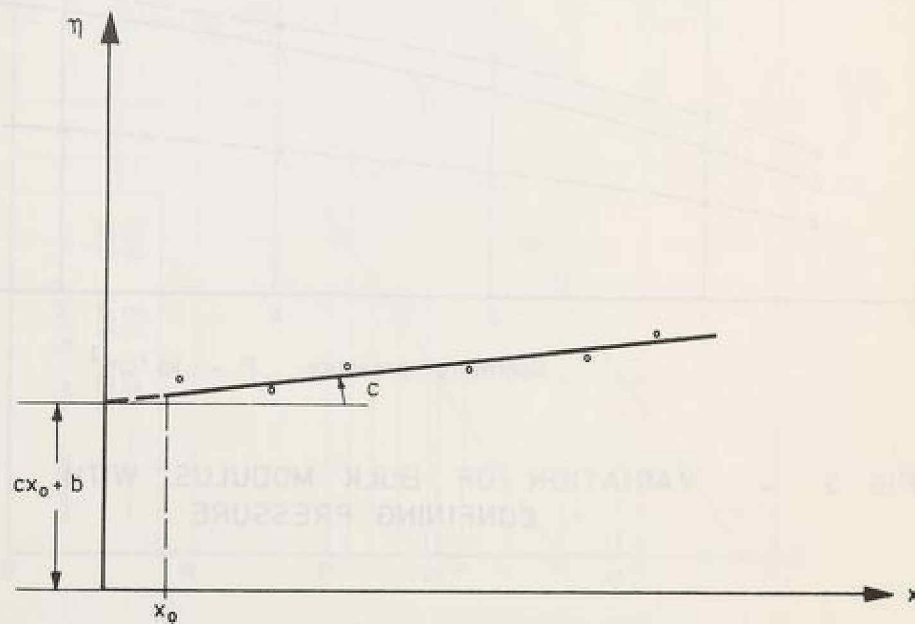


FIG. 5. - TRANSFORMED STRESS - STRAIN CURVE TO DETERMINE THE PARAMETERS b AND c

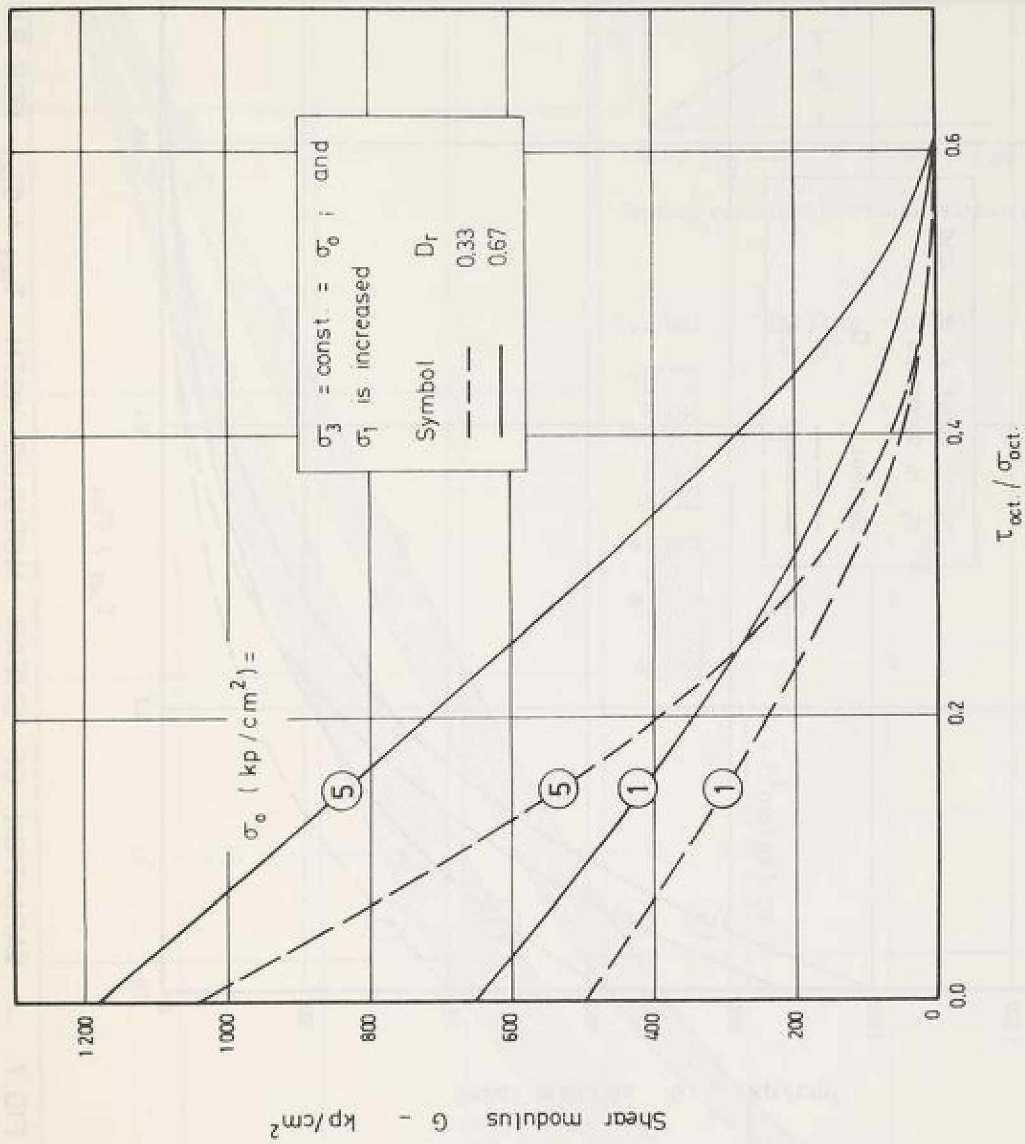


FIG. 6 . — VARIATION OF SHEAR MODULUS WITH $\tau_{\text{oct}} / \sigma_{\text{oct}}$ FOR RHEIN RIVER SAND (CONVENTIONAL TRIAXIAL TESTS)

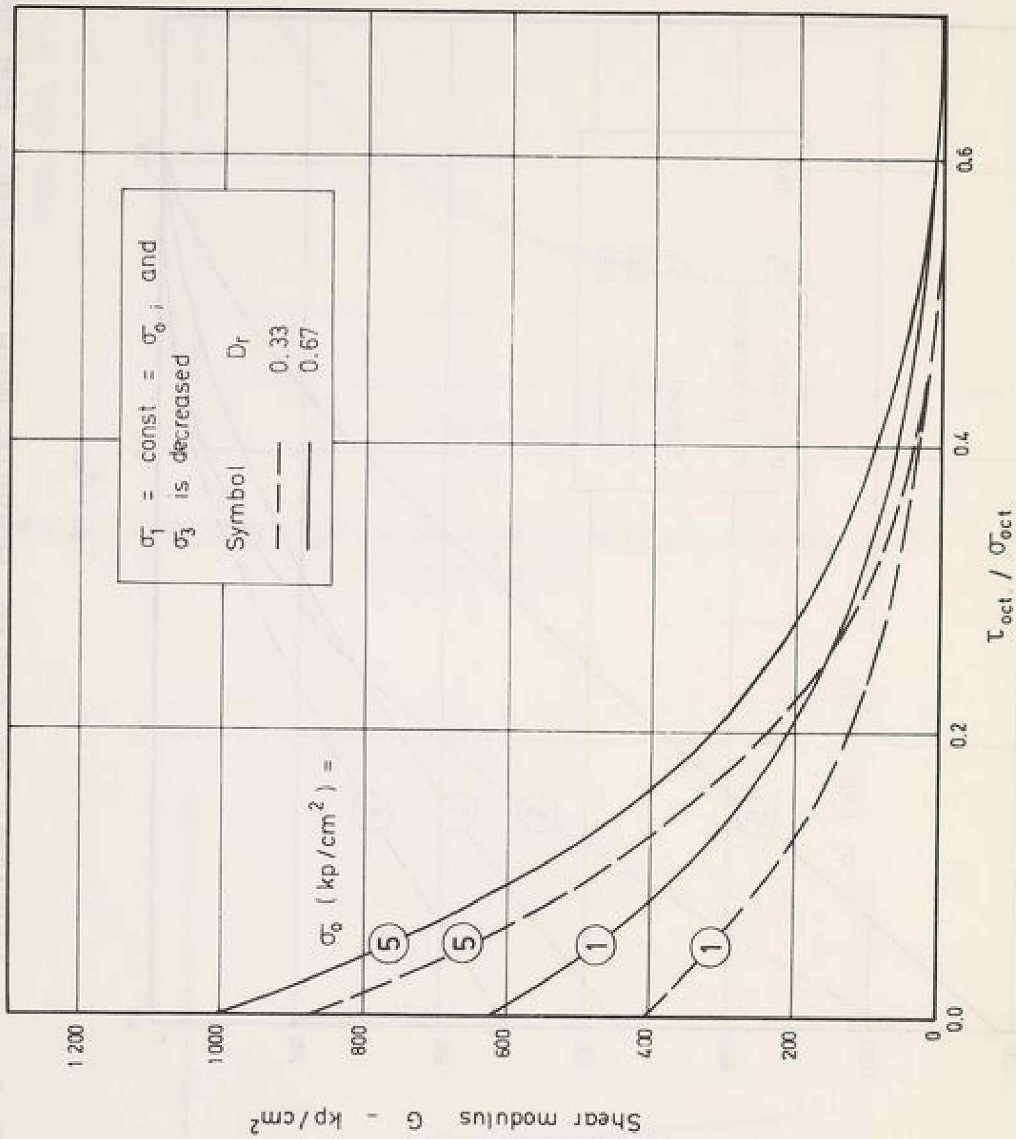


FIG. 7. - VARIATION OF SHEAR MODULUS WITH $\tau_{\text{oct}} / \sigma_{\text{oct}}$ FOR RHEIN RIVER SAND (SPECIAL TRIAXIAL TESTS)

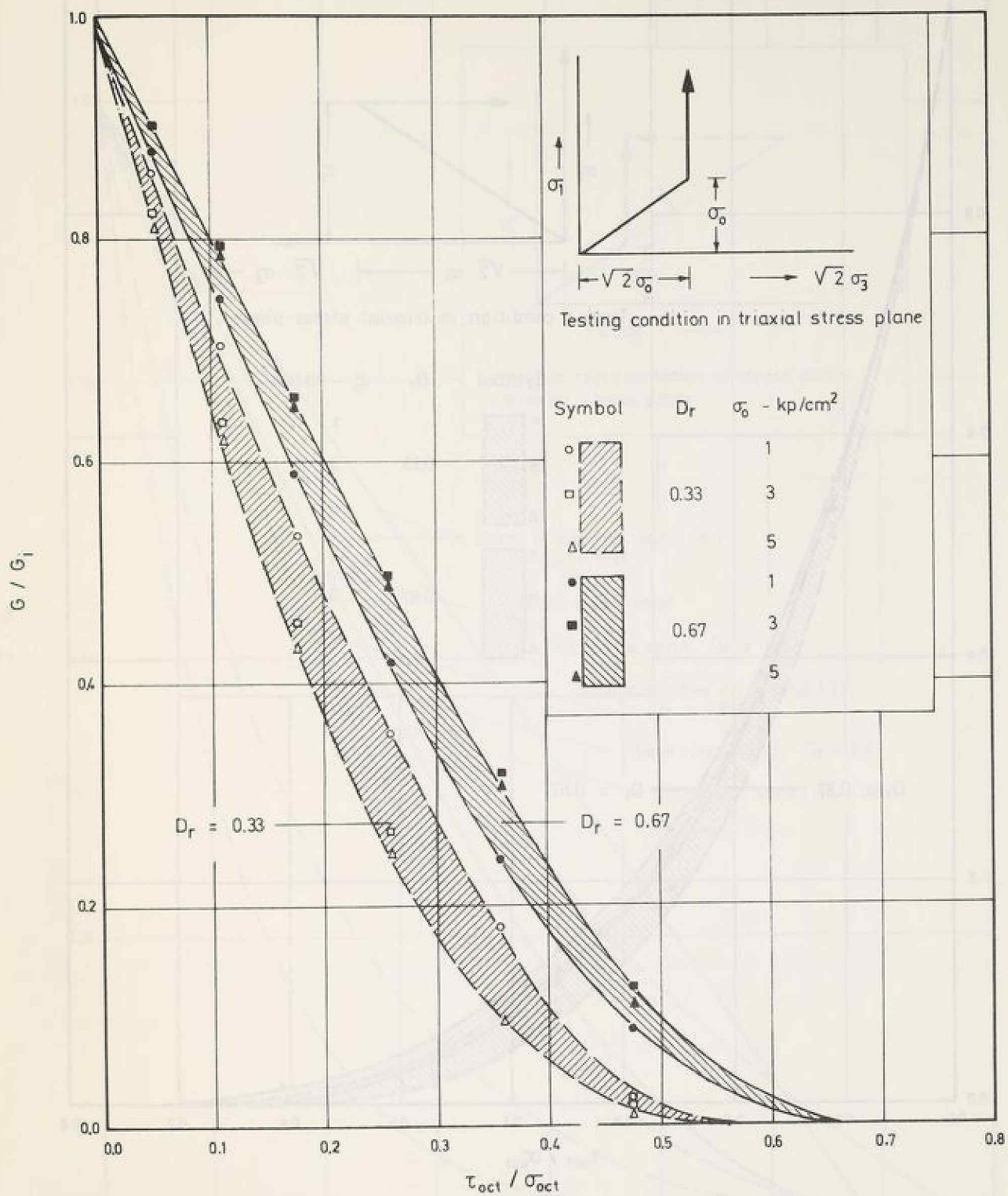


FIG. 8. — EFFECT OF RELATIVE DENSITY AND INITIAL CONFINING PRESSURE ON THE VARIATION OF G / G_i WITH $\tau_{oct} / \sigma_{oct}$ FOR RHEIN RIVER SAND, (CONVENTIONAL TRIAXIAL TESTS)

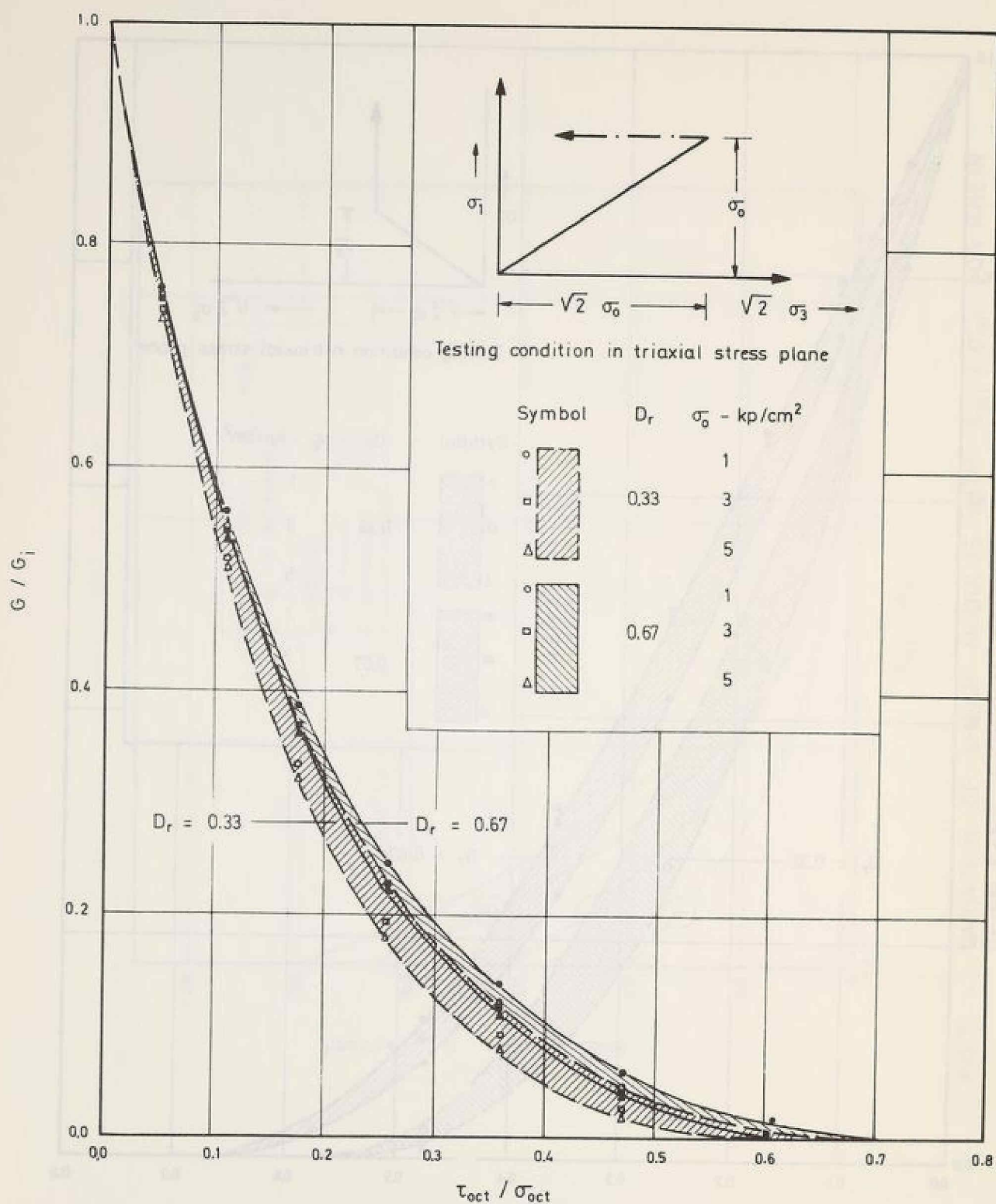


FIG. 9. — EFFECT OF RELATIVE DENSITY AND INITIAL CONFINING PRESSURE ON THE VARIATION OF G / G_1 WITH $\tau_{oct} / \sigma_{oct}$ FOR RHEIN RIVER SAND, (SPECIAL TRIAXIAL TESTS) .

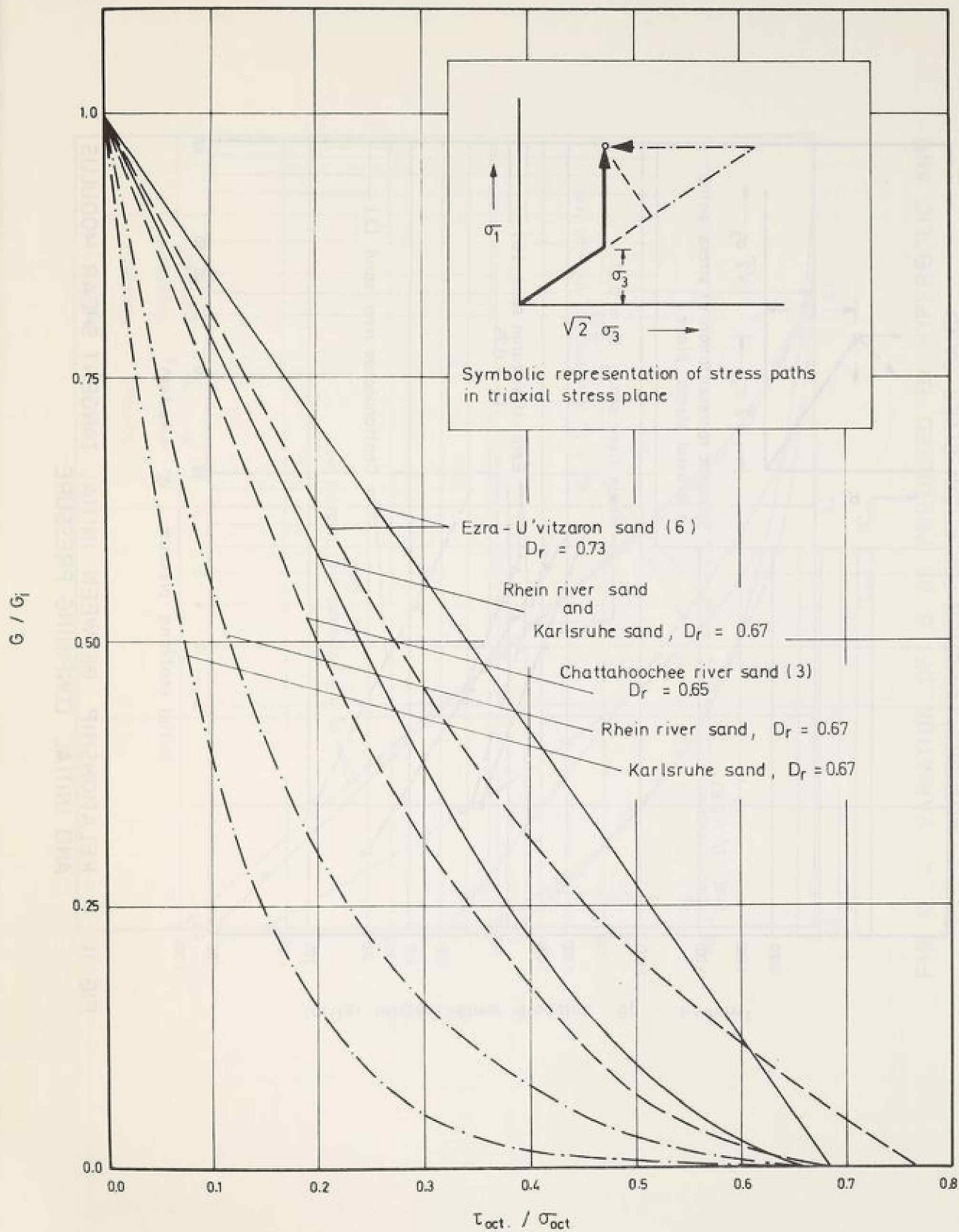


FIG. 10. — VARIATION OF G / G_i WITH $\tau_{oct} / \sigma_{oct}$ FOR DIFFERENT SANDS AT DIFFERENT STRESS PATHS

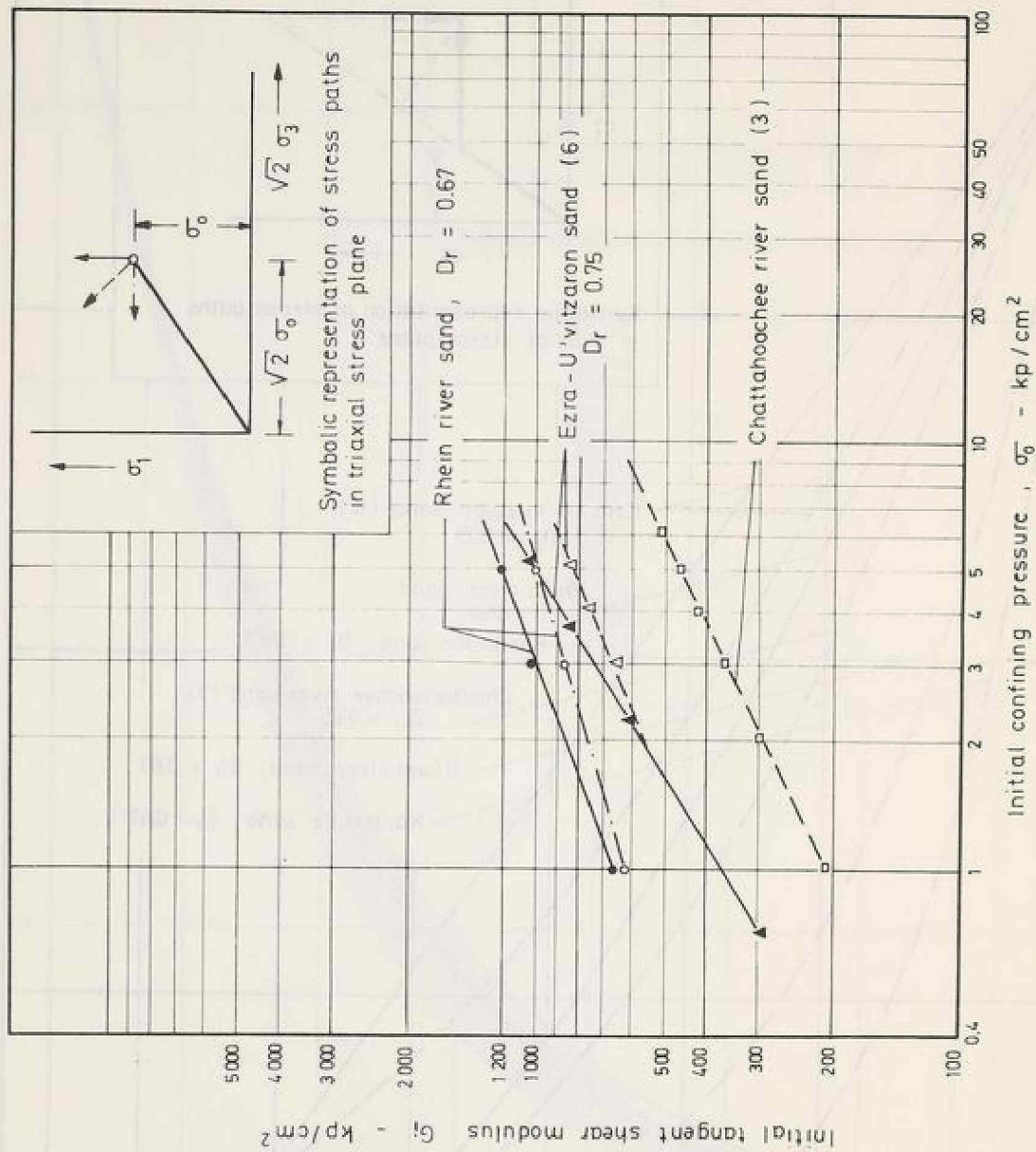


FIG. 11 - RELATIONSHIP BETWEEN INITIAL TANGENT SHEAR MODULUS AND INITIAL CONFINING PRESSURE

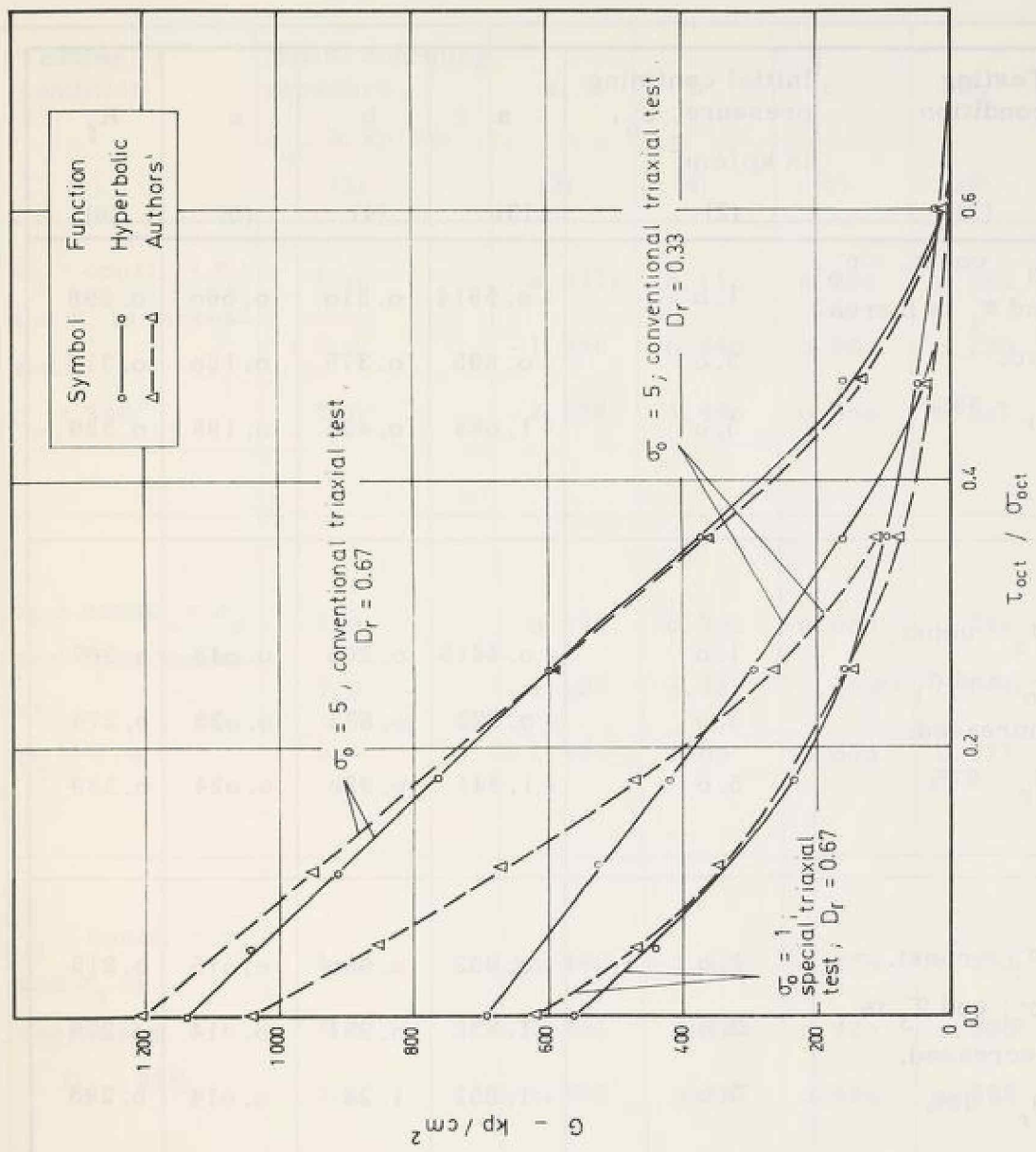


FIG. 12. - VARIATION OF G AS PREDICTED BY HYPERBOLIC AND AUTHORS' FUNCTION FOR RHEIN RIVER SAND

Table 1. - PARAMETERS a, b, c AND R_f FOR RHEIN RIVER SAND

Testing condition (1)	Initial confining pressure, σ_o , in kp/cm^2 (2)	a (3)	b (4)	c (5)	R_f (6)
$\sigma_3 = \text{const.} = \sigma_o$ and σ_1 is increased, $D_r = 33\%$	1.0	- 0.5614	0.310	0.060	0.296
	3.0	- 0.895	0.375	0.160	0.319
	5.0	- 1.066	0.425	0.195	0.329
$\sigma_3 = \text{const.} = \sigma_o$; and σ_1 is increased, $D_r = 67\%$	1.0	- 0.4415	0.265	0.043	0.267
	3.0	- 0.922	0.635	0.025	0.274
	5.0	- 1.341	0.920	0.024	0.289
$\sigma_1 = \text{const.} = \sigma_o$; and σ_3 is decreased, $D_r = 33\%$	1.0	- 0.852	0.650	0.015	0.215
	3.0	- 1.338	0.951	0.014	0.276
	5.0	- 1.852	1.28	0.014	0.298
$\sigma_1 = \text{const.} = \sigma_o$; .. and σ_3 is decreased, $D_r = 67\%$	1.0	- 0.607	0.48	0.011	0.187
	3.0	- 1.239	0.94	0.012	0.229
	5.0	- 1.757	1.32	0.013	0.239

TABLE 2. - PARAMETERS a, b, c AND R_f FOR KARLSRUHE SAND

Testing condition (1)	Initial confining pressure, σ_o , in kp/cm^2 (2)	a (3)	b (4)	c (5)	R_f (6)
$\sigma_3 = \text{const.} = \sigma_o$; and σ_1 is increased. $D_r = 33\%$	1.0	- 0.6476	0.110	0.250	0.288
	3.0	- 1.856	0.940	0.260	0.295
	5.0	- 2.628	1.480	0.250	0.301
$\sigma_3 = \text{const.} = \sigma_o$; and σ_1 is increased. $D_r = 67\%$	1.0	- 0.533	0.300	0.080	0.240
	3.0	- 1.097	0.75	0.060	0.244
	5.0	- 1.484	1.00	0.060	0.271
$\sigma_1 = \text{const.} = \sigma_o$; and σ_3 is decreased. $D_r = 33\%$	1.0	+ 0.249	- 1.150	0.720	0.253
	3.0	- 1.201	0.245	0.420	0.298
	5.0	- 1.933	0.767	0.420	0.295
$\sigma_1 = \text{const.} = \sigma_o$; and σ_3 is decreased. $D_r = 67\%$	1.0	+ 0.452	- 1.200	0.650	0.242
	3.0	- 0.712	0.07	0.345	0.253
	5.0	- 1.134	0.485	0.305	0.261

TABLE 3. - PARAMETERS a, b, c AND R_f FOR EZRA-U'VITZARON SAND (6) FOR CONVENTIONAL TRIAXIAL TESTS

Initial confining pressure, σ'_o , in kp/cm^2 (1)	a (2)	b (3)	c (4)	R_f (5)	Initial tangent shear modulus G_i , in kp/cm^2 (6)
0.72	- 0.940	0.731	- 0.009	0.234	280
2.18	- 1.287	0.990	- 0.013	0.243	614
3.65	- 1.55	1.18	- 0.015	0.251	843
5.18	- 1.737	1.30	- 0.018	0.264	1056

TABLE 4. - G_i AND A VALUES FOR DIFFERENT SANDS

Type of test	Sand	Initial confining pressure, σ_o , in kp/cm ²	Initial tangent shear modulus, G_i , in kp/cm ²	Reciprocal of the asymptotic value of octahedral shear stress in kp/cm ²
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)
constant spherical stress tests	Ezra-U'vitza ron sand (6)	2.0	570	0.52
		3.0	645	0.37
		4.0	725	0.290
		5.0	815	0.22
constant spherical stress test	Chattahoochee river sand (3)	0.705	195	1.63
		1.41	252	0.922
		2.82	352	0.448
		4.23	420	0.3435
		5.64	450	0.2455
		7.05	500	0.1978
conventional triaxial test	Rhein river sand, $D_r = 0.67$	5.0	1142	0.18
special triaxial test	Rhein river sand, $D_r = 0.67$	1.0	565	2.50
conventional triaxial test	Rhein river sand, $D_r = 0.33$	5.0	689	0.22

Mitteilungen der Versuchsanstalt für Bodenmechanik und Grundbau
der Technischen Hochschule Darmstadt

Herausgegeben von Prof. Dr.-Ing. H. Breth

- Nr. 1 Beitrag zur Berechnung von Gründungsbalken und einseitig ausgesteiften Gründungsplatten unter Einbeziehung der Steifigkeit von rahmenartigen Hochbauten
Dr.-Ing. H. Sommer, Februar 1965
- Nr. 2 Aktuelle Probleme im Staudambau
Veröffentlichungen in den Jahren 1966 und 1967
- Nr. 3 Über den Einfluß eines dünnwandigen, im Boden verlegten Rohres auf das Tragverhalten des Bodens
Dr.-Ing. K. H. Schwinn, Januar 1968
- Nr. 4 Das Tragverhalten des Frankfurter Tons bei im Tiefbau auftretenden Beanspruchungen
Prof. Dr.-Ing. H. Breth, Dipl.-Ing. E. Schultz Dipl.-Ing. D. Stroh, April 1970
- Nr. 5 Zur Frage der Erosionssicherheit unterströmter Erdstaudämme
Dr.-Ing. K. Günther, Juni 1970
- Nr. 6 Ermittlung der rheologischen Zustandsgleichung eines Lehmes mit Hilfe einer neuentwickelten Versuchsapparatur
Dr.-Ing. D. Fedder, Dezember 1970
- Nr. 7 Beiträge in den Jahren 1968 - 1970
- Nr. 8 Der Einfluß der Steifigkeit von Stahlbetonskelettbauten auf die Verformung und die Beanspruchung von Gründungsplatten auf Ton
Dr.-Ing. H. Heil Juni 1971
- Nr. 9 Der Einfluß von Fundamentlasten auf die Größe und Verteilung des Erd- drucks auf biegsame, abgesteifte Baugrubenwände
Dr.-Ing. H. R. Wanoschek, März 1972
- Nr. 10 Das Verformungsverhalten des Frankfurter Tons beim Tunnelvortrieb
Dipl.-Ing. G. Chambosse, Februar 1972
- Nr. 11 Beiträge in den Jahren 1972-1973



44131