

Mitteilungen der Versuchsanstalt für Bodenmechanik und Grundbau
der Technischen Hochschule Darmstadt

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

Heft 15

**Verformungsverhalten des Baugrundes
beim Baugrubenaushub und anschließendem Hochhausbau
am Beispiel des Frankfurter Tons**

**Dr.-Ing. P. Amann
Prof. Dr.-Ing. H. Breth
Dr.-Ing. D. Stroh**

Juni 1975

INHALT :

		Seite
Prof. Dr.-Ing. H. Breth	V o r w o r t	I
Dr. -Ing. P. Amann	Über den Einfluß des Verformungs- verhaltens des Frankfurter Tons auf die Tiefenwirkung eines Hochhauses und die Form der Setzungsmulde	1
Prof. Dr. -Ing. H. Breth Dr. -Ing. D. Stroh	Das Verformungsverhalten des Frankfurter Tons beim Aushub einer tiefen Baugrube und bei der anschließen- den Belastung durch ein Hochhaus	156

Vorwort

Als ich vor 20 Jahren nach Darmstadt kam, hatte ich sehr bald ein Gutachten über den Baugrund in der Frankfurter Innenstadt abzugeben. Auf der Suche nach vergleichbaren Aussagen mußte ich feststellen, daß diese wenig hilfreich waren. Insbesondere waren die wenigen vorliegenden Messungen mit den Setzungsvoraussagen nicht in Einklang zu bringen. Dies gilt sowohl für die Größe als auch für den zeitlichen Ablauf der Setzungen. Unter dem Züricher Hochhaus verhielt sich zum Beispiel der Ton anders als unter einem Pfeiler der Friedensbrücke, die nach dem Kriege wieder aufgebaut werden mußte. Ich leitete umfangreiche Messungen ein. Die meisten in der Folge gebauten Hochhäuser wurden beobachtet, wobei nicht nur die mittlere Setzung sondern auch die Durchbiegung der Gründungsplatten und der zeitliche Setzungsverlauf gemessen worden sind. Die erste, von Heil (1971) vorgenommene Auswertung der am Hotel Intercontinental durchgeführten Messungen, ließ erkennen, daß die dort gemessene Durchbiegung ohne besseres Verständnis des Verformungsverhaltens des Tons nicht erklärt werden kann.

Auf der Suche nach einem geeigneten Objekt ist es schließlich gelungen, unter der Hochschule für Erziehung nicht nur die Setzung dieses etwa 100 m hohen Neubaus sondern auch die Setzung des Tons unter diesem Hochhaus bis in etwa 40 m Tiefe zu messen. Die vom Baubeginn an durchgeführten Messungen brachten das bemerkenswerte Ergebnis, daß der Setzungsherd wesentlich höher liegt als allgemein angenommen wird. Des weiteren ließen die Messungen erkennen, daß die Setzung weniger als Verdichtung des Bodens unter der Bauwerkslast sondern als Schubverformung ohne nennenswerte Volumenänderung zu verstehen ist, womit sich auch der schnelle zeitliche Ablauf der Setzung erklärt. Parallel zu den Messungen wurden Verformungsversuche mit dem Frankfurter Ton ausgewertet und eine Arbeitsgruppe gebildet, die sich der Aufgabe unterzog, ein numerisches Rechenverfahren zu entwickeln, mit dem die im Versuch festgestellten nicht-elastischen Ver-

formungseigenschaften des Bodens in die Rechnung einbezogen werden konnten. Diese Arbeiten waren notwendig geworden, nachdem wir erkannt hatten, daß die gemessenen Setzungen mit den Versuchsergebnissen nicht in Einklang zu bringen sind, solange es nicht gelingt, das nicht-elastische Verhalten des Bodens in die Rechnung einzubeziehen. Die Auswertung der Messungen unter der Hochschule für Erziehung fand ihren Niederschlag in dem Beitrag von Amann.

Zur Vervollständigung unseres Wissens über den Verformungsvorgang im Baugrund haben wir in einem weiteren Schritt beim Neubau der Bank für Gemeinwirtschaft nicht nur die Setzung unter diesem Hochhaus sondern auch die Hebung des Baugrundes während des Aushubs der Baugrube gemessen. Über das Ergebnis dieser Messungen und ihre Übereinstimmung mit der Rechnung habe ich mit Stroh bei der Baugrundtagung 1974 in Frankfurt/Main berichtet.

Mit dem dort erhaltenen Ergebnis sind wir mit den parallel hierzu gewonnenen theoretischen Erkenntnissen nunmehr in der Lage, ein vollständiges Bild über die Verformung des Baugrundes beim Aushub der Baugrube und dem nachfolgenden Hochhausbau zu vermitteln. Die Hebung des Bodens während des Baugrubenaushubs hat sich inzwischen als wertvolles Richtmaß zur Überprüfung der Setzungsvoraussage erwiesen. Dies besonders in einem Gebiet, in dem keine Erfahrungen über Bauwerkssetzungen vorliegen.

Das Verständnis des Verformungsablaufes ist von grundlegender Bedeutung für die richtige Einschätzung der Beanspruchung und Bemessung der Gründungsplatte, weil die Schubbeanspruchung des Bodens während des Baugrubenaushubs sich auch auf die Beanspruchung der Platte auswirken kann. Um diesen Einfluß prüfen zu können, untersuchen wir zur Zeit die Verformung des Bodens während des Baugrubenaushubs mit zunehmender Aushubtiefe mit dem Ziel, ein Kriterium für die zulässige Aushubtiefe bei vorgegebenem Schubmodul des Bodens zu finden. Über das Ergebnis dieser Untersuchung werden wir bei der Europäischen Baugrundtagung in Wien 1976 berichten. Des weiteren

wollen wir im Rahmen eines Forschungsvorhabens untersuchen, wie das von den Eigenspannungen und vom Baugrubenaushub vorgeprägte Verformungsverhalten des Bodens bei der Bemessung der Gründungsplatte berücksichtigt werden kann. Diese Untersuchung scheint mir auch deswegen nützlich zu sein, weil die am Frankfurter Ton gewonnenen Erkenntnisse allgemeingültig und auf alle Böden anwendbar sind, wenngleich ihre Auswirkungen nach der Baumaßnahme und der Bodenart verschieden sein werden.

Abschließend möchte ich nicht versäumen, allen, die uns bei der Durchführung unserer Messungen und Untersuchungen geholfen haben, zu danken. Unser Dank gilt den Bauherren für ihre Zustimmung zu den Messungen und für die Übernahme der Kosten, den Baufirmen für ihre personelle und materielle Unterstützung und nicht zuletzt der Deutschen Forschungsgemeinschaft für die uns zuteil gewordene großzügige Förderung.

Darmstadt, im Mai 1975

H. Breth

Heil, H. Der Einfluß der Steifigkeit von Stahlbetonskelettbauten auf die Verformung und Beanspruchung von Gründungsplatten auf Ton.
Mitteilungen der Versuchsanstalt für Bodenmechanik und Grundbau der Technischen Hochschule Darmstadt, Heft 8, 1971

Über den Einfluß des Verformungsverhaltens des
Frankfurter Tons auf die Tiefenwirkung eines
Hochhauses und die Form der Setzungsmulde

Dr.-Ing. P. Amann

Inhaltsverzeichnis:

	<u>Seite</u>
1. Einleitung	1
2. Aufgabenstellung	7
3. Derzeitiger Stand der Kenntnisse über die rechnerische Ermittlung von Spannungen und Verformungen im Baugrund infolge Bauwerkslasten	9
3.1 Allgemeines	
3.2 Lösungen nach der Elastizitätstheorie	
3.2.1 Lösungen nach der Theorie des elastisch-isotropen Halbraums	
3.2.2 Modifikation des Halbraums nach der Elastizitätstheorie	11
3.3 Spannungsverteilung aufgrund von Gleichgewichtsaussagen	18
3.4 Numerische Lösungsansätze	19
4. Setzungsmessungen unter einem auf steifplastischem Ton gegründeten Hochhaus	28
4.1 Allgemeines	
4.2 Bauwerk und Untergrund	
4.3 Anordnung der Meßpegel	32
4.4 Aufbau und Arbeitsweise der Meßpegel	35
4.5 Ergebnis der Pegelmessungen	
4.6 Verformungen der Gründungsplatte	40
5. Numerische Berechnung der Spannungen und Verformungen im Boden unter Berücksichtigung eines nicht-linearen und wegabhängigen Stoffverhaltens	42
5.1 Allgemeines	
5.2 Ermittlung der Spannungs-Dehnungsbeziehung aus Dreiaxialversuchen	43
5.3 Spannungswege im Boden unter der Bauwerkslast und im Dreiaxialversuch	48
5.4 Im Rechenprogramm verwendete Spannungs-Dehnungsbeziehung	54
5.5 Beschreibung des Rechenprogramms	56

	<u>Seite</u>
6. Auswertung der Dreiaxialversuche mit Frankfurter Ton zur Ermittlung der Stoffkennwerte für die Berechnung	62
6.1 Darstellung des gewählten Stoffansatzes nach Duncan und Chang	
6.2 Versuche mit Erstbelastung und $\sigma_3 = \text{const.}$	66
6.2.1 Durchführung und Auswertung der Versuche nach Duncan und Chang	
6.2.2 Vorschlag zur verbesserten Auswertung der dreiaxialen Druckversuche	73
6.3 Versuche mit Erstbelastung und $\sigma_1 = \text{const.}$	76
6.4 Versuche mit Ent- und Wiederbelastung	82
7. Anwendung des Berechnungsverfahrens auf das Hochhaus AfE und Vergleich mit den Meßergebnissen	83
7.1 Berechnungsannahmen	
7.2 Grundzüge der Berechnung und Ergebnisse	87
7.2.1 Spannungsbereiche und Lastsetzungslinien	
7.2.2 Verteilung der Setzungen nach der Tiefe	94
7.2.3 Einfluß des nicht-linearen Stoffverhaltens auf die Verteilung der Spannungen	97
7.2.4 Einfluß der Querdehnungszahl und des Ruhedruckes auf die Lastsetzungslinie und die Setzungsverteilung	100
7.3 Vergleich der Messungen am Hochhaus AfE mit der Berechnung und mit Feldmessungen aus der Literatur	103
8. Vorschlag eines Näherungsverfahrens zur Berechnung der Setzung von Hochhäusern auf Frankfurter Ton	109
8.1 Ausgangslage des Näherungsverfahrens	
8.2 Ermittlung des Verformungsmoduls im Wiederbelastungsbereich	110
8.3 Ermittlung des Verformungsmoduls im Erstbelastungsbereich	112
8.4 Anwendung des Näherungsverfahrens und Hinweise für die Praxis	115
9. Auswirkung der beobachteten Setzungsverteilung auf die Nachbarbebauung und die Beanspruchung der Gründungsplatte	118
9.1 Setzungsmulde und Nachbarbebauung	
9.2 Beanspruchung der Gründungsplatte	121
9.2.1 Durchgeführte Berechnungen und Berechnungsannahmen	

	<u>Seite</u>
9.2.2 Vergleichsbeispiel	122
9.2.3 Gründungsplatte des Hochhauses AfE	126
10. Zusammenfassung	128
11. Literaturverzeichnis	131
<u>ANHANG</u>	141
A1. Konstruktion der Setzungsmeßpegel	142
A2. Einbau der Setzungsmeßpegel im Boden	144
A3. Einbau der Setzungsmeßpegel im Bauwerk	145
A4. Anlage des Feinnivellements	

<u>Bildregister</u>		<u>Seite</u>
1.1	Spannungen und Verschiebungen im elastisch-isotropen Halbraum unter einer Einzellast	2
1.2	Setzungsberechnung nach DIN 4019	2
3.1	Ermittlung der Vertikalspannung in der Lastachse einer schlaffen Kreislast nach dem Superpositionsprinzip	13
3.2	Verteilung der Vertikalspannungen im Horizontalschnitt für den modifizierten Halbraum	14
3.3	Einfluß einer begrenzten Schichtmächtigkeit auf die Vertikalspannungen und Setzungen	13
3.4	Vertikalspannungen unter einer tiefgegründeten schlaffen Kreisfläche (Kezdi 1958)	15
3.5	Einfluß der Anisotropie auf die Setzungen (Barden, 1963)	15
3.6	Verteilung der Vertikalspannungen und Setzungen unter einer Einzellast für mit der Tiefe zunehmenden Elastizitätsmodul	17
3.7	Geradlinige Druckausbreitung im Halbraum (Fröhlich, 1934)	15
3.8	Einfluß nichtlinearer Stoffansätze auf die Spannungen und Verschiebungen bei einem starren Kreisfundament (Shirokov et. al. , 1971)	24
3.9	Vergleich der Vertikalspannungen unter einem flachgegründeten Modellfundament auf Sand für linear-elastischen und nicht-linear-elastischen Stoffansatz (Wibel, 1970)	27
4.1	Schnitt durch das Hochhaus AfE mit Setzungsepegeln	29
4.2	Grundriß der Fundamentplatte mit Meßeinrichtungen	29
4.3	Ergebnis der Tiefbohrung neben dem Hochhaus AfE	31
4.4	Einfluß der Bauwerkssteifigkeit auf die Setzungsverteilung	33
4.5	Schematische Darstellung eines Pegels mit Meßeinrichtung	34

	<u>Seite</u>	
4.6	Tiefenlage der Verankerungspunkte	34
4.7	Mittlere Setzung des Hochhauses AfE und der Pegelanker	37
4.8	Zeitliche Setzung der Pegelanker in % der Gesamtsetzung	38
4.9	Verteilung der Setzungen nach der Tiefe in % der Gesamtsetzung	38
4.10	Gemessene Verformungen der Gründungsplatte	41
5.1	Definition der Oktaederspannungen und Oktaederdehnungen	45
5.2	Druck-Setzungslinie im Dreiaxialversuch bei Be- und Entlastung	49
5.3	Kriterien für die Unterscheidung von Spannungswegen	49
5.4	Schematische Darstellung der Bereiche mit gleichgerichtetem Spannungsweg unter einem kreisförmigen Bauwerk	51
5.5	Spannungswege beim Aushub	52
5.6	Spannungswege bei der Fundamentbelastung	52
5.7	Programmablauf	58
5.8	Programmsteuerung	59
6.1	Herleitung des Stoffansatzes nach Duncan/Chang	64
6.2	Dreiaxialversuch mit Frankfurter Ton; $\sigma_3 = \text{const.}$	67
6.3	Auswertung des Dreiaxialversuchs Bild 6.2 nach Duncan/Chang	68
6.4	Streubereiche der Stoffparameter für Frankfurter Ton nach Tab. 6.1 ($\sigma_3 = \text{const.}$)	71
6.5	Abhängigkeit der Parameter n und K vom Porenvolumen (nach Janbu, 1963)	72
6.6	Abweichung der Druck-Setzungslinie von einer Hyperbel	72
6.7	Auswertung des Dreiaxialversuchs Bild 6.2 mit 2 Hyperbelabschnitten	74

	<u>Seite</u>	
6.8	Bestimmung der Übergangsspannungen im Schnittpunkt von Hyperbel 1 und Hyperbel 2	75
6.9	Vergleich der Druck-Setzungslinien aus dem Versuch mit der analytischen Fassung	75
6.10	Dreiaxialversuch mit Frankfurter Ton; $\sigma_1 = \text{const.}$	78
6.11	Auswertung des Dreiaxialversuchs Bild 6.10	79
6.12	Dreiaxialversuche mit Ent- und Wiederbelastung	81
7.1	NETZ T2; Elementnetz für die Parameterstudie	86
7.2	Ausschnitt NETZ T2; Fundamentbereich	85
7.3	Bereiche gleichgerichteter Spannungswege im Untergrund beim Aushub und bei der Fundamentbelastung bis zum Erreichen der Aushublast	89
7.4	Bereiche gleichgerichteter Spannungswege im Untergrund bei der Fundamentbelastung nach dem Erreichen der Aushublast bis zur Fertigstellung des Bauwerkes	90
7.5	Hauptspannungskreise während der Berechnung	91
7.6	Berechnete Lastsetzungslinien	92
7.7	Bereiche gleichgerichteter Spannungswege im Untergrund bei der Fundamentbelastung; Gründung an der Geländeoberfläche	93
7.8	Berechnete Setzungsverteilung nach der Tiefe für aufeinanderfolgende Lastschritte	95
7.9	Vergleich der berechneten Setzungsverteilungen für linearen und nicht-linearen Stoffansatz	95
7.10	Spannungen in der Lastachse für konstanten Elastizitätsmodul; Vergleich von numerischer und geschlossener Lösung	98
7.11	Sohldruckverteilung; Vergleich von numerischer und geschlossener Lösung	98
7.12	Sohldruckverteilung für nicht-linearen Stoffansatz bei Belastung ohne Aushub	98
7.13	Spannungen in der Lastachse für nicht-linearen Stoffansatz; Belastung ohne Aushub	99

	<u>Seite</u>	
7.14	Vergleich der Spannungen in der Lastachse für linearen und nicht-linearen Stoffansatz	99
7.15	Einfluß der Querdehnungszahl auf die Last-Setzungslinie und die Setzungsverteilung	102
7.16	Einfluß des Ruhedruckes auf die Last-Setzungslinie und die Setzungsverteilung	102
7.17	NETZ T3; Elementnetz für den Vergleich zwischen der Berechnung und den Meßergebnissen	104
7.18	Ausschnitt NETZ T3; Fundamentbereich	105
7.19	Vergleich der unter dem Hochhaus AfE gemessenen und berechneten Setzungsverteilung	106
7.20	Einfluß einer angenommenen Störung in der Gründungs- sohle auf die Setzungsverteilung	106
7.21	Vergleich von gemessenen Setzungsverteilungen mit der Setzungsverteilung nach Boussinesq	108
8.1	Einfluß von Ent- und Wiederbelastung und Erstbelastung auf die Setzung eines Bauwerks.	111
8.2	Ermittlung der Setzungen für nach der Tiefe zunehmenden Zusammendrückungsmodul	111
9.1	Berechnete Setzungsmulden für aufeinanderfolgende Lastschritte	119
9.2	Vergleich der berechneten Setzungsmulden für linearen und nicht-linearen Stoffansatz	119
9.3	Einfluß der Querdehnungszahl und des Ruhedruckes auf die Setzungsmulde	120
9.4	Vergleichsbeispiel nach dem Steifemodulverfahren; Einfluß eines tiefenabhängigen Zusammendrückungsmoduls auf die Setzungsmulde	124
9.5	Vergleichsbeispiel nach dem Steifemodulverfahren; Beanspruchung der Gründungsplatte für konstanten und mit der Tiefe linear zunehmenden Zusammendrückungsmodul	125

	<u>Seite</u>
9.6 Beanspruchung der Gründungsplatte des Hochhauses AfE für konstanten und nach der Tiefe linear zunehmenden Zusammendrückungsmodul	127
A1 Aufbau eines 5 m tiefen Pegels	147
A2 Meßeinrichtung	148
A3 Bewegungsmuffe	149
A4 Dichtungsdurchbruch	150
A5 Vorgang beim Pegeleinbau	151
A6 Einbau von Pegel P4	152
A7 Eindichten von Pegel P6	153
A8 Ausbildung der Pegelabstützung im Fundament (P6)	154
A9 Anlage des Feinnivellements	155

Verzeichnis der Tabellen

4.1 Sofortsetzung im Pegelfeld	36
5.1 Zusammenhang zwischen den Elastizitätswerten	45
6.1 Stoffparameter nach Duncan-Chang für Frankfurter Ton; $\sigma_3 = \text{const.}$	69
6.2 Stoffparameter für Frankfurter Ton; $\sigma_1 = \text{const.}$	80
7.1 Stoffkennwerte für die Berechnungen	85
8.1 Zusammenstellung der gemessenen und berechneten Setzungen von Hochhäusern auf Frankfurter Ton	114

Häufig verwendete Bezeichnungen

B	Fundamentbreite
c, c'	Kohäsion, wirksame Kohäsion
D	Deviator, Hauptspannungsdifferenz, Beanspruchung
E	Elastizitätsmodul
E_c	konstanter Elastizitätsmodul
E_G	Verformungsmodul für den Eigengewichtszustand
E_t	Tangentenmodul in der Erstbelastung
E_W	Wiederbelastungsmodul
E_s	Steifemodul, Zusammendrückungsmodul des Baugrundes
EB	Spannungsweg in der Erstbelastung oder Bodenbereiche unter dem Fundament überwiegend in der Erstbelastung
f	Durchbiegung
FUK	Fundamentunterkante
G	Schubmodul
i	Einflußwert der Spannungen; Zählvariable
I	Trägheitsmoment
K	Volumenmodul; Stoffparameter
k	Ordnungszahl nach Fröhlich; Zählvariable
KS	Systemsteifigkeit
L	Fundamentlänge
M	Biegemomente
n	Stoffparameter; Porenvolumen
oct	Index für oktaedrische Größe
P	Belastung

p, q, g	Belastung pro Flächeneinheit
p_a	atmosphärischer Druck
R	Radius
r	Radius, Abszisse
R_f	Stoffparameter
s, s_m	Setzung, mittlere Setzung
SL	Stress-Level, Beanspruchung
T	Aushubtiefe
V	Volumen
WB	Spannungsweg in der Wiederbelastung oder Bodenbereiche unter dem Fundament überwiegend in der Wiederbelastung
z	Tiefe, Ordinate
Δ	Zeichen für differentielle Größe
Θ	Koordinate in Umfangsrichtung
ϵ	Dehnung
ϵ_1, ϵ_3	Hauptdehnungen
γ	Gleitung; Raumgewicht
λ, λ_T	Ruhedruckbeiwert, - des Tons
$\nu, \nu_T = \frac{1}{m}$	Querdehnungszahl, - des Tons
ϱ, ϱ'	Reibungswinkel, wirksamer Reibungswinkel
σ, σ'	Normalspannung, wirksame Normalspannung
σ_1, σ_3	Hauptnormalspannungen
τ	Schubspannung

Dimensionen

Längen:

[cm]	Zentimeter
[m]	Meter
[mm]	Millimeter
["]	Zoll

Kräfte:

[kp]	Kilopond
[Mp]	Megapond

Sonstige:

[°]	Altgrad
[%]	Prozent

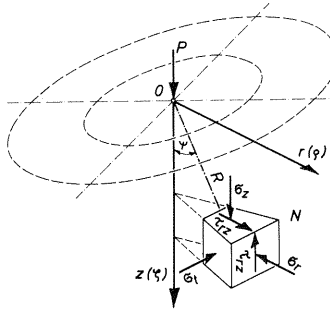
1. Einleitung

Bei der Belastung des Untergrundes durch ein Bauwerk treten im Boden Verformungen auf, die sich dem Bauwerk - in Wechselwirkung mit dem Untergrund - als Setzung und Setzungsunterschied mitteilen. Zu ihrer Berechnung wird in der Baupraxis üblicherweise von einer Spannungsverteilung nach den Ansätzen der Elastizitätstheorie ausgegangen. Die hierzu notwendigen Formeln und Tabellen gehen auf die Arbeiten von Boussinesq (1885) zurück, der die Spannungsgleichungen im elastisch-isotropen, homogenen und gewichtslosen Halbraum für eine auf der Oberfläche angreifende lotrechte Einzellast abgeleitet hat (Bild 1.1).

Bereits Föppl (1897) stellte in einem Belastungsversuch fest, den er zur Überprüfung der Boussinesq'schen Theorie ausführte, daß diese die wirklichen Verhältnisse nicht zutreffend beschreibt.

In den zahlreichen Setzungsmessungen, die im Laufe der folgenden Jahrzehnte ausgeführt worden sind, haben sich die Unterschiede zwischen den gemessenen und den nach der Elastizitätstheorie berechneten Setzungen bestätigt.

Bei der Übertragung der Theorie des Halbraums auf den Boden wird dieser ebenfalls als Kontinuum betrachtet, was zunächst als grobe Näherung angesehen werden muß. Man ist derzeit jedoch gezwungen, diese grundlegende Annahme gelten zu lassen. Hiervon ausgehend gründen sich die Unsicherheiten bei Setzungsberechnungen zu einem nicht geringen Teil auf Einflüsse, die auf mangelnde Homogenität und Isotropie des Bodens, auf Störungen bei der Entnahme und Untersuchung der Bodenproben und auf die oft unsichere Ermittlung der Belastung zurückzuführen sind. Als eigentliche Ursache aber für die Abweichungen gegenüber der Boussinesq'schen Theorie ist das Verformungsverhalten der Böden anzusehen, welches vom Hooke'schen Gesetz abweicht.



Spannungen:

$$\sigma_z = \frac{3 \cdot P}{2\pi \cdot R^2} \cos^3 \psi = \frac{3P}{2\pi z^2} \cdot \cos^5 \psi$$

$$\sigma_r = \frac{P}{2\pi \cdot R^2} \left[3 \cdot \cos \psi \cdot \sin^2 \psi - (1 - 2\nu) \frac{1}{1 + \cos \psi} \right]$$

$$\sigma_\phi = \frac{P}{2\pi \cdot R^2} (1 - 2\nu) \left[\frac{1}{1 + \cos \psi} - \cos \psi \right]$$

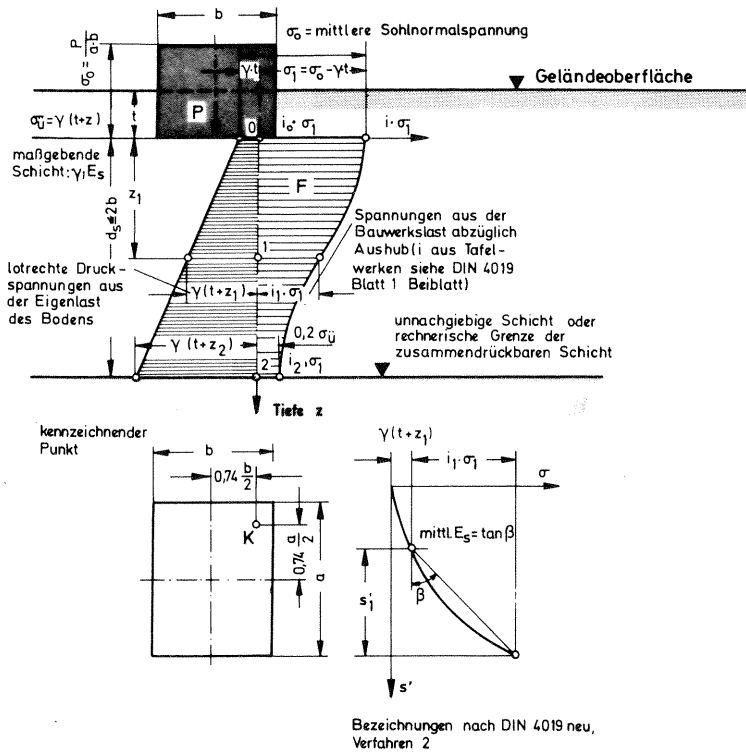
$$\tau_{rz} = \frac{3 \cdot P}{2\pi \cdot R^2} \cdot \cos^2 \psi \cdot \sin \psi$$

Verschiebungen:

$$\xi = \frac{P}{2\pi \cdot R} \cdot \frac{1 + \nu}{E} \left[\cos^2 \psi + 2 \cdot (1 - \nu) \right]$$

$$\varrho = \frac{P}{2\pi \cdot R} \cdot \frac{1 + \nu}{E} \left[\cos \psi - (1 - 2\nu) \frac{1}{1 + \cos \psi} \right] \cdot \sin \psi$$

Bild 1.1: Spannungen und Verschiebungen im elastisch-isotropen Halbraum unter einer Einzellast



$$\Delta s = \frac{\Delta F}{E_s} = \frac{i \cdot \sigma_1 \cdot \Delta z}{E_s}$$

$$s = \alpha \cdot \Sigma \Delta s$$

α = Abminderungsfaktor

Bild 1.2: Setzungsberechnung nach DIN 4019

In diesem Zusammenhang seien die folgenden Unterschiede gegenüber der Elastizitätstheorie genannt:

Die Dehnungen des Bodens stehen in keiner linearen Beziehung zu den Spannungen, d. h. sein Verformungsverhalten hängt vom jeweiligen Spannungszustand ab.

Vor einem Eingriff herrschen im Boden Eigengewichtsspannungen, die sein Verformungsverhalten beeinflussen und von seiner Spannungsgeschichte abhängen.

Das Verformungsverhalten des Bodens hängt vom Spannungsweg ab.

Die aufnehmbaren Spannungen sind durch die Bruchbedingung begrenzt.

Spannungsgeschichte und Spannungsweg beschreiben die Abfolge von Spannungszuständen im Boden. Unter der "Spannungsgeschichte" wird dabei hauptsächlich die geologische Vergangenheit eines Bodens verstanden, welche die Größe des Seitendruckes und der Schubbeanspruchung im Boden vor Beginn einer Baumaßnahme bestimmen. Mit dem "Spannungsweg" werden mehr die aufeinanderfolgenden Spannungszustände im Boden infolge der Baumaßnahme selbst beschrieben. Wie in Kap. 5.3. näher erläutert wird, hängt das Stoffverhalten eines Bodens überwiegend von der Größe der Schubbeanspruchung ab. Demnach kann das Verformungsverhalten des Bodens je nach dem Eigen Spannungszustand und der Richtung der äußeren Belastung im Untergrund von Ort zu Ort verschieden sein, wobei auch durch Fließzonen bedingte Spannungsumlagerungen von Einfluß sind.

Es ist mehrfach versucht worden, dem tatsächlichen Deformationsverhalten des Baugrundes durch eine Modifikation des Halbraums näher zu kommen. Die wichtigsten Arbeiten hierüber hat Borowicka (1964/65)

zusammengestellt. In den modifizierten Ansätzen wurde unter anderem versucht, die Abhängigkeit des Elastizitätsmoduls vom Eigengewichtszustand durch die Annahme eines mit der Tiefe zunehmenden Elastizitätsmoduls zu erfassen. Dies muß solange als grobe Näherung aufgefaßt werden, wie der Einfluß des Aushubes vor dem Aufbringen der Bauwerkslast und der Einfluß der Bauwerksspannungen auf das Stoffverhalten des Bodens nicht untersucht worden sind.

In der Praxis haben die Unterschiede zwischen den berechneten und den gemessenen Setzungen zur Anwendung eines stark vereinfachten Berechnungsmodells geführt. Es geht auf die Arbeiten von Terzaghi (1925) und die Nachahmung des Setzungsverganges in dem von ihm entwickelten Kompressionsversuch zurück. Unabhängig von den wirklichen Vorgängen im Boden werden dabei die Vertikalspannungen nach Boussinesq in einem als repräsentativ angenommenen Schnitt und der Steifemodul aus dem Kompressionsversuch in die Berechnungen eingeführt (Bild 1.2). An das Modell gebunden sind ferner die Annahmen über die Größe der setzungs-erzeugenden Sohlpressung und über die Einflußtiefe des Bauwerks. Die Übereinstimmung mit den wirklichen Setzungen wird durch eine Korrektur des Steifemoduls bzw. durch Abminderungsfaktoren erreicht, die entsprechend den Erfahrungen mit ausgeführten Bauwerken gewählt werden.

Zur Berechnung der mittleren Setzung liegen für die Anwendung dieses Berechnungsmodells meist ausreichende Erfahrungen vor. Es ist aber für all die Aufgabenstellungen unzureichend, bei denen die Form der Setzungsmulde von Bedeutung ist. Von ihr hängen die Beanspruchung des Gründungskörpers und die Setzungen benachbarter Bauwerke ab. Die Form der Setzungsmulde wird entscheidend von der Zusammendrückung des Untergrundes nach der Tiefe, d. h. von dessen Stoffverhalten beeinflusst. Nach den gegenwärtigen Erkenntnissen ist

aber weitgehend ungeklärt, wie sich die Setzung im Boden über die Tiefe verteilt. Es besteht bisher nur die theoretisch gestützte und durch wenige Messungen belegte Vermutung, daß die Setzungen im Untergrund mehr zum Fundament konzentriert sind, als sich nach der Elastizitätstheorie ergibt. Die in- und ausländischen Normen für die Setzungsberechnung geben daher meist sehr unterschiedliche Grenztiefen an.

Die Aktualität der Frage nach der Tiefenwirkung eines Bauwerks geht aus dem Interesse hervor, das dieses Thema 1973 in Moskau auf der letzten internationalen bodenmechanischen Fachtagung, der "VII. Internationalen Konferenz für Bodenmechanik und Grundbau" gefunden hat. Gorbunov-Possadov und Davydov (1973), die sich in ihrem Generalbericht zur Session 2 eingehend mit der Verteilung der Setzungen nach der Tiefe auseinandersetzen, verzeichnen nicht weniger als 7 weitere Berichte der Tagung, die sich mit diesem Thema beschäftigen. Im Mittelpunkt der insgesamt 4 Hypothesen, welche die Generalberichter als mögliche Erklärung für das rasche Abklingen der Setzung nach der Tiefe angeben, stehen die Nichtlinearität des Spannungs-Dehnungs-Verhaltens der Böden und die Wirkung des Eigengewichtszustandes. Im Zusammenhang mit der Empfehlung, diese Ursachen theoretisch näher zu ergründen, weisen sie auch auf die Notwendigkeit hin, die Auswirkung des hochliegenden Setzungsherd auf die Beanspruchung der Gründungsplatten systematisch zu untersuchen und praktisch verwertbare Berechnungsverfahren zu entwickeln.

Zu der Unsicherheit bei der Bemessung von Gründungsplatten tragen auch die Schwierigkeiten bei der Abschätzung der wirksamen Bauwerksteifigkeit bei. Schultze (1962), Muhs/Weiss (1963) und Breth/Heil(1963) und andere haben daher versucht, die Steifigkeit von Hochbauten aus den gemessenen Setzungsmulden zu ermitteln. Eine solche Auswertung setzt jedoch ebenfalls die Kenntnis der Zu-

sammendrückbarkeit des Untergrundes nach der Tiefe voraus. Heil (1971) hat die Setzungsmulden zweier Bauwerke, die auf Frankfurter Ton gegründet sind unter Berücksichtigung der Zeitabhängigkeit der Verformungen in Beton und Boden nachgerechnet. Obgleich ihm der Einfluß der Zusammendrückbarkeit des Tons nach der Tiefe bekannt war, mußte er bei den Berechnungen von den Annahmen für den elastischen Halbraum ausgehen, da Meßwerte über das tatsächliche Verformungsverhalten des Untergrundes fehlten. Aus seinen Untersuchungen ergab sich die in der vorliegenden Arbeit verwirklichte Anregung, die Verteilung der Zusammendrückung des Untergrundes nach der Tiefe unter einem Hochhaus in Frankfurt zu messen. Ausgehend von dem Ergebnis dieser Messung sollten dann am Beispiel des Frankfurter Tons der Einfluß eines nichtlinearen und wegabhängigen Stoffansatzes auf die Verteilung der Verformungen und Spannungen im Baugrund untersucht werden.

Im folgenden Kapitel werden die Aufgabenstellung und der eingeschlagene Lösungsweg näher erläutert.

2. Aufgabenstellung

Es sollen Feldmessungen und numerische Berechnungen durchgeführt werden mit dem Ziel, die Wirkung der Nichtlinearität und der Wegabhängigkeit des Stoffverhaltens eines Bodens auf die Verteilung der Verformungen und Spannungen im Baugrund unter Bauwerkslasten aufzuzeigen. Hierzu sollen unter einem Bauwerk die Verteilung der Setzungen nach der Tiefe gemessen und mit einem nichtlinearen und wegabhängigen Stoffansatz nachgerechnet werden. Die Anwendbarkeit des Stoffansatzes und der Berechnungsmethode soll durch den Vergleich der gemessenen mit den berechneten Werten überprüft werden. Schließlich soll mit der so überprüften Berechnungsmethode der Einfluß derjenigen Parameter aufgezeigt werden, welche sich auf die Spannungsgeschichte im Baugrund und auf die Verteilung von Verformungen und Spannungen auswirken und nicht versuchsmäßig bestimmt werden konnten. Der Umfang der Untersuchungen sollte im Rahmen der vorliegenden Arbeit auf die im folgenden genannten Punkte beschränkt bleiben:

Um für die Auswertung ausreichend große Meßwerte zu bekommen, erschien es wünschenswert, die Messungen in einem Boden mit großer Setzungsfähigkeit durchzuführen. Vom Bauwerk wurde verlangt, daß es eine große Tiefenwirkung besitzt, damit der Einfluß des spannungsabhängigen Stoffverhaltens deutlich zum Ausdruck kommt. Es wurde ein Bauwerk mit quadratischer Gründungsplatte in der Frankfurter Innenstadt ausgewählt, deren Untergrund aus einem steifplastischen Ton besteht und wo die Untersuchungen für die Zukunft infolge der zunehmenden Verdichtung der Bebauung auch von praktischem Wert sind.

Zur Durchführung der Messungen soll eine geeignete Meßeinrichtung gebaut und in den Untergrund unter dem Bauwerk eingebracht werden.

In der numerischen Berechnung soll zusammen mit dem nichtlinearen Stoffansatz der Eigengewichtszustand, der Aushubvorgang und der Spannungsweg im Boden berücksichtigt werden. Entsprechend der

Bauwerksform sollen diese Untersuchungen auf den rotationssymmetrischen Fall beschränkt bleiben.

Im Hinblick auf die praktische Anwendbarkeit des Verfahrens soll versucht werden, einen geeigneten Stoffansatz aus routinemäßigen Dreiaxialversuchen mit Frankfurter Ton zu gewinnen. Da die Untersuchungen den Zeiteinfluß außer acht lassen, sind nur konsolidierte und entwässerte Versuche heranzuziehen.

In der Parameterstudie sind ausser dem Wechsel von Ent- und Wiederbelastung mit der Erstbelastung der Einfluß des Ruhedruckwertes und der Querdehnungszahl auf die Verteilung der Setzungen zu untersuchen.

Dabei soll auch gezeigt werden, wie die Spannungsverteilung im Baugrund durch den nichtlinearen Stoffansatz gegenüber der Elastizitätstheorie beeinflußt wird.

Das Ergebnis der Untersuchungen ist nach Möglichkeit im Vorschlag eines einfachen Näherungsverfahrens zusammenzufassen, das die Setzungen und ihre beobachtete Verteilung nach der Tiefe für baupraktische Berechnungen hinreichend genau wiedergibt.

Schließlich sollen die Auswirkungen der beobachteten Setzungsverteilung auf die Nachbarbebauung und auf die Beanspruchung der Gründungsplatte aufgezeigt werden.

3. Derzeitiger Stand der Kenntnisse über die rechnerische Ermittlung von Spannungen und Verformungen im Baugrund infolge Bauwerkslasten

3.1 Allgemeines

In diesem Abschnitt soll ein kurzer Überblick über die geschlossenen Lösungen zur Bestimmung des Spannungs- und Verschiebungszustandes im Baugrund gegeben werden. Der Überblick soll auf die grundlegenden Arbeiten und entsprechend der Aufgabenstellung auf die Wirkung lot-rechter und insbesondere rotationssymmetrischer Lasten beschränkt werden.

3.2 Lösungen nach der Elastizitätstheorie

Die meisten der bisher bekannten elastizitätstheoretischen Ansätze zur Ermittlung der Spannungen und Verschiebungen im Baugrund gehen von der Lösung für eine Einzellast aus. Wegen der Gültigkeit des Superpositionsgesetzes in der Elastizitätstheorie können Flächenlasten in differentielle Einzellasten unterteilt und deren Wirkung zur Gesamtwirkung der Lastfläche aufsummiert werden. Bezeichnend für den mathematischen Aufwand, den bereits einfache Randbedingungen mit sich bringen, ist die Tatsache, daß viele Lösungen für den Halbraum aus der theoretischen Mechanik stammen – zunächst ohne Bezug auf die Anwendung in der Bodenmechanik. Geschlossene Lösungen für Flächenlasten sind für die Spannungen meist nur in der Lastachse und für die Verschiebungen meist nur in speziellen Punkten der Halbraumoberfläche erhältlich.

3.2.1 Lösungen nach der Theorie des elastisch-isotropen Halbraums

Boussinesq hat die exakten Lösungen für den Spannungs- und Verschiebungszustand im Halbraum unter einer lotrechten, an der Oberfläche angreifenden Einzellast nach der Methode des elastischen Potentials abgeleitet (Bild 1.1). Dabei wurde der Halbraum als ideal-elastisch, homogen, isotrop und gewichtslos vorausgesetzt.

Ebenfalls unter Benutzung von Potentialfunktionen nach Boussinesq hat Love (1929) Lösungsansätze für beliebig begrenzte schlaife Oberflächenlasten aufgestellt und die Lösungen für die Spannungen unter rechteckförmig und kreisförmig begrenzten, gleichmäßig verteilten Lasten angegeben. Während die Spannungen unter Rechtecklasten noch in geschlossener Form angeschrieben werden können, ist dies bei kreisförmigen Lasten nur in der Symmetrieachse möglich. Die Lösungen von Love für die Kreislast wurden von Ahlvin und Ulery (1962) in Tabellen ausgewertet.

Zur formalen Ermittlung der Verschiebungen muß neben den Ableitungen der Potentialfunktion auch diese selbst bekannt sein. Das führt im allgemeinen dazu, daß die Verschiebungen nach der Elastizitätstheorie weit schwieriger zu bestimmen sind als die Spannungen. Bei bekanntem Spannungszustand wird man die Verschiebungen meist einfacher durch eine numerische Integration der Dehnungen ermitteln.

Die für die praktische Berechnung bedeutenste Anwendung des Superpositionsprinzips stammt von Steinbrenner (1934). Er hat die vertikalen Spannungen und Setzungen unter dem Eckpunkt einer schlaffen Rechtecklast bestimmt und in Tafeln niedergelegt. Bild 3.1 zeigt die Anwendung des Superpositionsprinzips am Beispiel einer kreisförmigen Lastfläche. Die Ausführung der Integration ist auch hier wie in den meisten Fällen nur auf numerischem Wege möglich.

Da die Festigkeitseigenschaften des Baugrundes gegenüber den tragenden Bauwerksteilen wesentlich schlechter sind, müssen die Lasten über mehr oder weniger biegesteife Fundamente abgetragen werden. Eine geschlossene Lösung nach der Elastizitätstheorie ist nur für das starre Fundament möglich und wurde erstmals von Boussinesq für die Verteilung der Kontaktspannungen und die Fundamentsetzung eines kreisförmigen Fundamentes angegeben. Schiffmann und Aggarwala (1961) haben für die elliptische Lastfläche mit der Kreisform als Sonderfall einen Lösungsansatz nach der Potentialtheorie auf das starre Fundament ange-

wendet. Die von ihnen zahlenmäßig angegebenen Lösungen beschränken sich jedoch auf die Angabe der Spannungsverteilung in der Lastachse.

Die Annahmen, die dem Boussinesq'schen Halbraum zugrunde liegen, sind, gemessen an den natürlichen Verhältnissen, stark vereinfachend. Deshalb wurde vielfach versucht, die elastizitätstheoretischen Lösungen durch eine Verbesserung der Randbedingungen und eine Modifikation der elastischen Eigenschaften des Halbraums den natürlichen Gegebenheiten anzupassen. Wegen der mathematischen Schwierigkeiten, die sich bereits bei einer geringfügigen Erweiterung der Boussinesq'schen Annahmen für den Halbraum einstellen, sind die bisher bekannten Untersuchungen dabei auf die wenigen im folgenden Abschnitt genannten Lösungen beschränkt geblieben.

3.2.2 Modifikationen des Halbraums nach der Elastizitätstheorie

Im Gegensatz zur Annahme eines unendlich ausgedehnten Halbraums, ist die Dicke der setzungsfähigen Schichten in der Natur begrenzt. Außerdem greifen die Lasten meist unterhalb der Geländeoberfläche in der Gründungstiefe eines Bauwerks an. Es wurde weiter beobachtet, daß Böden infolge des Ablagerungsvorganges häufig horizontal weniger zusammendrückbar sind als vertikal. Entsprechend der aus dem Kompressionsversuch bekannten Druckabhängigkeit des Steifemoduls muß auch der Spannungszustand aus dem Eigengewicht die Zusammendrückbarkeit des Untergrundes beeinflussen.

Es wurde versucht, diese Einschränkungen der Boussinesq'schen Theorie durch die Anwendung der Lösungen für die folgenden Sonderfälle zu erfassen:

Belastung einer weichen Schicht auf starrer Unterlage

Lastangriff innerhalb des Halbraums

Annahme eines querisotropen, elastischen Stoffverhaltens

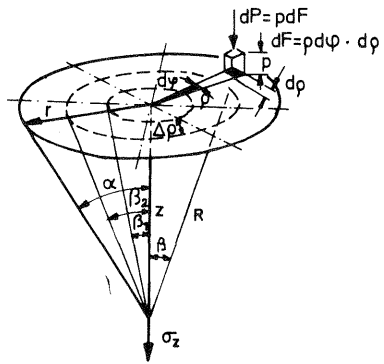
Annahme eines tiefenabhängigen Elastizitätsmoduls

Die entsprechenden Lösungen für eine Einzellast, die sich meist auf die Angabe der Vertikalspannungen beschränken, sind unter Angabe der Verteilung der Vertikalspannungen im Horizontalschnitt in Bild 3.2 zusammengefaßt. Für eine begrenzte Schichtdicke und den mit der Tiefe linear zunehmenden Elastizitätsmodul ergeben sich gegenüber den Werten nach B o u s s i n e s q größere Vertikalspannungen, während sich bei einem Lastangriff im Halbraum mit einem seitlich größeren Elastizitätsmodul kleinere Werte einstellen.

Eine vollständige Lösung für die Spannungen und Verschiebungen in dem für die Praxis bedeutsamen Fall der begrenzten Schichtdicke wurde von B u r m i s t e r (1 9 5 6) angegeben und für schlaffe Flächenlasten auf numerischem Wege integriert. Für praktische Setzungsberechnungen ist der Einfluss der starren Schicht auf die Vertikalspannungen und die Oberflächenverschiebung im Vergleich zum isotropen Fall von Interesse, was von P o u l o s (1 9 6 7) für die Einzellast (Bild 3.3a) und eine schlaffe Kreislast (Bild 3.3b) untersucht worden ist. Während die Vertikalspannungen an der Schichtgrenze auf das 1,5-fache des B o u s s i n e s q - Wertes ansteigen, nehmen die Setzungen bei gleicher Einflußtiefe gegenüber der Theorie des Halbraums mit Ausnahme des volumenkonstanten Verhaltens ($\nu = 0,5$) nur um etwa 10% zu.

Die Verringerung der Vertikalspannungen und damit der Setzungen beim Lastangriff im Halbraum ist auf die Wirkung von Zugspannungen oberhalb des Belastungshorizonts zurückzuführen.

Die M i n d l i n ' s c h e Gleichung für die Vertikalspannungen unter einer Einzellast wurde von K e z d i (1 9 5 8) für den schlaffen Laststreifen und die schlaffe Kreislast (Bild 3.4) integriert. Im Fall des Vollraumes werden die Spannungen in der Lastachse zu gleichen Teilen von der oberen und der unteren Raumhälfte aufgenommen. In Wirklichkeit kann



Boussinesq: $d\sigma_z = \frac{3 \cdot dP}{2\pi \cdot R^2} \cdot \cos^3 \beta$

$dP = p \cdot dF = p \cdot \rho \cdot d\varphi \cdot d\rho$

$d\sigma_z = \frac{3p}{2\pi} \sin \beta \cdot \cos^2 \beta \cdot d\beta \cdot d\varphi$

Superposition: $\sigma_z = \frac{3p}{2\pi} \cdot \int_{\varphi=0}^{2\pi} \int_{\beta=0}^{\alpha} \cos^2 \beta \cdot \sin \beta \cdot d\beta \cdot d\varphi$

$\sigma_z = p(1 - \cos^3 \alpha)$

Bild 3. 1: Ermittlung der Vertikalspannung in der Lastachse einer schlaffen Kreislast nach dem Superpositionsprinzip

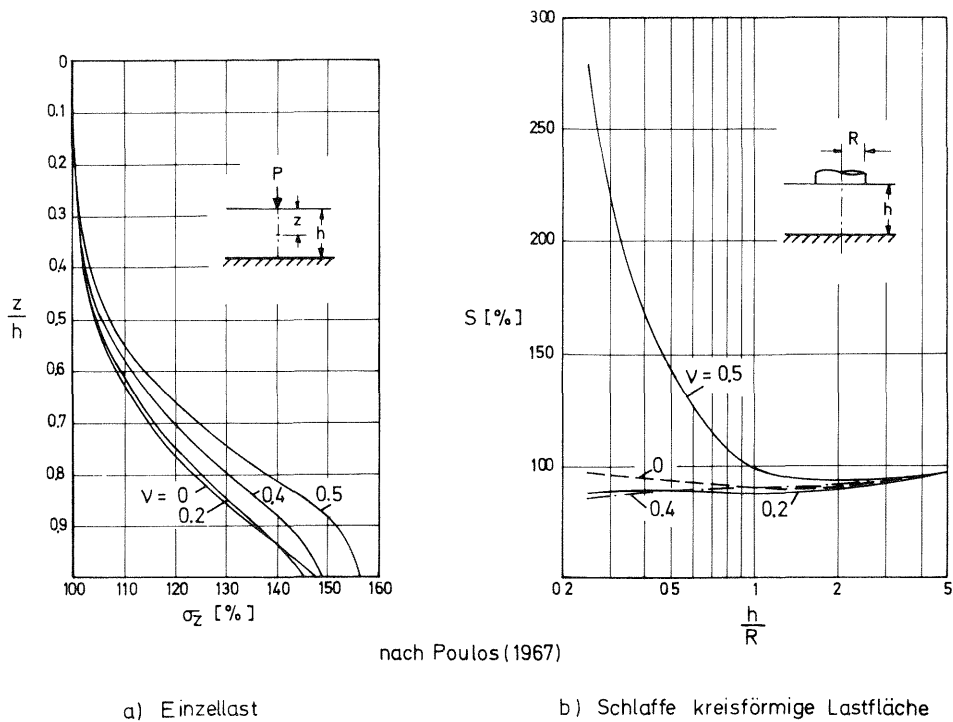
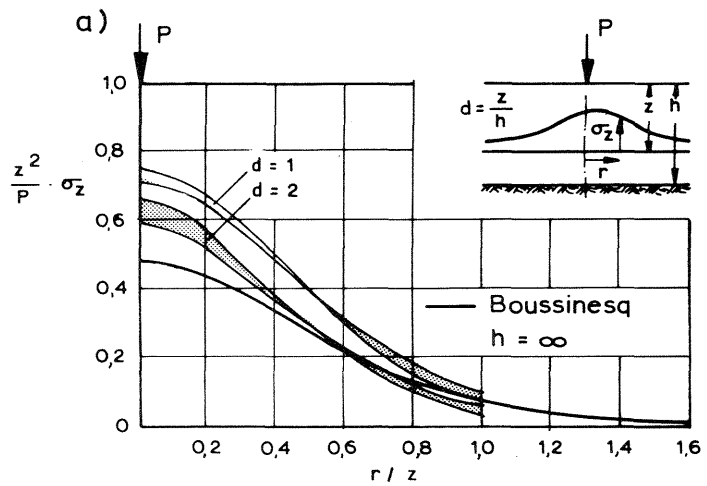
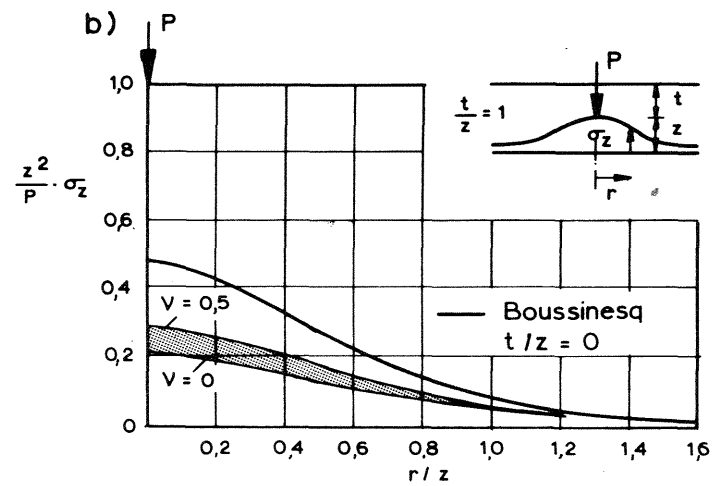


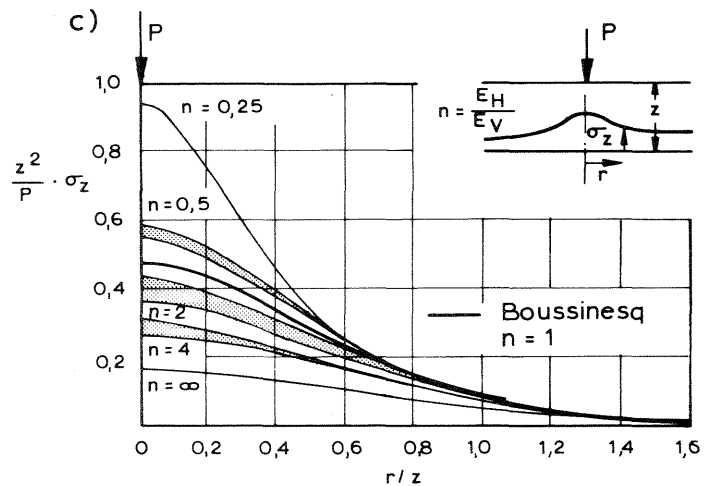
Bild 3. 3: Einfluß einer begrenzten Schichtmächtigkeit auf die Vertikalspannungen und Setzungen



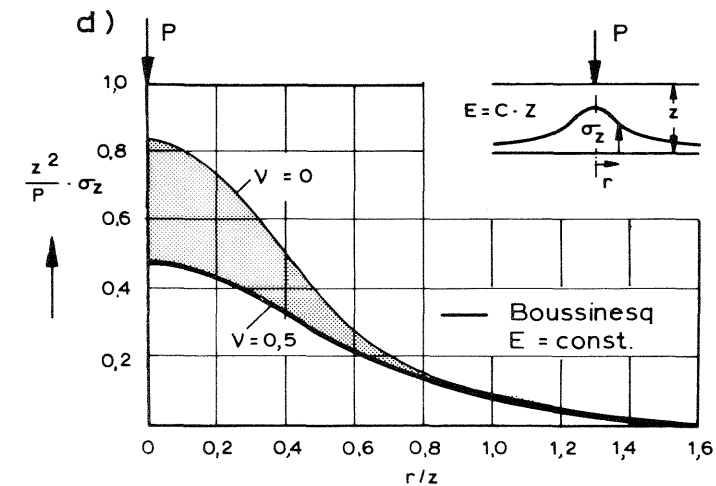
Begrenzte Schichtdicke (Biot/Passer 1935)



nach Jelinek 1951
Lastangriff im Halbraum (Mindlin 1936)



nach Barden 1963
Queranisotroper Boden (Burmister 1945)



Mit der Tiefe linear zunehmender Elastizitätsmodul (Borowicka 1943)

Bild 3. 2: Verteilung der Vertikalspannungen im Horizontalschnitt für den modifizierten Halbraum

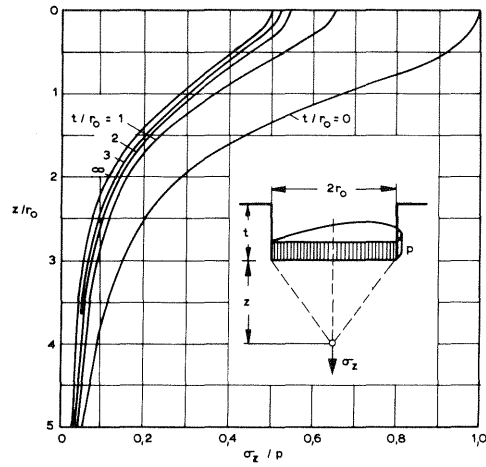


Bild 3. 4: Vertikalspannungen unter einer tiefgegründeten schlaffen Kreisfläche (Kezdi, 1958)

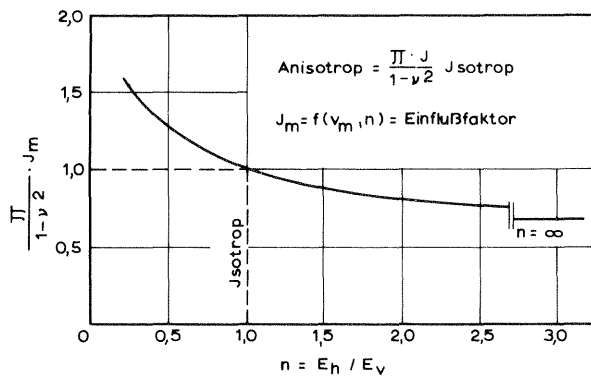


Bild 3. 5: Einfluß der Anisotropie auf die Setzungen (Barden, 1963)

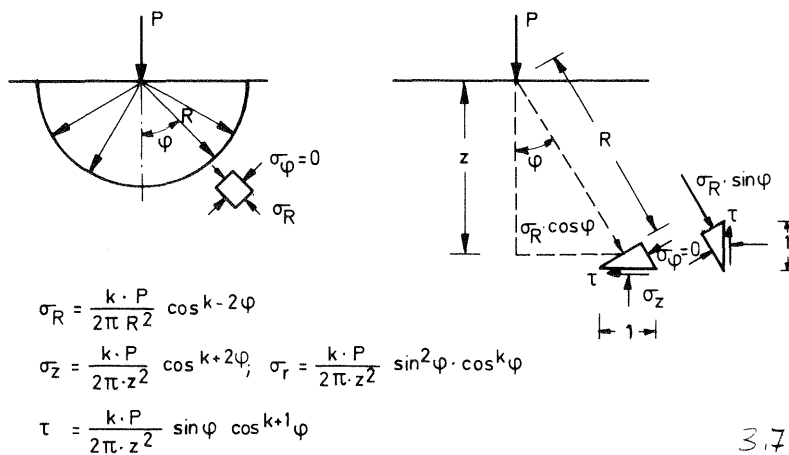
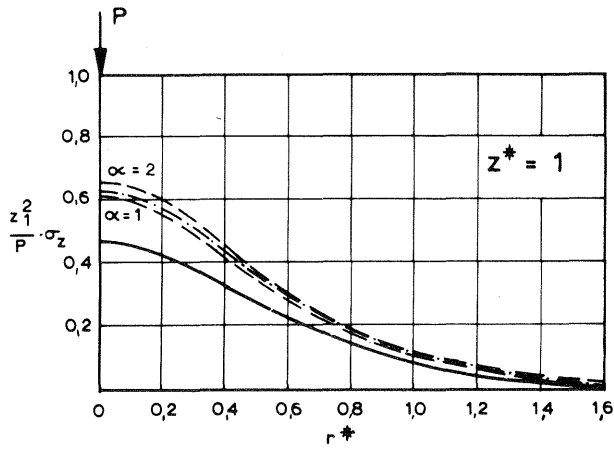


Bild 3. 7: Geradlinige Druckausbreitung im Halbraum (Fröhlich , 1934)

der Boden Zugspannungen nur bis zur Größe der Vorspannung aus dem Eigengewicht aufnehmen, was bei der elastizitätstheoretischen Lösung nicht berücksichtigt werden kann. Außerdem ist der Boden beim wirklichen Fundament über der Gründungssohle nicht vorhanden, und die Lastübertragung ist nur in einem Schlitz möglich. Für eine Linienlast wird im ebenen Fall die Spannungsübertragung durch den Schlitz unterbrochen, während dies im rotationssymmetrischen Fall der Einzellast ohne Bedeutung ist. Der Einfluß eines Schlitzes wurde von Jelinek (1951) näherungsweise für den ebenen Spannungszustand der Halbscheibe aufgezeigt. Während der zusätzliche Einfluß der Schlitzung in diesem Sonderfall nicht groß ist, darf er bei Flächenlasten keinesfalls vernachlässigt werden. Eine Lösung nach der Elastizitätstheorie, bei der die tatsächlichen nach dem Aushub vorhandenen Randbedingungen berücksichtigt werden können, ist jedoch bisher nicht bekannt.

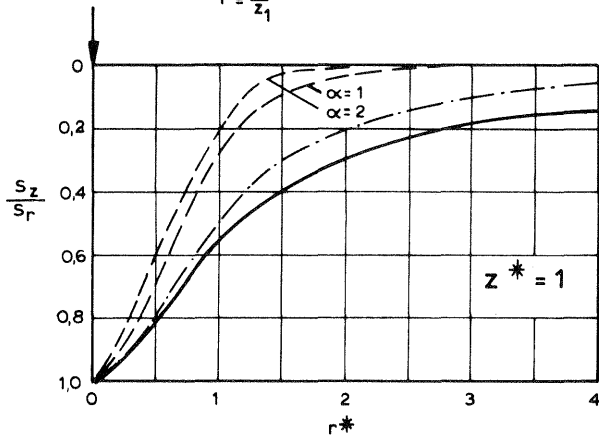
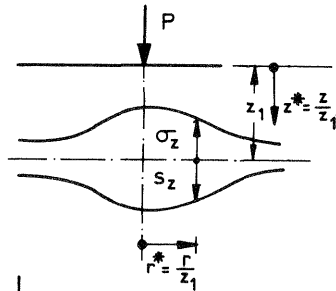
Barden (1963) hat unter Hinweis auf überkonsolidierte Tone die Vertikalspannungen für Werte $E_v/E_h < 1$ angegeben und die Ausdrücke für die Vertikalspannung und die Oberflächensetzung einer schlaffen Kreislast ausgewertet. Nach Bild 3.5 führt dies infolge der größeren Lastausbreitung auch zu einer Verringerung der Setzungen gegenüber dem isotropen Fall. Die Form der Setzungsmulde wird jedoch nicht beeinträchtigt.

Der Fall des mit der Tiefe zunehmenden Elastizitätsmoduls ist mit jenen Belastungen vergleichbar, bei denen die Spannungen aus dem Eigengewicht gegenüber den Zusatzspannungen aus der Bauwerkslast überwiegen, weshalb hier näher darauf eingegangen werden soll. Er wurde erstmals von Fröhlich (1934) mit dem Prinzip der geradlinigen Spannungsausbreitung behandelt. Die Lösungen von Fröhlich erfüllen nur in Sonderfällen die Verträglichkeitsbedingungen und werden daher später behandelt. Neben der exakten, von Borowicka (1943) angegebenen Lösung für einen linear mit der Tiefe zunehmen-

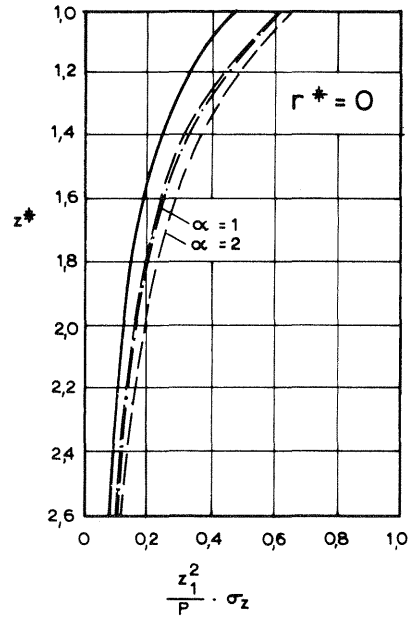


a) Spannungen in der Ebene $z^* = 1$

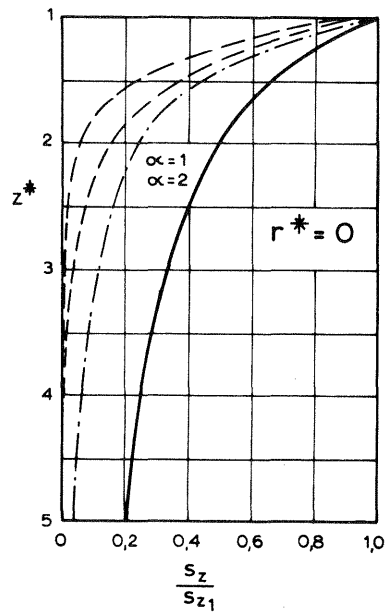
- $E = B \cdot e^{\alpha \cdot z}$
- · - $E = C \cdot z$
- Boussinesq $\alpha = 0$



c) Setzungsmulden in der Ebene $z^* = 1$



b) Spannungen in der Symmetrie-
achse $r^* = 0$



d) Setzungsverteilung in der
Symmetrieachse $r^* = 0$

Bild 3.6: Verteilung der Vertikalspannungen und Setzungen unter einer Einzellast für mit der Tiefe zunehmenden Elastizitätsmodul

den Elastizitätsmodul haben Bufler und Steyerl (1963) für die **Einzellast** vollständige Lösungen bei einem exponentiell mit der Tiefe steigenden Elastizitätsmodul gefunden. In Bild 3.6 sind diese Lösungen den entsprechenden Werten nach Boussinesq für die Vertikalspannungen und die Setzungen gegenübergestellt. Je stärker der Elastizitätsmodul mit der Tiefe zunimmt, um so mehr konzentrieren sich die Spannungen entsprechend Bild 3.6a/b zur Lastachse. Im Falle der linearen Zunahme hängt die Spannungsverteilung nach der Theorie allerdings nicht vom Grad der Zunahme ab, während die Verschiebungen diesem umgekehrt proportional sind.

Einen bedeutsamen Einfluß hat die Zunahme des Elastizitätsmoduls auf die Verteilung der Setzungen nach der Tiefe und die Form der Setzungsmulde (Bild 3.6d/c). Gegenüber dem homogenen Fall sind die oberen Bodenschichten nach Bild 3.6d wesentlich stärker an der Setzung beteiligt. Dies bewirkt auch eine engere Setzungsmulde, wie Bild 3.6c zeigt. Die Abnahme der Oberflächensetzung mit der Entfernung r von der Last ist im homogenen Fall durch den Faktor $1/r$ und bei linear mit der Tiefe steigendem Elastizitätsmodul durch den Faktor $1/r^2$ gekennzeichnet.

3.3 Spannungsverteilung aufgrund von Gleichgewichtsaussagen

Das bereits genannte Prinzip der geradlinigen Druckausbreitung von Fröhlich nach Bild 3.7 gilt streng nur für die Querdehnungszahl $\nu = 0,5$, da dann die einzige verbleibende Hauptspannung in die Richtung des Fahrstrahls fällt. Durch die Einführung der Ordnungszahl k können die unterschiedlichen Spannungskonzentrationen berücksichtigt werden. Der Wert der Theorie von Fröhlich liegt in der implizierten Zuordnung zwischen einem von der Tiefe abhängigen Elastizitätsmodul $E = z^W$ und der Ordnungszahl k . Im Sinne der Elastizitätstheorie strenge Lösungen erhält man jedoch nur für bestimmte Kombinationen

der Ordnungszahl k , der Querdehnungszahl m bzw. ν und dem Exponenten w . Nach Ohde (1939) sind die Verträglichkeitsbedingungen nur für folgende Sonderfälle erfüllt :

$$m = 1/\nu = k - 1 = 2 + w \quad \text{für den Ansatz} \quad E = z^w$$

Für $m = 2$ wird $k = 3$ und die Fröhlich'schen Spannungsgleichungen entsprechen mit $w = 0$ der Boussinesq'schen Lösung; für $m = 3$ wird $k = 4$ und es ergeben sich mit $w = 1$ die exakten Spannungen für den linear mit der Tiefe zunehmenden Elastizitätsmodul.

Für eine schlaife kreisförmige Lastfläche hat Fröhlich die Spannungsverteilung entlang der Lastachse angegeben. Entsprechend der Vorgehensweise von Steinbrenner kann man die Spannungen unter beliebigen Oberflächenpunkten durch Integration der Gleichungen für die Einzellast gewinnen. Für Punkte mit dem Abstand $R/2$, R und $2R$ vom Rand der Lastfläche haben Lorenz und Neumeuer (1953) Tafeln für die lotrechte Normalspannung unter einer schlaffen Kreislastfläche für die Ordnungszahlen $k = 3$ bis 7 erstellt.

3.4 Numerische Lösungsansätze

Wie sich aus dem Überblick über die vorhandenen geschlossenen Lösungen ergibt, sind diese wegen des mathematischen Aufwandes nur für wenige Lastflächenformen und einfache Randbedingungen durchgeführt worden. Meist liegen nur Lösungen für die Setzungen an der Halbraumoberfläche und für die Vertikalspannungen in der Lastachse vor. In Bezug auf das Stoffverhalten, mußten die Ansätze aus den gleichen Gründen auf einfache oft willkürliche Annahmen beschränkt bleiben. Für ein nichtlineares vom örtlichen Spannungszustand abhängendes Stoffverhalten, wie es sich in den Laborversuchen zeigt, ist bisher keine geschlossene Lösung gefunden worden und dürfte auch wegen der mathematischen Schwierigkeiten nicht zu erreichen sein. Man hat daher in jüngster Zeit auf numerische Berechnungsverfahren

zurückgegriffen, die mit dem Fortschritt der elektronischen Datenverarbeitung bereits in anderen Bereichen des Ingenieurwesens zur Berechnung von Spannungen und Verformungen entwickelt worden waren.

Zur Berücksichtigung des nichtlinearen Stoffverhaltens, kamen vor allem die "Lumped-Parameter-Methode" (LPM) und die "Finite-Element Methode" (FEM) zur Anwendung, die in ihrem Aufbau ähnlich sind. In beiden Fällen wird das Kontinuum netzartig aufgelöst. Die so entstehenden Knotenpunkte sind bei der LPM zu einem quadratischen Netz durch zwischenliegende Spannungspunkte verbunden, in denen die stofflichen Eigenschaften des Kontinuums konzentriert sind. Bei der FEM stellen die Knotenpunkte die Eckpunkte von Elementen dar. Diese Elemente besitzen die Stoffeigenschaften des Kontinuums.

Am häufigsten wurde die FEM angewandt, da sie in idealer Weise den genannten Anforderungen genügt. Ohne zusätzlichen mathematischen Aufwand gegenüber einer linear-elastischen Berechnung können mit diesem Verfahren sowohl ein nichtlineares Stoffverhalten als auch komplizierte Randbedingungen und Belastungsvorgänge berücksichtigt werden. Die Ergebnisse lassen sich durch eine Verfeinerung der Netzeinteilung an den Stellen großer Spannungsgradienten verbessern, wobei allerdings mit zunehmender Knotenzahl die Rechenzeit ansteigt. Neben den beiden genannten Verfahren ist noch das Differenzenverfahren angewandt worden, das sich aber wie Poulos und Gerrard (1972) feststellen, wegen seiner gegenüber der FEM schwierigeren Handhabung nicht bewährt hat. Eine Zusammenfassung der wichtigsten bisher im Ausland und vor allem in den USA veröffentlichten Untersuchungen mit der FEM in der Bodenmechanik, findet sich bei Clough (1972) und Poulos und Gerrard (1972).

Die erweiterten numerischen Methoden zur Berechnung von Verformungen und Spannungen in Erdstoffen mit einem nichtlinearen Stoffansatz unterscheiden sich untereinander im wesentlichen in folgenden Punkten:

Wahl des Stoffgesetzes

Berücksichtigung der Spannungs- und Dehnungsgeschichte,
insbesondere des Eigengewichtszustandes

Verarbeitung des Stoffgesetzes im Rechenprogramm

Berücksichtigung von Systemänderungen während
des Bauvorganges

Im folgenden soll unter Herausstellung dieser Unterschiede ein kurzer Überblick über die aus der Literatur bekannten Anwendungen der numerischen Verfahren zur Berechnung von Verformungen und Spannungen unter Fundamenten gegeben werden.

Die ersten Untersuchungen dieser Art gehen von einem elastisch-ideal-plastischen Stoffverhalten aus. Hoeg, Christian und White man (1968) untersuchen unter Anwendung der LPM die Fließerscheinungen unter einem 3 m breiten an der Oberfläche gegründeten Streifenfundament. Es werden der Einfluß unterschiedlicher Ausgangsspannungen und Querdehnungszahlen auf die Lastsetzungslinien sowie der Einfluß der Plastifizierung auf das Verschiebungs- und Spannungsbild studiert. Die Autoren gehen von der Tresca'schen Fließbedingung aus, die nur für schnell belastete, wassergesättigte Böden gilt. Die Belastung wird stufenweise aufgebracht und so das Stoffgesetz schrittweise abgearbeitet. Eine etwaige Überschreitung der Bruchbedingung wird im folgenden Lastschritt korrigiert.

Malina (1969) hat ein Berechnungsverfahren für ein elastisch-ideal-plastisches Stoffverhalten nach der FEM entwickelt, wobei er von der Gültigkeit der allgemeineren Mohr-Coulomb'schen Bruchbedingung ausgeht. In seinem Verfahren werden die physikalisch unzulässigen Spannungen durch den Ansatz äquivalenter Knotenkräfte unter Voraussetzung von Volumenkonstanz iterativ umgelagert. Der Eigengewichtszustand und die Systemänderungen während des Rechenvorgangs können berücksichtigt werden. In einem Rechenbeispiel wird die Herstellung und Belastung eines 8 m breiten Streifenfundamentes

auf Sand nachgeahmt. Es werden die Sohlspannungen und Verschiebungen unter dem Fundament sowie die Lastsetzungslinien im elastischen und plastischen Bereich miteinander verglichen. Durch den simultanen Abtrag des Bodens neben dem Fundament wird der Grundbruch unter dem Fundament erzeugt.

Desai und Reese (1970) rechnen zum Studium des Bruchverhaltens einen Modellversuch mit einem Fundament von 8 cm Durchmesser nach der FEM mit einem nichtlinearen Stoffansatz nach. Das Fundament ist auf einer oder auf zwei Schichten aus aufbereitetem Ton mit unterschiedlicher Konsistenz gegründet. Unter Annahme einer konstanten Querdehnungszahl von $\nu = 0,49$ wird der Elastizitätsmodul aus der Neigung der Druck-Setzungslinien aus unkonsolidierten und undränierten dreiaxialen Druckversuchen bestimmt. Ausser dem Vergleich der Lastsetzungslinien aus Versuch und Rechnung werden für einzelne Belastungsschritte die Spannungs- und Verschiebungsbilder aufgezeigt. Es wird dabei auch ein unterhalb der Oberfläche gegründetes Fundament jedoch ohne Simulation des Aushubvorgangs untersucht.

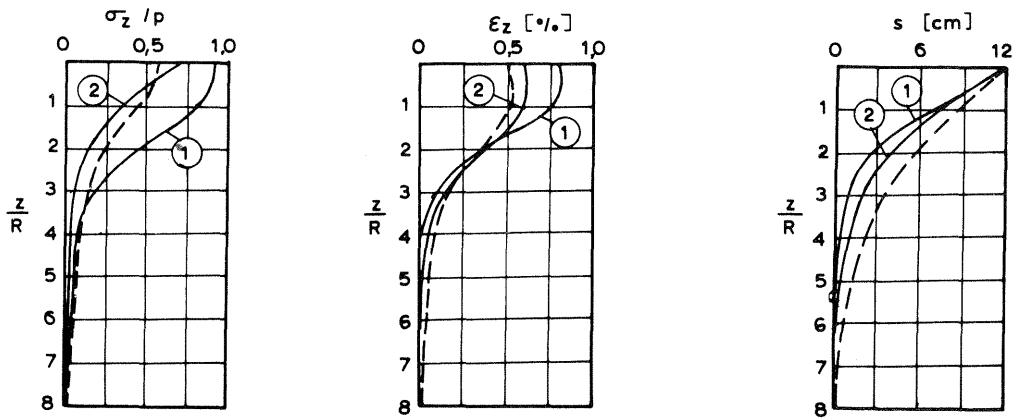
Huang (1968, 1969) berechnet im Hinblick auf die dynamische Beanspruchung eines Bodens unter Radlasten die Setzung und Vertikalspannungen unter kreisförmigen und schlaffen Lasten von 17 - 27 cm Durchmesser mit der FEM. Er nimmt an, daß der Verformungsmodul linear mit der ersten Spannungsinvariante zunimmt, was im Versuch nur nach einer großen Zahl von Lastwechseln beobachtet worden ist. Mit Ausnahme dieses Sonderfalls darf jedoch der Einfluß des Deviators auf das Stoffverhalten eines Bodens keinesfalls unberücksichtigt bleiben.

Durch die Verwendung von Oktaederspannungen im Stoffansatz kann der Einfluß des mittleren Spannungszustandes auf das Stoffverhalten berücksichtigt werden. Girijavallabhan und Reese (1968) rechnen mit einem solchen Ansatz und der FEM die Lastsetzungslinie

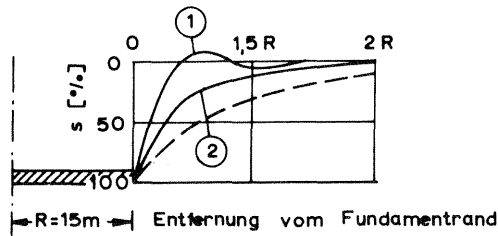
eines starren Modellfundamentes von 14 cm Durchmesser nach, das auf einem Material ähnlich dem eines weichen und wassergesättigten Tons gegründet ist. Das Stoffgesetz wird in diesem Fall aus dem Ergebnis von unkonsolidierten und unentwässerten Dreiaxialversuchen gewonnen, wobei der Ansatz entsprechend dem Versuchsergebnis vom allseitigen Druck unabhängig gewählt wird.

Im Rechenprogramm wird das Stoffgesetz mit der in der amerikanischen Literatur als "direct iterativ approach" bezeichneten Methode verarbeitet. Der Nachteil der Methode liegt darin, daß der Einfluß der Spannungsgeschichte auf das Verformungsverhalten des Bodens nicht berücksichtigt werden kann. Der Vorteil des von Giria Vallbhan und Reese angewendeten Iterationsprozesses liegt in der Möglichkeit, den bei dicht gelagerten Böden beobachteten Abfall der Scherfestigkeit nach großen Schubverformungen zu berücksichtigen.

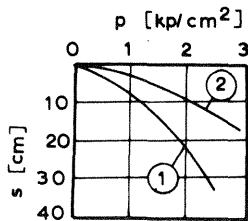
Shirokov et al. (1970) haben ebenfalls mit einem auf den oktaedrischen Größen fußenden Stoffansatz unter Anwendung eines Differenzenverfahrens den Einfluß der Nichtlinearität auf die Verformungen und Spannungen unter einem starren und rauhen Kreisfundament von 15 m Durchmesser untersucht. Da sie den Verformungsmodul unter stufenweiser Laststeigerung aus dem erreichten Spannungszustand errechnen, kann der Eigengewichtszustand berücksichtigt werden. In Anlehnung an die Ergebnisse von Laborversuchen werden 2 Stoffansätze, in denen der Einfluß der Oktaederschubspannung und der Oktaedernormalspannung je nach der Bodenart berücksichtigt wird, sowie ein willkürlicher dritter nur vom allseitigen Spannungszustand abhängender Ansatz in die Berechnung eingeführt. Die Arbeit von Shirokov et al. ist die einzige dem Verfasser bekannte Untersuchung über den Einfluß eines nichtlinearen Stoffansatzes auf die Vertikalspannungen, Setzungen und die Setzungsmulde bei einem Fundament mit großmaßstäblicher Abmessung. Messungen zur Überprüfung der rechnerischen Ergebnisse sind jedoch nicht ausgeführt worden. In Bild 3.8 sind die Berechnungsergebnisse für die beiden versuchsmäßig



a) Verteilung der vertikalen Spannung und Dehnung und der Setzung in der Symmetrieachse



b) Setzungsmulde neben dem Fundament



c) Lastsetzungslinien

Stoffansatz:

linear elastisch: — — — — —

nicht linear: $K = 300 \text{ kp/cm}^2$

$$G = \frac{\tau_{\text{oct}}}{\gamma_{\text{oct}}} = \frac{1}{B} (A \cdot \sigma_{\text{oct}} - \tau_{\text{oct}})$$

A, B = Konstanten

① $G = \frac{0,96 \sigma_{\text{oct}}}{0,0075 + \gamma_{\text{oct}}}$

② $G = \frac{2 \cdot \sigma_0}{0,0075 + \gamma_{\text{oct}}}$ mit $\sigma_0 = 1 \text{ kp/cm}^2$

Bild 3. 8: Einfluß nichtlinearer Stoffansätze auf die Spannungen und Verschiebungen bei einem starren Kreisfundament (Shirokov et al. , 1970)

begründeten Stoffansätze dargestellt. Sie bewirken gegenüber dem linear elastischen Halbraum eine stärkere Konzentration der Verformungen und Spannungen zum Fundament.

Zu den gleichen Ergebnissen kommen Malyshev et al. (1973) bei der Anwendung der von Shirokov genannten Berechnungsmethode auf Streifen- und Kreisfundamente mit unterschiedlichen Abmessungen, wobei weitere nichtlineare Stoffbeziehungen ausgewertet worden sind. Wibel (1971) rechnet im Hinblick auf die Verteilung der Sohlspannungen den Spannungs- und Verschiebungszustand unter einem auf Sand gegründeten Modellfundament von 25 cm Durchmesser mit der FEM nach. Der verwendete Stoffansatz wird aus Dreiaxialversuchen und Kompressionsversuchen abgeleitet, wobei der Spannungstensor über die Hauptinvarianten des Verformungstensors mit der Dehnung verbunden ist. Da dieser Ansatz 24 Stoffkonstanten benötigt, erscheint er für die praktische Anwendung wenig geeignet. Wie die berechnete Ausbreitung der Vertikalspannungen in Bild 3.9 zeigt, bewirkt auch hier die Nichtlinearität eine Konzentration der Spannungen zur Lastachse im Vergleich zum elastischen Halbraum.

Duncan und Chang (1970) haben im Hinblick auf die Verwendung in der Praxis die Drucksetzungslinie von dreiaxialen Routineversuchen mit einem hyperbolischen Ansatz analytisch gefaßt und mit der FEM die Last-Setzungslinie eines auf Sand gegründeten 6 cm breiten Modellfundamentes nachgerechnet. Sie setzten dabei eine monotone Spannungsänderung im Untergrund voraus. Ferner haben sie ihr Verfahren zur Berechnung der Lastsetzungslinie eines fiktiven, auf wassergesättigtem Ton gegründeten Kreisfundament mit 2,5 m Durchmesser angewendet.

Durch die Verwendung der "incremental method" nach Zienkiewicz (1971) können mit dem von Duncan und Chang verwendeten Verfahren sowohl der Anfangsspannungszustand als auch Ent- und Wiederbe-

lastungsvorgänge erfaßt werden.

In den im Überblick genannten Arbeiten wurde bei der Nachrechnung von Modellversuchen mit nichtlinearen, versuchsmäßig begründeten Stoffansätzen eine gute Übereinstimmung zwischen den Meßwerten und den nach den FEM berechneten Werten gefunden. Bei allen bekannten Untersuchungen dieser Art wurde jedoch von einem monotonen Belastungsvorgang ausgegangen. Der Einfluß des Spannungsweges auf das Stoffverhalten des Bodens blieb unberücksichtigt. In Wirklichkeit geht der Belastung des Baugrundes durch ein Bauwerk meist ein äußerer Entlastungsvorgang durch den Aushub der Baugrube voraus. Dabei hängt der Spannungsweg eines Bodenelements nicht nur von der Richtung des äußeren Belastungsvorganges sondern auch von seiner Lage und der Spannungsumlagerung aus den Nachbarbereichen ab. Wie später gezeigt wird, wird die Größe des Verformungsmoduls entscheidend von der Richtung der Spannungsänderung bzw. der Spannungsgeschichte bestimmt.

Duncan und Chang (1970) haben die Drucksetzungslinien von dreiaxialen Druckversuchen mit Ent- und Wiederbelastung nachgerechnet, wobei sie annahmen, daß der Verformungsmodul in beiden Bereichen gleich ist und exponentiell vom Seitendruck abhängt. Die Nachrechnung erfolgte für einen im Versuch vorgegebenen Spannungsweg ohne Anwendung der FEM. Als Kriterium für die Entscheidung, ob sich die Probe im Erstbelastungsbereich oder im Ent- bzw. Wiederbelastungsbereich befindet, wurde die Hauptspannungsdifferenz $\sigma_1 - \sigma_3$ verwendet. In gleicher Weise haben Chang und Duncan (1970) die Spannungsgeschichte mit dem Ent- und Wiederbelastungsvorgang bei der Simulation des Aushubvorgangs einer 60 m tiefen und geböschten Baugrube und Duncan und Clough (1971) bei der Nachrechnung des Baus einer Schleuse berücksichtigt.

Die Änderung des Systems, die nur in den beiden vorgenannten Unter-

suchungen berücksichtigt wurde, hat einen wesentlichen Einfluß auf die Spannungsgeschichte und den Ausgangsspannungszustand vor Aufbringen der Fundamentlast bei tiefgegründeten Fundamenten.

Bisher liegen keine systematischen Berechnungen von Verformungen und Spannungen unter großflächigen Gründungskörpern vor, die von einem nichtlinearen Stoffansatz ausgehen. Bei den im Überblick genannten Arbeiten über die Verformung und Spannungen bei kleinmaßstäblichen Fundamenten, sind die Einflüsse der Spannungsgeschichte und von Ent- und Wiederbelastungsvorgängen nicht untersucht worden.

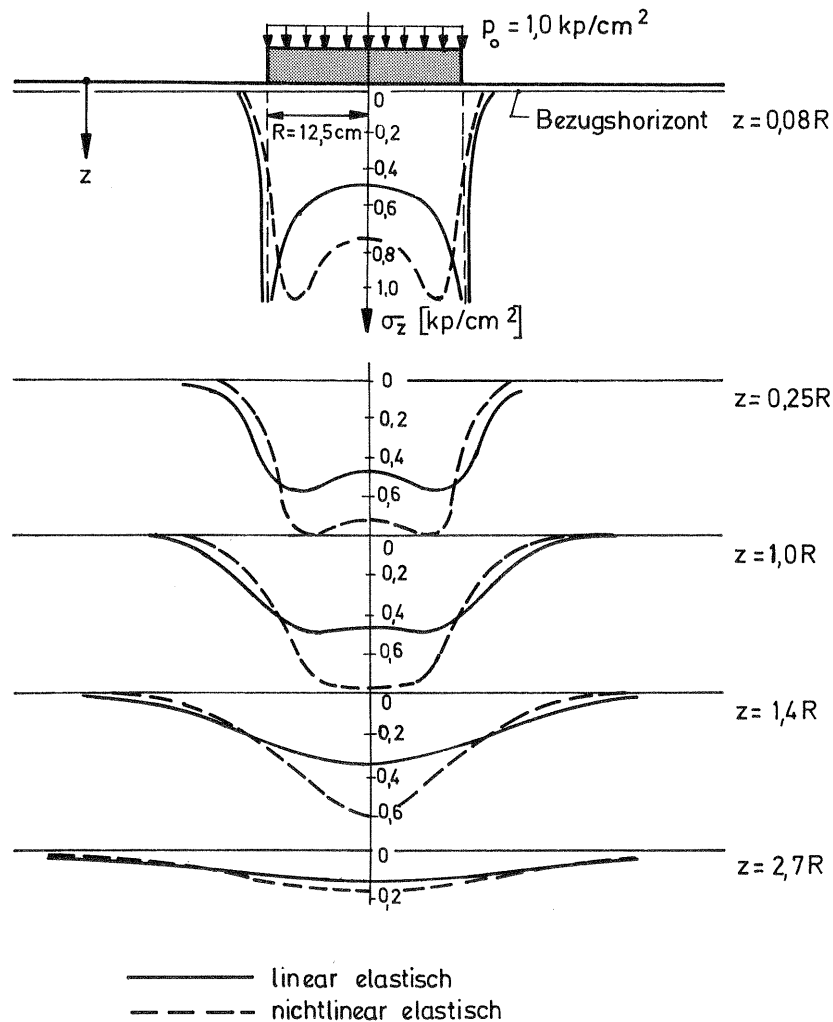


Bild 3.9: Vergleich der Vertikalspannungen unter einem flachgegründeten Modellfundament auf Sand für linear-elastischen Stoffansatz (Wibel 1971)

4. Setzungsmessungen unter einem auf steifplastischem Ton gegründeten Hochhaus

4.1 Allgemeines

Für die Messung der Setzungen nach der Tiefe wurde das Hochhaus des "Mehrzweckgebäudes für die Abteilung für Erziehungswissenschaften und die Philosophische Fakultät (AfE)" der Johann-Wolfgang-Goethe Universität in Frankfurt ausgewählt, das die in der Aufgabenstellung genannten Forderungen erfüllt. Es wurde beschlossen, für die Messung der Setzung in verschiedenen Tiefen unter dem Bauwerk sogenannte "Grundpegel" zu verwenden, die sich unter anderem bei Setzungsmessungen in Dämmen bewährt haben. Hinweise über die Konstruktion und die Verwendung solcher Pegel unter Fundamenten finden sich z. B. bei Schultze und Muhs (1967).

In der gewünschten Meßtiefe wird im Boden ein Rohr verankert, an dessen Oberkante die Bewegung des Verankerungspunktes beobachtet werden kann. Die Pegel für die im Rahmen der vorliegenden Arbeit durchgeführten Messungen wurden mit besonderer Sorgfalt konstruiert und eingebaut. In diesem Kapitel soll die Wirkungsweise der Meßeinrichtung nur soweit beschrieben werden, wie es zum Verständnis der Meßergebnisse notwendig ist. Einige Besonderheiten der Konstruktion und des Einbaues werden im Anhang näher erläutert.

4.2 Bauwerk und Untergrund

Aus Bild 4.1 und Bild 4.2 gehen die Abmessungen des Hochhauses AfE hervor. Im Endzustand sollte dem Hochhaus im Anschluß an die Achse 7 ein Flachbau angegliedert werden, von dem bisher nur der Keller des Verbindungsbauwerks hergestellt worden ist. Die vertikalen Lasten werden über die beiden Kerne und die Außenstützen nahezu zentrisch über

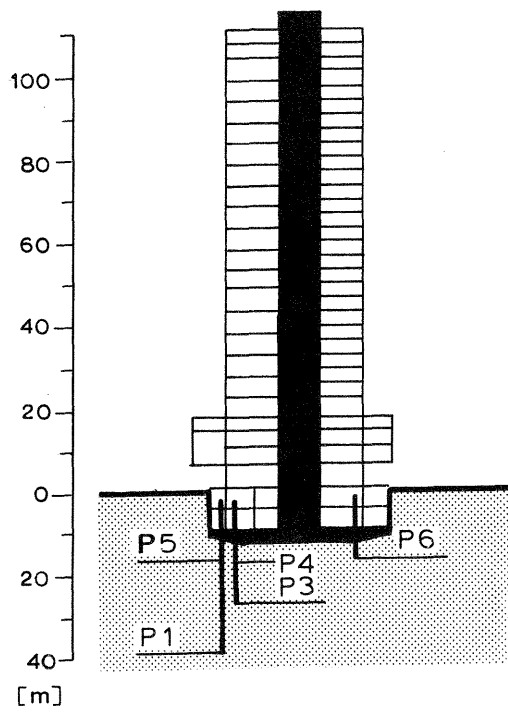


Bild 4.1: Schnitt durch das Hochhaus AfE mit Setzungspegeln

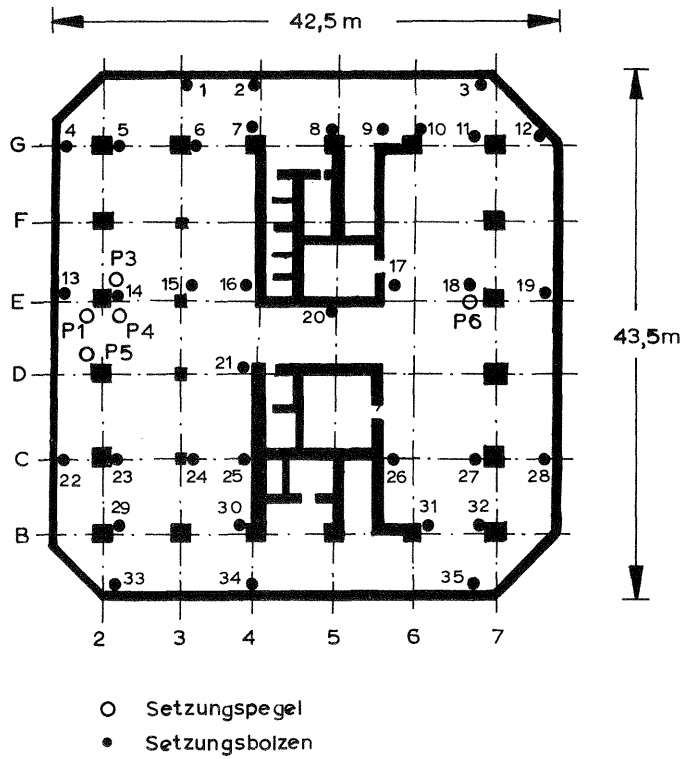


Bild 4.2: Grundriß der Fundamentplatte mit Meßeinrichtungen

die in der Mitte 3,6 m dicke Bodenplatte in den Baugrund eingeleitet. Die Gründungssohle liegt 13 m unter Gelände und im Mittel 7 m unter dem Grundwasserspiegel. Der Aushub der Baugrube erfolgte im Schutze einer einfach verankerten kombinierten Schlitz- und Bohrpfahlwand, die i. M. 6 m unter die Gründungssohle reicht, wobei die Entwässerung in offener Wasserhaltung ohne nennenswerte Absenkung des Grundwasserspiegels außerhalb der Baugrube erfolgte.

Nach der statischen Berechnung beträgt die mittlere Sohlpressung aus dem Eigengewicht 33 Mp/m^2 unter Berücksichtigung des Auftriebes. Aus der Verkehrslast ergeben sich rechnerisch 12 Mp/m^2 mittlere Sohlpressung. Eine detaillierte Beschreibung der konstruktiven Einzelheiten des Hochhauses und der Bauweise, auf die hier nicht näher eingegangen werden soll, wurde von Beck und Schneider (1972) gegeben.

Das Bauwerk ist unter Zwischenschaltung eines 15 cm dicken Kiesfilters auf dem tertiären, steifplastischen Frankfurter Ton gegründet, in den Kalkbänke sowie Hydrobien-, Kalk- und Muschelsande eingelagert sind. Die allgemeinen bodenphysikalischen Eigenschaften des Tons wurden von Breth et al. (1970) ausführlich beschrieben. Bei der späteren Auswertung der Messung tauchten Zweifel über die Mächtigkeit des Tons auf, so daß nachträglich eine 100 m tiefe Kernbohrung neben dem Gebäude niedergebracht wurde. Im Rahmen dieser Arbeit wurden die bodenphysikalischen Eigenschaften des Tons in verschiedenen Tiefen bestimmt. Best/Müller (1972) und Best/Schneider (1974) haben die Bohrung in geologischer Hinsicht ausgewertet. Das generelle Ergebnis der Bohrung zeigt Bild 4.3. Bis zur Endteufe konnte Ton nachgewiesen werden. Der Anteil der Sande und Kalkbänke im Ton beträgt etwa 14% des Gesamtprofils. Unterhalb von etwa 70 m Tiefe zeigte sich im Ton eine Abnahme des Wassergehaltes und des Porenvolumens. Darüberhinaus ließ sich eine Änderung der bodenphysikalischen Eigenschaften nach der Tiefe außerhalb des natürlichen Schwankungsbereiches nicht nachweisen.

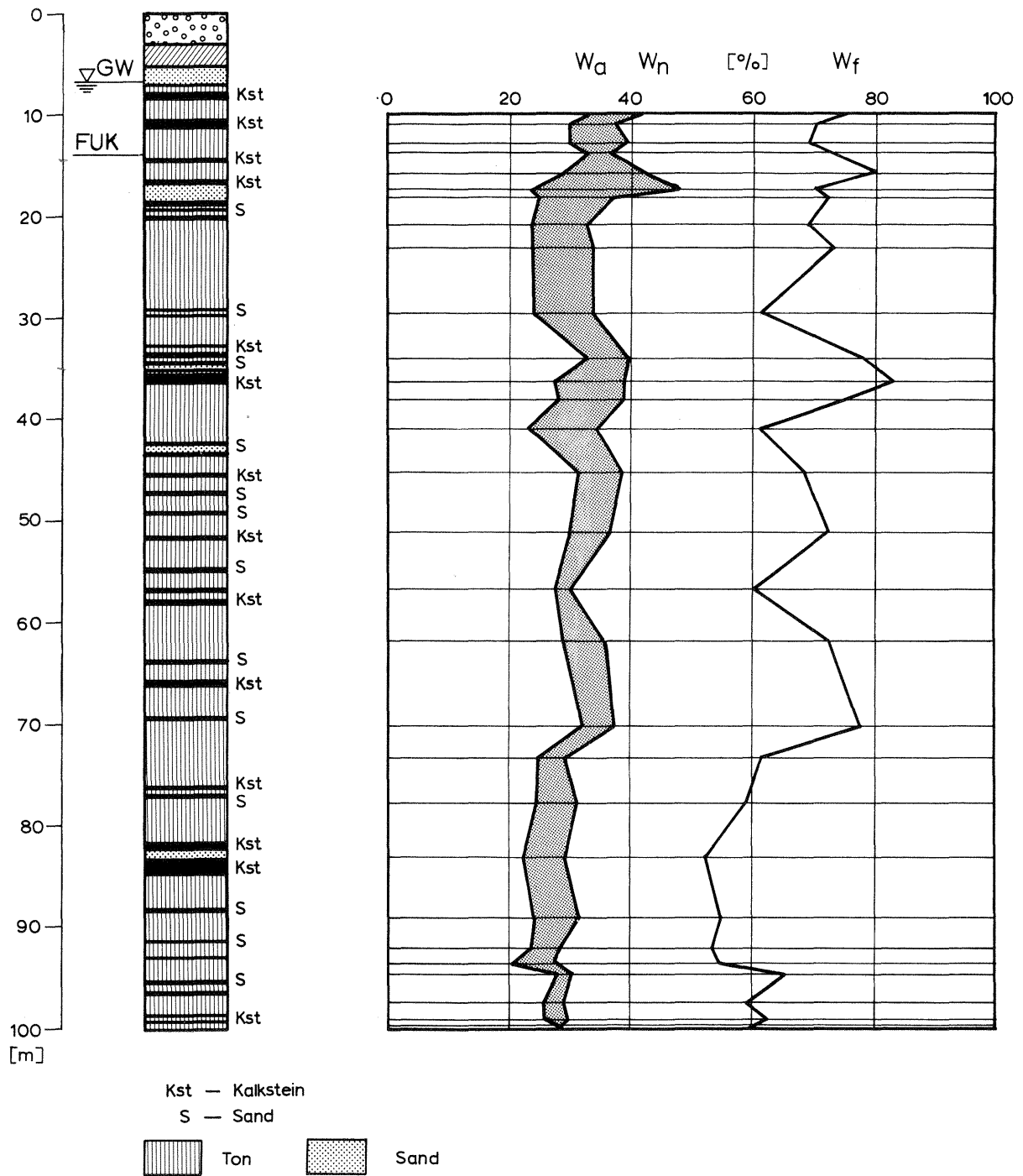


Bild 4.3: Ergebnis der Tiefbohrung neben dem Hochhaus AfE

4. 3 Anordnung der Meßpegel

Es war zunächst zu untersuchen, welche Stellen innerhalb des Bauwerksgrundrisses im Hinblick auf die Aufgabenstellung für den Einbau der Meßpegel geeignet waren. In Abhängigkeit von der Lage eines Punktes im Bauwerksgrundriß werden nämlich die Verschiebungen des darunterliegenden Bodens mehr oder weniger stark von der Steifigkeit des aufgehenden Bauwerks beeinflusst. Um die spätere Auswertung zu erleichtern, erschien es zweckmäßig, die Meßeinrichtungen dort anzuordnen, wo der Einfluß der Bauwerkssteifigkeit auf die Setzungen des Untergrundes möglichst gering ist.

Breth und Heil (1965) haben zur Bestimmung dieser Stellen die Setzungsverteilung nach der Tiefe unter verschiedenen Punkten der Gründungsplatte nach einem Differenzenverfahren ähnlich dem Steifemodulverfahren berechnet. Die Berechnung erfolgte linear elastisch wobei die Durchbiegung der Gründungsplatte mit der Differentialgleichung der ebenen dünnen Platte und die Verformung des Untergrundes nach dem Verfahren von Steinbrenner ($\nu = 0$) erfaßt worden sind. Die Berechnung ist für den Lastfall Eigengewicht unter Abzug des Auftriebes und des Erdaushubs für drei unterschiedliche Systemsteifigkeiten durchgeführt worden.

Die für das Differenzenverfahren gewählte Unterteilung der Fundamentplatte in Berechnungsfelder zeigt Bild 4.4. In diesem Bild sind auch für die Schnitte mit dem größten und kleinsten Einfluß der Bauwerkssteifigkeit die Setzungsverteilungen nach der Tiefe sowie die Setzungsmulden aufgetragen. Eine mittlere Systemsteifigkeit von $K_S = 0,023$ liegt vor, wenn nur die Steifigkeit der Fundamentplatte mit einer mittleren Dicke von 3,1 m berücksichtigt wird. In den Punkten $I/K = 6/2$ und $I/K = 6/12$ und den symmetrisch gelegenen Punkten $I/K = 8/2$ und $I/K = 8/12$ stimmen die Setzungsverteilungen für unterschiedliche Systemsteifigkeiten nahezu überein. Diese Stellen sind nach der Berechnung für den Einbau der Meßpegel geeignet. Wegen des im Anschluß

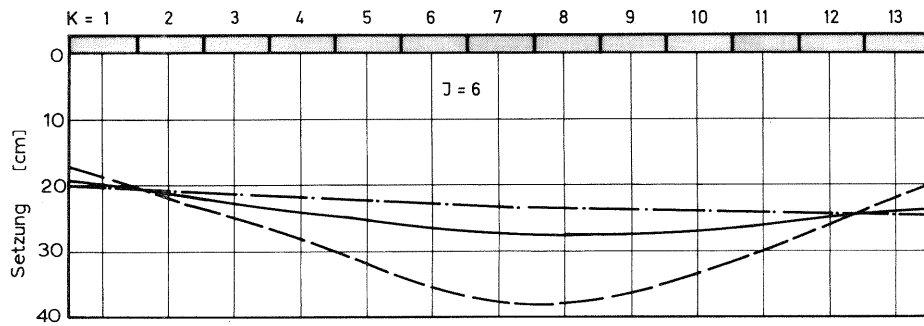
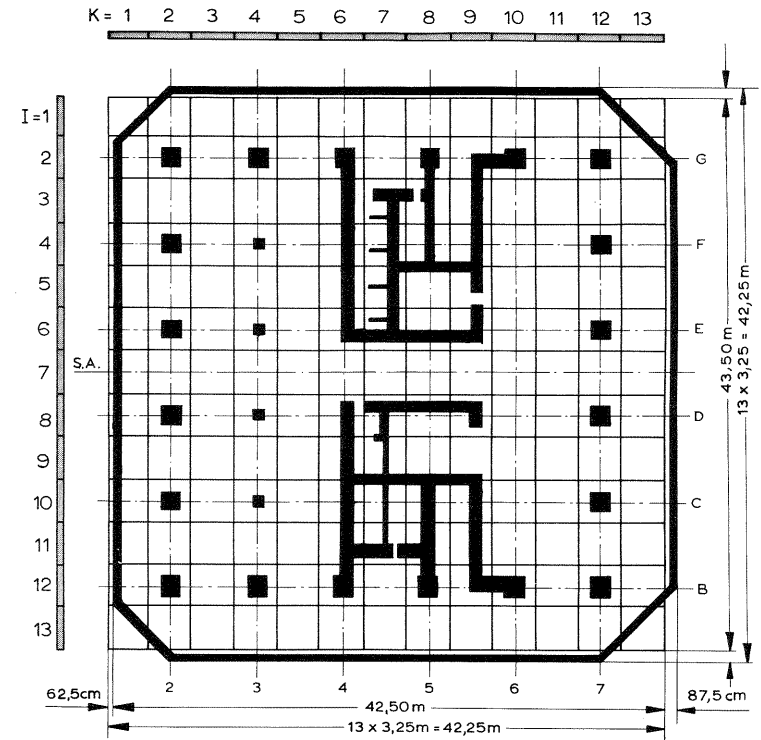
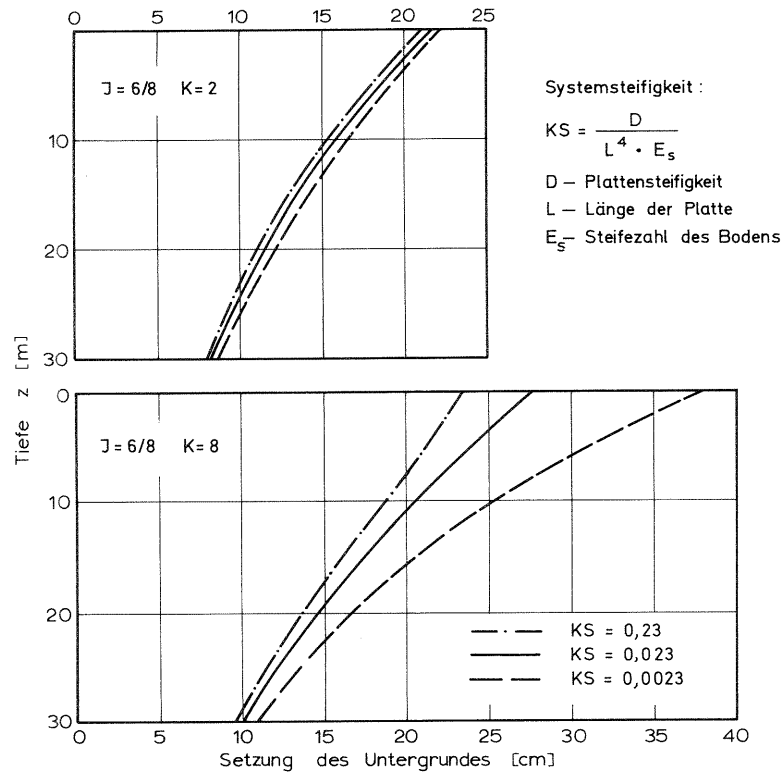


Bild 4.4: Einfluß der Bauwerkssteifigkeit auf die Setzungsverteilung

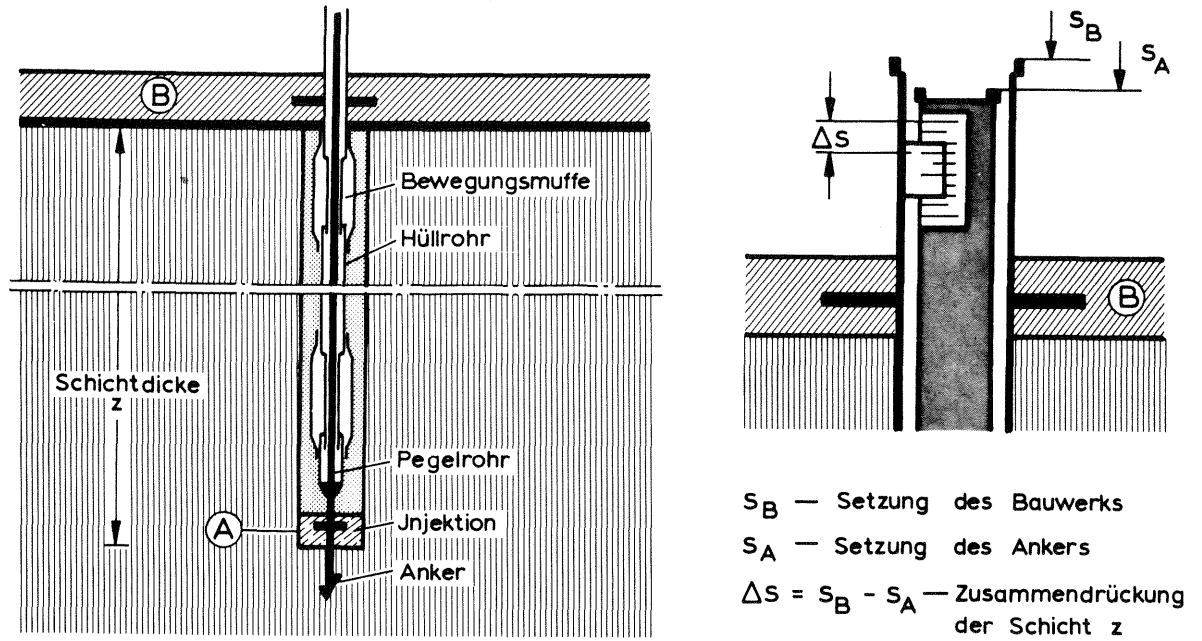


Bild 4.5: Schematische Darstellung eines Pegels mit Meßeinrichtung

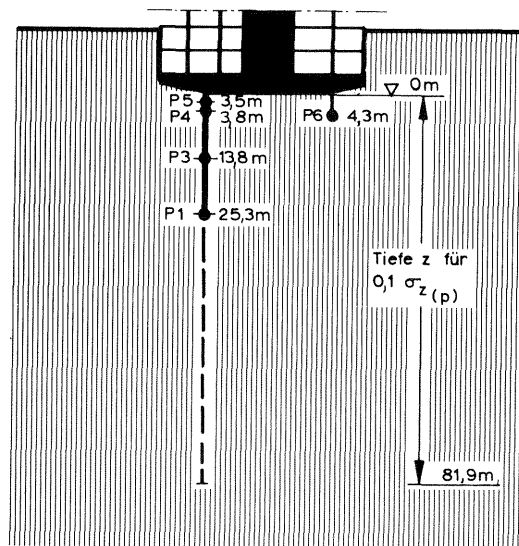


Bild 4.6: Tiefenlage der Verankerungspunkte

an Achse 7 geplanten Flachtraktes, schieden die dort gelegenen Punkte für den Einbau der Meßeinrichtungen aus.

Die hohen Kosten für den Einbau von Meßpegeln zwangen dazu, ihre Zahl und die Einbautiefe auf ein Mindestmaß zu begrenzen. Es wurde deshalb der Einbau von nur 6 Pegeln geplant, von denen aus Zeitgründen lediglich 5 Pegel zum Einbau kamen. Die Lage und Reichweite der Pegel geht aus den Bildern 4.1, 4.2 und 4.6 hervor. Die eigentliche Meßaufgabe erfüllen die Pegel der Gruppe P1, P3 und P4 während die Pegel P5 und P6 zur weiteren Kontrolle der Zusammendrückung der obersten Schichten dienen. Mit dem Pegel P6 sollte außerdem später der Einfluß des Flachbaues erfaßt werden.

4.4 Aufbau und Arbeitsweise der Meßpegel

Der schematische Aufbau eines Pegels und seiner Meßeinrichtung ist in Bild 4.6 dargestellt. Das eigentliche Pegelrohr ist im Baugrund verankert (Punkt A). Durch ein beweglich ausgebildetes Hüllrohr, das im Bauwerk B befestigt ist, wird das Pegelrohr vor einer Kraftübertragung aus dem Untergrund geschützt, damit es der Setzung des Ankerpunktes ungehindert folgen kann. Die Setzung s_A des Ankerpunktes wird an der Oberkante des Pegelrohres und die Setzung s_B des Bauwerks an der Oberkante des Hüllrohrs durch ein Feinnivellement gemessen. Zusätzlich ist eine Skaleneinrichtung mit Nonius angebracht, welche die Differenz der genannten Setzungen, also die Zusammendrückung Δs der Bodenschicht mit der Dicke z zwischen der Gründungssohle B und dem Ankerpunkt A anzeigt. Hierdurch konnte der Verlauf der Setzungen im Pegelbereich in kürzeren Zeitabständen ohne Nivellement beobachtet werden.

4.5 Ergebnis der Pegelmessungen

Die Zusammendrückung der Bodenschichten wurde während des Betonierens der Fundamentplatte ständig und in der übrigen Bauzeit

wöchentlich einmal abgelesen, um etwaige Störungen und unvorhergesehene Einflüsse frühzeitig erkennen zu können. In größeren Zeitabständen nach der Fertigstellung ausgewählter Bauzustände, wurden die Gesamtsetzung des Bauwerks und die Verformung der Gründungsplatte durch Feinnivellements gemessen. Insgesamt sind 20 dieser Messungen ausgeführt worden. Dabei wurden auch die relativen Bewegungen der Festpunkte jährlich einmal durch ein Nivellement im größeren Umkreis kontrolliert und ausgeglichen. Die Genauigkeit der Nivellements hat $\pm 0,3$ mm betragen. An den vier Ecken des Gebäudes wurde zusätzlich der Grundwasserstand in Schlagbrunnen gemessen, um den Einfluß auf die Belastung des Untergrundes prüfen zu können.

Bild 4.7 zeigt die gemessene mittlere Setzung s_m des Bauwerks und die auf die mittlere Setzung bezogene Setzung s_A der Pegelanker. Darüber sind die mittlere Sohlpressung aus dem Bauwerkseigengewicht unter Berücksichtigung des Grundwasserstandes und die 10 wichtigsten Meßzeitpunkte mit den zugehörigen Bauzuständen dargestellt. Die Lasten in den einzelnen Bauzuständen wurden der statischen Berechnung entnommen. Die aufgetragenen Meßergebnisse beginnen nach der Fertigstellung der Gründungsplatte. Diese ist zuvor schachbrettartig in 12 Feldern betoniert worden, wobei zunächst ein etwa 25 m breiter Mittelstreifen fertiggestellt wurde. Da die Pegelhüllrohre im Unterbeton verankert worden sind, konnten die Setzungen der Gründungssohle vom Betonierbeginn an gemessen werden. Dabei ergaben sich folgende Werte:

Gründungssohle	Pegelanker		
B	P ₄	P ₃	P ₁
s_m	s_A		
14,4 mm	9,5 mm	4,4 mm	3,6 mm

Tab. 4.1: Sofortsetzung im Pegelfeld

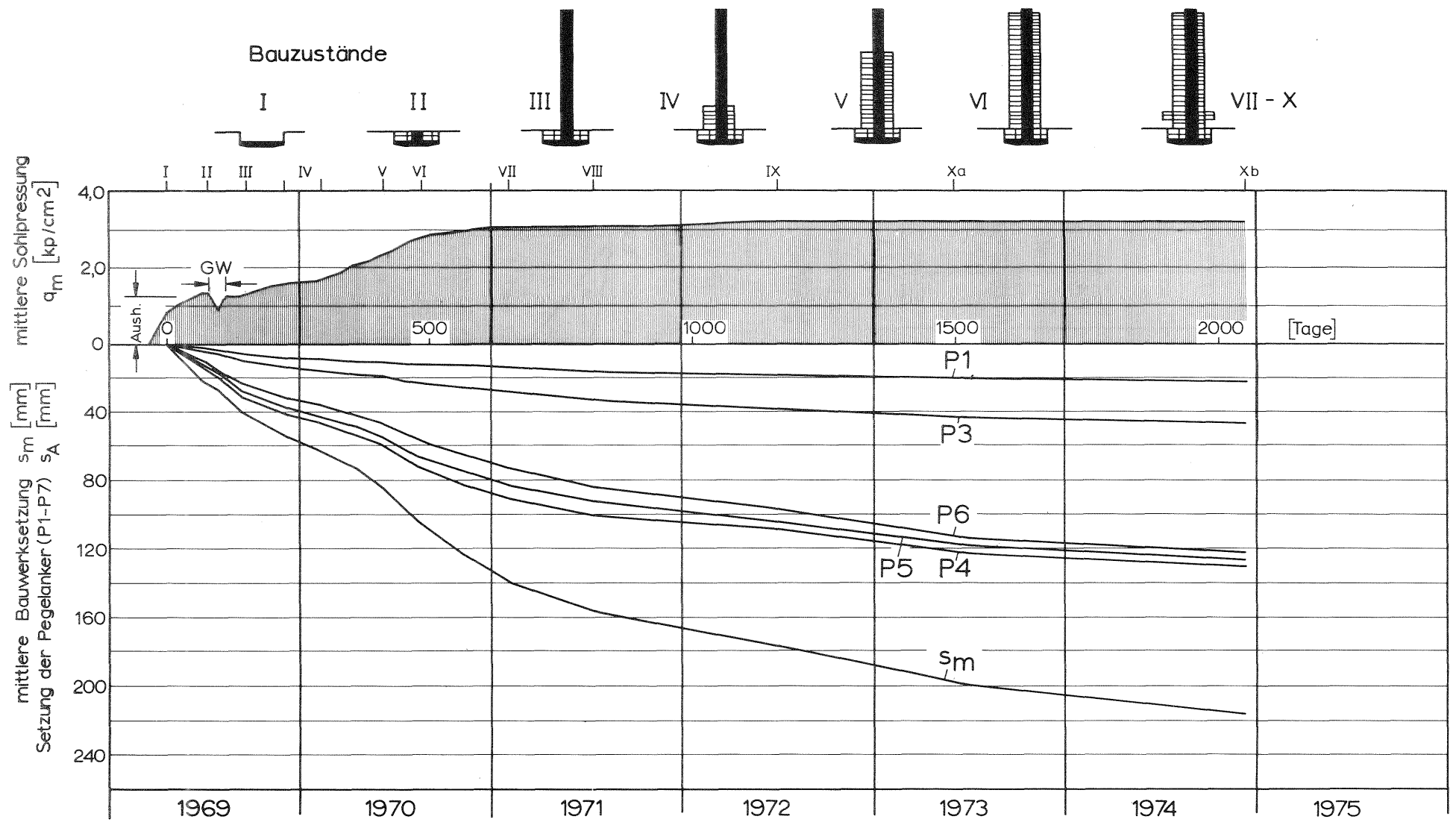


Bild 4.7: Mittlere Setzung des Hochhauses AfE und der Pegelanker

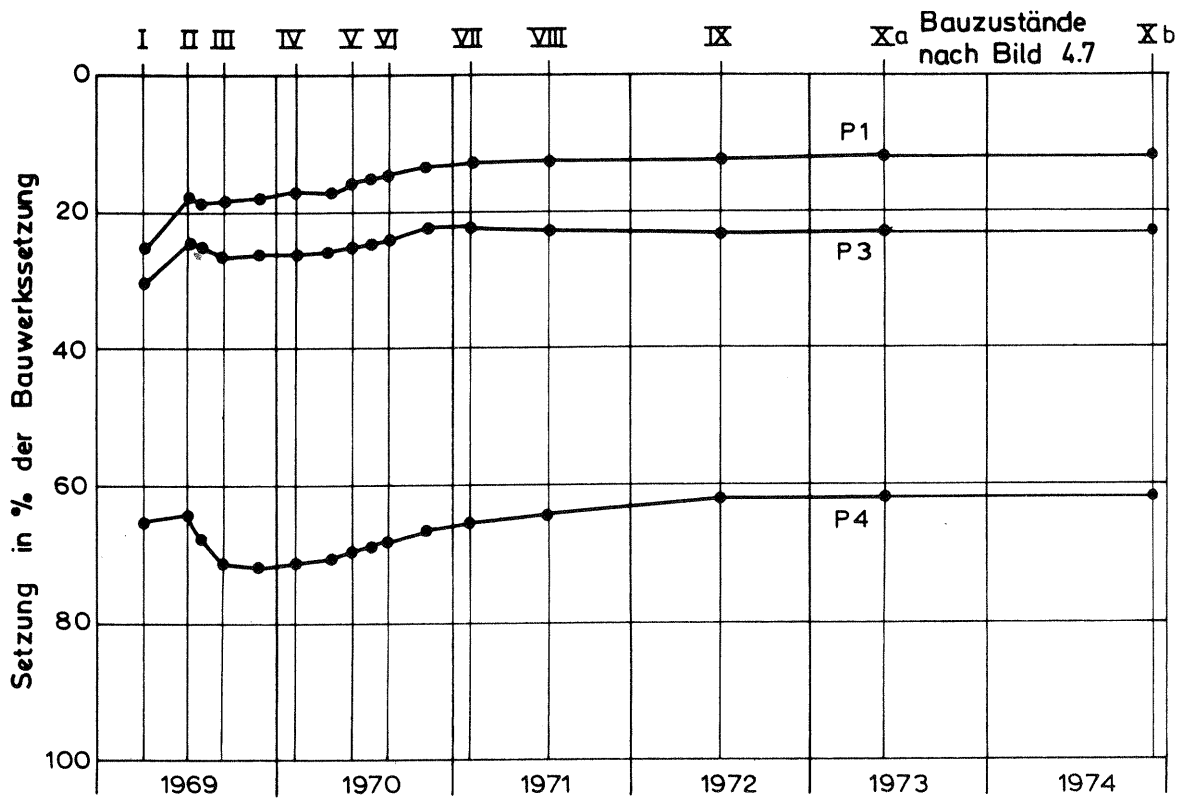


Bild 4. 8: Zeitliche Setzung der Pegelanker in % der Gesamtsetzung

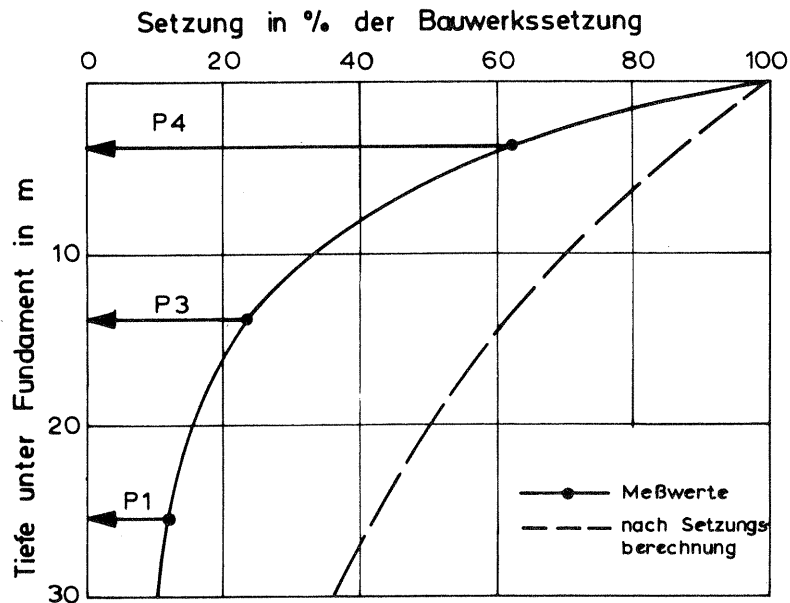


Bild 4. 9: Verteilung der Setzungen nach der Tiefe in % der Gesamtsetzung

Die Setzung des Mittelteils bis zur Fertigstellung der gesamten Fundamentplatte wurde zu 9,7 mm gemessen. Nimmt man als fiktiven Zeitpunkt für die Fertigstellung der Fundamentplatte die Mitte der tatsächlichen Betonierzeit an, so erhält man unter Berücksichtigung der mittleren Plattendicke aus den genannten Meßwerten eine Setzung von 29 mm für die Fundamentplatte vor dem Auftragszeitpunkt in Bild 4.7. Die bisher (1974) gemessene Gesamtsetzung einschließlich der Setzungen beim Betonieren der Fundamentplatte beträgt damit 246 mm.

In Bild 4.8 wurde der prozentuale Anteil der Untergrundsetzungen an der Gesamtsetzung über die Zeit aufgetragen. Die Pegel P5 und P6 zeigen gegenüber P4 keine nennenswerten Unterschiede im Setzungsverhalten, weshalb in der weiteren Auswertung von dem Meßergebnis der Pegelgruppe ausgegangen wird. Mit Ausnahme des Anfangsbereiches nimmt der Setzungsanteil unterhalb P4 mit zunehmender Bauwerkslast ab. Von Baubeginn bis zum Erreichen der Aushublast haben sich die unter P1 und P3 liegenden Schichten im Vergleich zum Endzustand stärker an der Setzung beteiligt. Bei der Stilllegung der offenen Wasserhaltung zwischen den Messungen II und III zeigten die unterhalb der Reichweite der Grundwasserströmung verankerten Pegel eine Zunahme des Setzungsanteils an. Die Zunahme der Bauwerkssetzungen im gleichen Zeitraum war demgegenüber geringer. Mit dem Anstieg des Grundwassers geriet das Hochhaus unter Auftrieb, während der Boden unter dem Bauwerk durch den Fortfall der Grundwasserströmung schwerer geworden ist. Die Überlagerung der aus beiden Lasteinflüssen resultierenden Spannungen bewirkte insgesamt im durchströmten Bereich eine Entlastung und darunter eine Belastung des Baugrundes, wodurch sich die beobachtete Änderung der Setzungsverteilung erklären läßt. Nach der Fertigstellung des Rohbaus (Messung VII) änderte sich die Verteilung der Setzung nur noch wenig und ist im letzten Jahr der bisherigen Messungen unverändert geblieben. Für diesen Zustand wurde die mit der Pegelgruppe gemessene Setzungsverteilung in Bild 4.9 aufgetragen

und den **Ergebnissen** einer **Setzungsberechnung** gegenübergestellt. Diese geht von den üblichen **Annahmen**, nämlich den **Vertikalspannungen** nach **Boussinesq** unter dem kennzeichnenden Punkt einer flächengleichen **schlaffen Kreislast**, einer **Einflußtiefe** bis **10 %** der **mittleren Sohlpressung** und einem **konstanten Steifemodul** aus. Die **Vernachlässigung** der **seitlichen Spannungen** entspricht der **Annahme** einer **Querdehnungszahl** von $\nu = 0$, was nach der Theorie die **größtmögliche Konzentration** der **Setzungen** unter **Fundamentmitte** bewirkt.

Wie der Vergleich zeigt, besteht dennoch ein erheblicher Widerspruch zwischen der gemessenen **Setzungsverteilung** und den **theoretischen Werten**. Die **tatsächliche Setzung** ist viel **stärker** zum **Fundament** hin **konzentriert**, als dies die **Setzungsberechnung** ausgehend von der **Annahme** eines **elastisch-isotropen Halbraums** ergibt. Die **Ursache** für den **Unterschied** zwischen der **theoretischen** und der **beobachteten Setzungsverteilung** soll in den **Kapiteln 5 bis 7** aufgezeigt werden.

4.6 Verformung der Gründungsplatte

Zur **Stützung** der **Berechnungsannahmen** bei der **Auswertung** der **Messungen** bzw. zur **Bestimmung** der **mittleren Setzung** des **Bauwerks** wurde an **35 Bodenbolzen** die **Verformung** der **Fundamentplatte** gemessen. Die **Anordnung** dieser **Punkte** ist in **Bild 4.2** eingetragen. In **Bild 4.10** sind die **gemessenen Verformungen** der **Gründungsplatte** seit ihrer **Fertigstellung** aufgetragen. Die **daraus** **erkenntliche Schiefstellung** des **Gebäudes** zur **Achse 2** um **42 mm** ist durch eine **Entlastung** des **Baugrundes** infolge des **Aushubes** für den **Keller** des **Verbindungsbaus** und durch eine **Auffüllung** des **Geländes** im **Anschluß** an die **Außenwand** neben **Achse 2** bewirkt worden. Die **Gründungsplatte** **selbst** läßt, bei einer **Durchbiegung** von **10 mm**, auf ein **relativ starres Verhalten** des **Bauwerks** schließen.

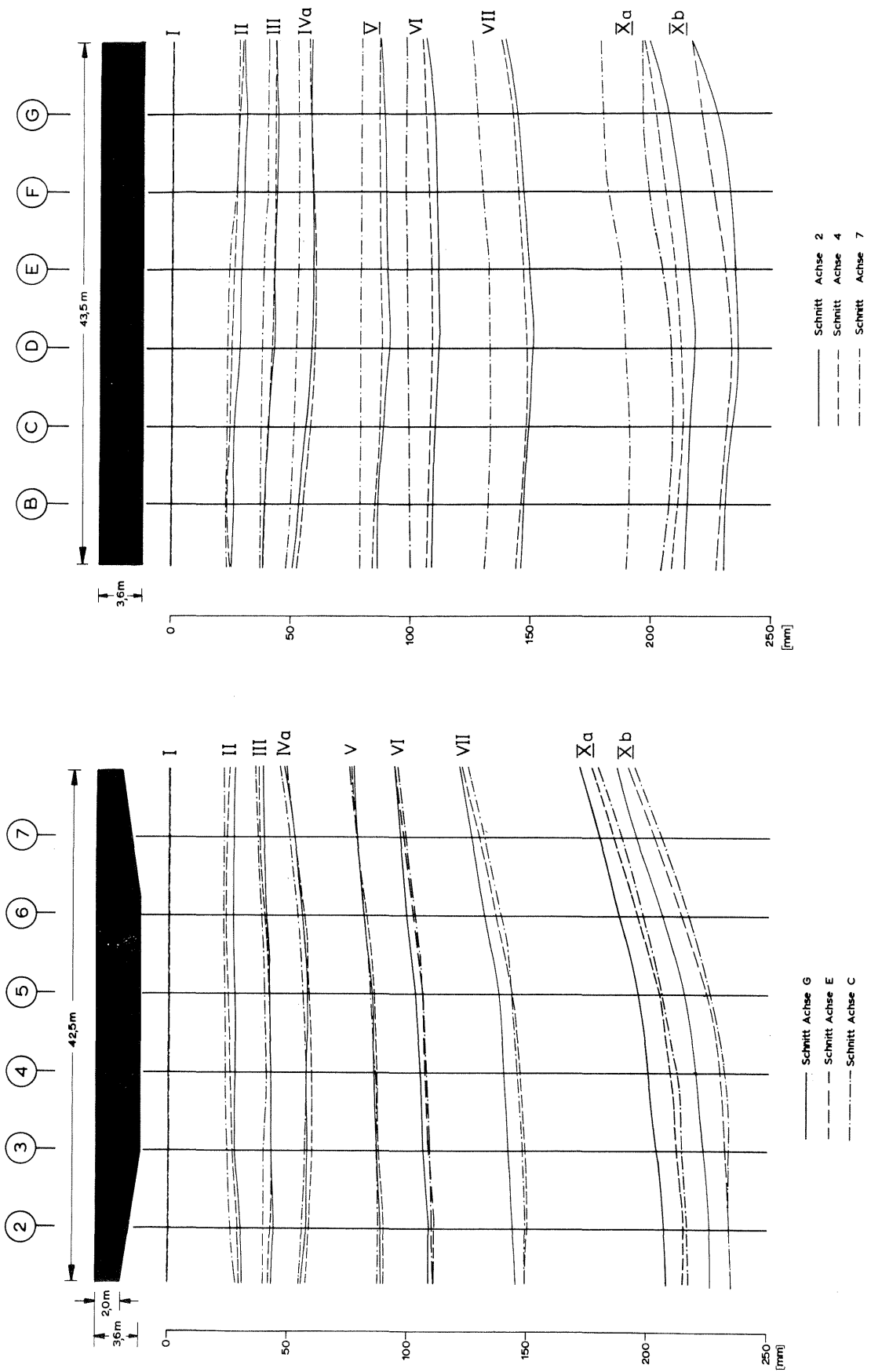


Bild 4.10: Gemessene Verformungen der Gründungsplatte

5. Numerische Berechnung der Spannungen und Verformungen im Boden unter Berücksichtigung eines nichtlinearen und wegabhängigen Stoffverhaltens.

5.1 Allgemeines

Wie in Kapitel 3 gezeigt wurde, ist die Berechnung von Verformungen und Spannungen im Untergrund unter Bauwerkslasten mit Hilfe geschlossener Lösungen nur für einfache Randbedingungen mit einem linear elastischen Stoffansatz möglich. Will man die Auswirkungen eines vom örtlichen Spannungszustand abhängigen Spannungs-Dehnungsverhaltens untersuchen, das als Ursache für die Abweichung der beobachteten Setzungsverteilung von der Theorie angesehen werden muß, so ist man auf ein numerisches Rechenverfahren angewiesen. Von den bekannten Verfahren wird die Finite-Element-Methode (FEM) zur Lösung der gestellten Aufgabe als die geeignetste Methode gewählt.

Die Grundlagen der FEM sind in zahlreichen Veröffentlichungen behandelt worden. Eine ausführliche Darstellung der Methode findet sich bei Zienkiewicz (1971) und bei Desai und Abel (1972), die auch den Belangen der Bodenmechanik besondere Beachtung schenken. Die Grundlagen für den hier untersuchten rotationssymmetrischen Fall beschreiben Wilson (1965) und Clough/Rashid (1965), letztere unter Anwendung auf die Boussinesq'sche Lösung für die Einzelast zur Prüfung des Verfahrens. Hier sollen nur die in der vorliegenden Arbeit verwendeten Erweiterungen der FEM behandelt werden, soweit sie zur Berücksichtigung des Stoffverhaltens notwendig sind. Auf die allgemeinen Grundlagen der FEM wird nicht näher eingegangen.

Im rotationssymmetrischen Lastfall liegt ein ebener Verschiebungszustand und ein allgemeiner räumlicher Spannungs- und Dehnungszustand vor. Zur Ermittlung der Stoffbeziehung wären daher Verformungsver-

suche notwendig, bei denen die Spannungen und Dehnungen in den 3 Raumrichtungen voneinander unabhängig verändert und gemessen werden können. Solche Versuche sind mit einem überaus großen Aufwand verbunden und bisher bedingt nur für Sand gelungen (Goldscheider, 1972). Aus diesem Grund wurde für die Untersuchung des Stoffverhaltens des Tons von vornherein der Dreiaxialversuch mit seitlich gleichen Spannungen gewählt. Der dort vorhandene Spannungs- und Deformationszustand liegt unter einem kreisförmigen Fundament streng genommen nur unter der Lastachse vor.

5.2 Ermittlung der Spannungs-Dehnungsbeziehung aus Dreiaxialversuchen

Wie Breth, Schuster und Pise (1973) zeigten und Chambosse (1975) in weiterführenden Versuchen bestätigte, erhält man je nach Spannungsweg völlig unterschiedliche Verformungen. Die Dreiaxialversuche müssen deshalb modellhaft entsprechend den Vorgängen im Untergrund ausgeführt werden. Aus den gemessenen Spannungen und Dehnungen können die Verformungsmoduli ermittelt werden, die dann nur für die aufgebrachten Spannungen und den dabei zurückgelegten Spannungsweg gelten. Im Versuch muß die Bodenprobe zunächst in den Ausgangsspannungszustand gebracht werden. Danach sind die Spannungsänderungen $\Delta\sigma_1$ und $\Delta\sigma_3$ entsprechend dem zu untersuchenden Belastungsschritt aufzubringen. Unter der Annahme, daß die Grundgleichungen der Elastizitätstheorie noch für kleine Spannungs- und Dehnungsänderungen gültig bleiben, erhält man:

$$\Delta\varepsilon_1 = \frac{1}{E} (\Delta\sigma_1 - 2 \cdot \nu \cdot \Delta\sigma_3) \quad (5.1)$$

$$\Delta\varepsilon_3 = \frac{1}{E} (\Delta\sigma_3 - \nu (\Delta\sigma_1 + \Delta\sigma_3)) \quad (5.2)$$

Hieraus ergibt sich der Verformungsmodul und die Querdehnungszahl in Abhängigkeit vom Spannungszustand zu:

$$E_{(\sigma)} = \frac{\Delta\sigma_1 (\Delta\sigma_1 + \Delta\sigma_3) - 2\Delta\sigma_3^2}{(\Delta\sigma_1 + \Delta\sigma_3) \Delta\varepsilon_1 - 2\Delta\sigma_3 \cdot \Delta\varepsilon_3} \quad (5.3)$$

$$\nu_{(\sigma)} = \frac{\Delta\sigma_3 \cdot \Delta\varepsilon_1 - \Delta\sigma_1 \cdot \Delta\varepsilon_3}{(\Delta\sigma_1 + \Delta\sigma_3) \Delta\varepsilon_1 - 2\Delta\sigma_3 \cdot \Delta\varepsilon_3} \quad (5.4)$$

Bei bekannten Spannungsänderungen $\Delta\sigma_1$ und $\Delta\sigma_3$ müssen zur Bestimmung von E und ν die zugehörigen Dehnungen gemessen werden. Anstelle der Seitendehnung $\Delta\varepsilon_3$ wird meist die Volumenänderung $\Delta \frac{\Delta V}{V}$ der Probe bestimmt, woraus sich die Seitendehnung ermitteln läßt zu:

$$\Delta\varepsilon_3 = \frac{1}{2} \left(\Delta \frac{\Delta V}{V} - \Delta\varepsilon_1 \right) \quad (5.5)$$

Selbst bei einfachen Randwertproblemen erfordert die Vielfalt der möglichen Spannungsänderungen eine Beschränkung auf wenige typische Spannungswege im Versuch. Die Zulässigkeit der Beschränkung auf solche vereinfachten Zusammenhänge muß sich aus dem Vergleich der Berechnung mit den Meßwerten am Bauwerk erweisen. Außer anderen Autoren haben Breth, Schuster und Pise (1973) auf der Grundlage der Gleichungen (5.3) und (5.4) Dreiaxialversuche mit Sanden ausgewertet.

Anstelle der Elastizitätswerte E und ν werden in der Literatur häufig der Volumenmodul K und der Schubmodul G verwendet. Bei der Auswertung von Dreiaxialversuchen nach den Gleichungen (5.3) und (5.4) besteht in deren Verwendung insofern kein Unterschied, als die in Tabelle 5.1 gezeigten Zusammenhänge zwischen den Elastizitätswerten bei kleinen Spannungsänderungen bestehen. Hingegen wird in der Literatur häufig eine Trennung von Volumenänderung und Schubverformung wegen der damit verbundenen Anschaulichkeit vorgenommen. Solche Ansätze gehen von den oktahedralen Spannungen und Dehnungen aus, die sich aus den Hauptspannungen nach Bild 5.1 ergeben. Die Verformungsmoduli, welche ebenfalls nur für den aufgebrachten Span-

	E =	v =	K =	G =
f(E, v)	-	-	$\frac{E}{3(1-2v)}$	$\frac{E}{2(1+v)}$
f(K, G)	$\frac{9KG}{3K+G}$	$\frac{3K-2G}{6K+2G}$	-	-
f(G, E)	-	$\frac{E-2G}{2G}$	$\frac{G \cdot E}{3(3G-E)}$	-
f(K, E)	-	$\frac{3K-E}{6K}$	-	$\frac{3KE}{9K-E}$
f(G, v)	$2G(1+v)$	-	$\frac{2G(1+v)}{2(1-2v)}$	-
f(K, v)	$3K(1-2v)$	-	-	$\frac{3K(1-2v)}{2(1+v)}$

Tab. 5.1: Zusammenhang zwischen den Elastizitätswerten

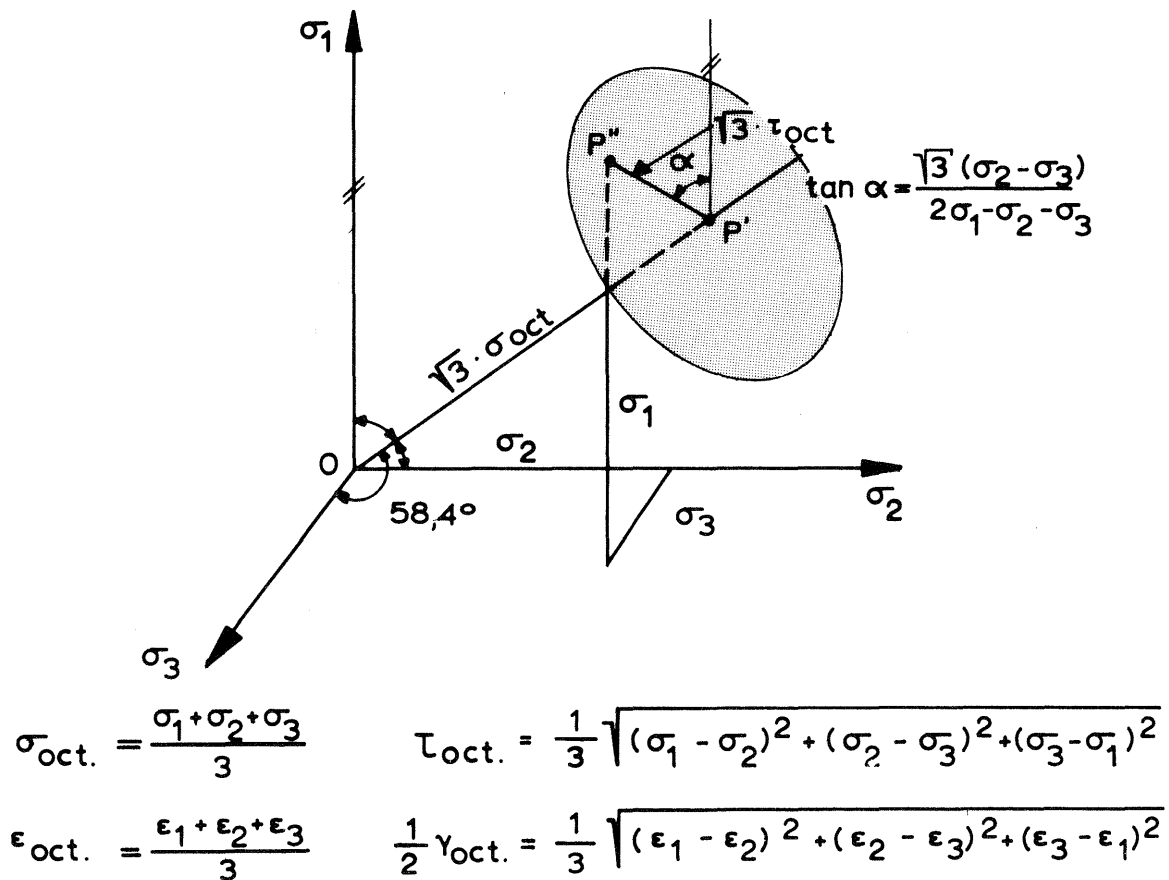


Bild 5.1: Definition der Oktaederspannungen und Oktaederdehnungen

nungszustand und den hierbei durchlaufenen Spannungsweg gelten, ergeben sich aus dem Dreiaxialversuch zu:

$$K_{(\sigma)} = \frac{\Delta\sigma_{\text{oct}}}{3\Delta\varepsilon_{\text{oct}}} = \frac{1}{3} \cdot \frac{\Delta\sigma_1 + 2\Delta\sigma_3}{\Delta\varepsilon_1 + 2\Delta\varepsilon_3} \quad (5.6)$$

$$G_{(\sigma)} = \frac{\Delta\tau_{\text{oct}}}{\Delta\gamma_{\text{oct}}} = \frac{1}{2} \cdot \frac{\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3}{\Delta\varepsilon_1 - \Delta\varepsilon_3} \quad (5.7)$$

Die Meßwerte im Versuch zur Bestimmung von K und G sind dieselben wie für E und ν . Die Ergebnisse solcher auf den Gl. (5.6) und (5.7) aufgebauten Versuche verschiedener Autoren mit Sanden wurden z.B. von Breth, Pise und Schuster (1973) zusammengestellt.

In der Praxis werden Dreiaxialversuche häufig ohne Messung der Seitendehnung ausgeführt. Gerade dort besteht aber der Wunsch, verbesserte numerische Berechnungsverfahren anzuwenden. Die Auswertung solcher Versuche nach den Stoffkennwerten erfordert zusätzliche Annahmen. Im "normalen" Dreiaxialversuch wird nach dem isotropen Konsolidieren unter dem Seitendruck σ_3 die Vertikalspannung um $\sigma_1 - \sigma_3$ stufenweise gesteigert, wobei die vertikale Dehnung ε_1 gemessen wird. Unter der Annahme $\sigma_3 = \text{const.}$ liefert Gl. (5.3) mit $\Delta\sigma_3 = 0$:

$$E_t(\sigma, \sigma_3 = \text{const}) = \frac{\Delta\sigma_1}{\Delta\varepsilon_1} = \frac{\Delta(\sigma_1 - \sigma_3)}{\Delta\varepsilon_1} \quad (5.3a)$$

Aus den Meßwerten $\Delta\sigma_1$ und $\Delta\varepsilon_1$ kann also nach Gl. (5.3a) der Verformungsmodul E_t direkt aus der Tangentenneigung der Drucksetzungslinie nach Bild 5.2 bestimmt werden. Zur Ermittlung der Querdehnungszahl ν reicht die Messung der Vertikaldehnungen allein nicht aus. Es ist daher notwendig, bei der Zuordnung der Stoffkennwerte vom Versuch auf die Berechnung entweder

a) von der Annahme eines konstanten Volumenmoduls oder

b) von der Annahme einer konstanten Querdehnungszahl auszugehen.

Die Annahme a) beinhaltet die Abhängigkeit des Schubmoduls und der Querdehnungszahl vom Spannungszustand. Im Fall b) sind der Volumenmodul und der Schubmodul vom Spannungszustand abhängig. Während im Fall a) der mittlere Volumenmodul der untersuchten Bodenart bekannt sein muß, ist im Fall b) die Kenntnis der mittleren Querdehnungszahl notwendig. Soweit hierüber Annahmen getroffen werden müssen, erscheint dies in den meisten Fällen für die Querdehnungszahl eher möglich zu sein, als für den Volumenmodul.

Infolge der Abhängigkeit vom Spannungsweg kommt der Zuordnung der Stoffkennwerte zwischen Versuch und Berechnung besondere Bedeutung zu. Eine ausführliche Darstellung der von verschiedenen Autoren gewählten Zuordnung findet sich bei Stroh (1974). Daraus geht hervor, daß die Ergebnisse von Dreiaxialversuchen in den meisten Fällen ohne Beachtung des Spannungsweges unzulässig verallgemeinert worden sind.

Nach den Versuchen von Chambosse ist beispielsweise eine Aufteilung der Verformung in Volumenänderung und Schubverformung nicht sinnvoll, wenn der Versuch nicht dem natürlichen Spannungsweg folgt. Wie seine Versuche weiter bestätigen, hängt vor allem die Schubverformung eines Bodens vom Spannungsweg ab.

Dem beobachteten Stoffverhalten wird der Ansatz von Duncan und Chang auf einfache Weise gerecht. Er basiert auf praxisüblichen Dreiaxialversuchen mit konstantem Seitendruck und entspricht dem o.g. Fall b). Wie im folgenden Abschnitt gezeigt wird, können im Boden bei der Erstbelastung auch Spannungsweg auftreten, in denen die Vertikalspannung näherungsweise konstant bleibt. Hierfür läßt sich der Ansatz von Duncan und Chang erweitern, was außer sei-

ner praxisbezogenen Anwendbarkeit als entscheidender Vorteil gegenüber anderen Stoffansätzen angesehen werden muß.

5.3 Spannungswege im Boden unter der Bauwerkslast und im Dreiaxialversuch

Die Abhängigkeit des Verformungsmoduls des Bodens vom Spannungszustand und vom Spannungsweg läßt sich bereits aus der Druck-Setzungslinie eines Dreiaxialversuchs in Bild 5.2 zeigen, in dem eine Bodenprobe nach der Belastung entlastet und anschließend wieder belastet worden ist. Der Ent- und Wiederbelastungsbereich ist durch eine Hysteresis gekennzeichnet, in deren Bereich der Boden gegenüber der Erstbelastung eine deutlich geringere Verformbarkeit aufweist. Einem bestimmten aktuellen Spannungszustand ($\sigma_1 - \sigma_3$)^a sind unterschiedliche Deformationszustände ϵ_{1a} , ϵ_{1b} und ϵ_{1c} sowie unterschiedliche Verformungsmoduli - gekennzeichnet durch die Neigung der Druck-Setzungslinie - zugeordnet. Die Unterscheidung des Spannungsweges in Erstbelastung und Ent- oder Wiederbelastung kann im Dreiaxialversuch entsprechend Bild 5.2 nach der Größe der Hauptspannungsdifferenz $\sigma_1 - \sigma_3$ erfolgen. Dieses Kriterium wurde von Duncan und Chang (1970) verwendet. Es ist ein Maß für die Größe der Schubbeanspruchung. Wie Stroh (1974) bei der Nachrechnung des Aushubvorganges einer Baugrube feststellte, wird die Schubbeanspruchung im Boden besser durch die Neigung der Tangente vom Schnittpunkt der Mohr'schen Bruchgeraden mit der σ -Achse an den aktuellen Spannungskreis erfaßt ("stress-level"). Beide Kriterien sind in Bild 5.3 dargestellt. Alle Spannungsänderungen, die zu einer Überschreitung des im Laufe der Spannungsgeschichte jemals erreichten Größtwertes (Vergleichsspannung) des verwendeten Kriteriums führen, werden als Erstbelastung (Weg 1 und 2) aufgefaßt. Die übrigen Spannungsänderungen ergeben Ent- oder Wiederbelastung (Weg 3).

In jedem Randwertproblem treten innerhalb begrenzter Bereiche

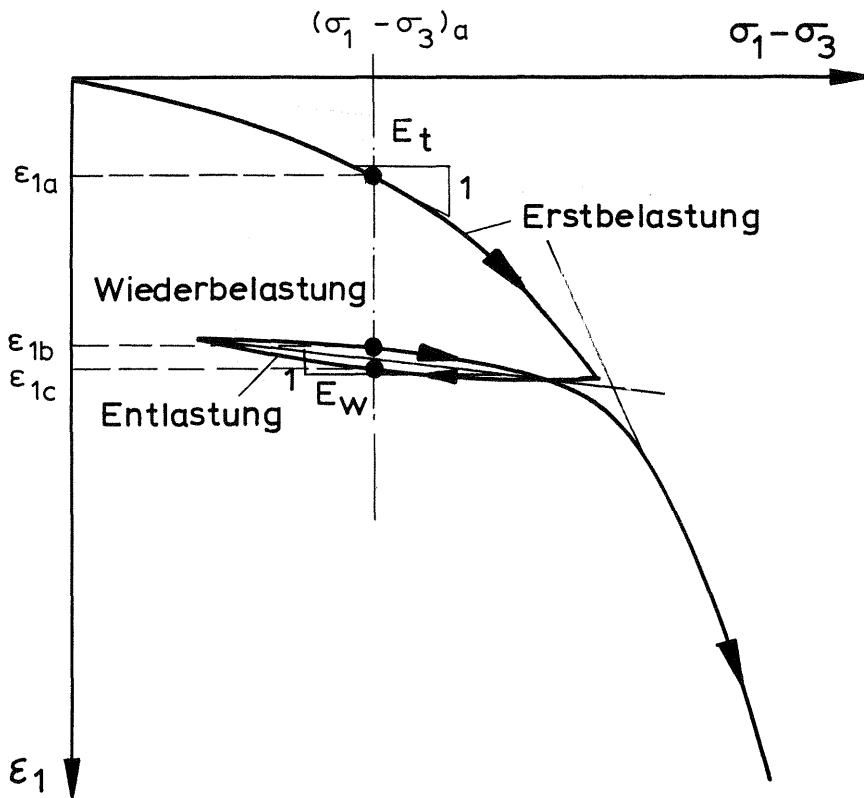


Bild 5.2: Druck-Setzungslinie im Dreiaxialversuch bei Be- und Entlastung

a) Stress - Level (SL)

b) Hauptspannungsdifferenz (D)

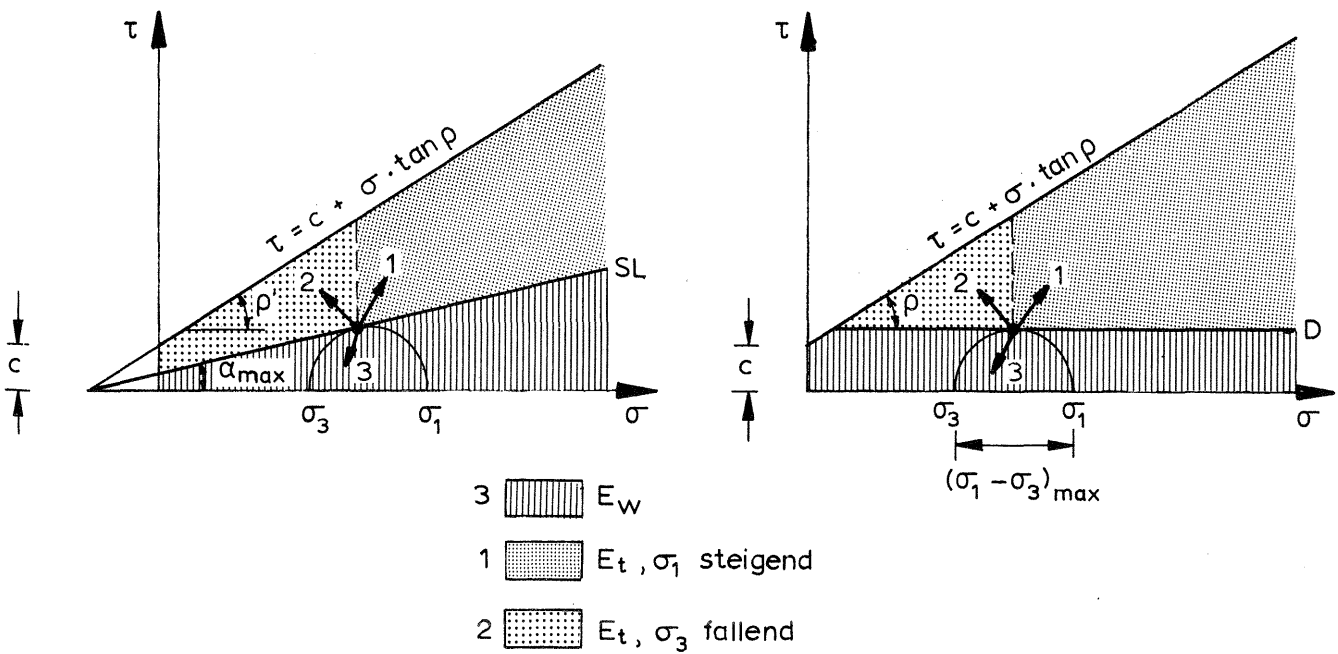


Bild 5.3: Kriterien für die Unterscheidung von Spannungswegen

charakteristische Spannungswege auf. Je nach Wahl des Unterscheidungskriteriums können sich dabei Unterschiede in der Beurteilung des Spannungsweges und der Spannungsgeschichte ergeben. Mit Vergleichsberechnungen konnte nachgewiesen werden, daß diese Unterschiede bei dem vorliegenden Randproblem nicht groß sind.

Im Untergrund wird der Spannungsweg vom Eigenspannungszustand, vom Aushubvorgang und von der nachfolgenden Belastung durch das Hochhaus bestimmt. Im Folgenden sollen diese Spannungswege analysiert werden. Wie in Abschnitt 5.5 näher begründet wird, werden dabei nur die Vertikalspannungen σ_z und die Horizontalspannung σ_r berücksichtigt. Im Hinblick auf die im Rechenprogramm verwendete Spannungs-Dehnungsbeziehung soll gleichzeitig dargelegt werden, wie der im Untergrund auftretende Spannungsweg im dreiaxialen Druckversuch näherungsweise nachgeahmt werden kann. Bei einem an der Geländeoberfläche gegründeten Fundament lassen sich, entsprechend den Spannungsänderungen nach Bild 5.4, zunächst zwei Bereiche unterscheiden. Im Bereich (1) nehmen die Vertikalspannungen mehr zu als die Horizontalspannungen; letztere überwiegen im Bereich (2). Während die vertikalen Zusatzspannungen aus der Fundamentlast überall Druckspannungen sind, können die radialen Zusatzspannungen im Bereich (2b) Zugspannungen sein. Die Größe dieses Bereichs hängt von der Querdehnungszahl ν des Bodens ab, die die Seitenspannung wesentlich beeinflusst.

Bei einer Gründung unterhalb der Geländeoberfläche wird der Untergrund durch den Aushub zunächst entlastet, wodurch sich die Vorzeichen der Spannungsänderungen umkehren. Die Spannungsänderungen oberhalb der Gründungsebene sind von geringem Einfluß auf den darunterliegenden Boden und bleiben außer Betracht. Der Seitendruckbeiwert λ_0 im Eigengewichtszustand des Bodens und die Richtung der äußeren Belastung sind maßgebend für den Spannungsweg in den einzelnen Bereichen. Die Spannungswege sollen getrennt für

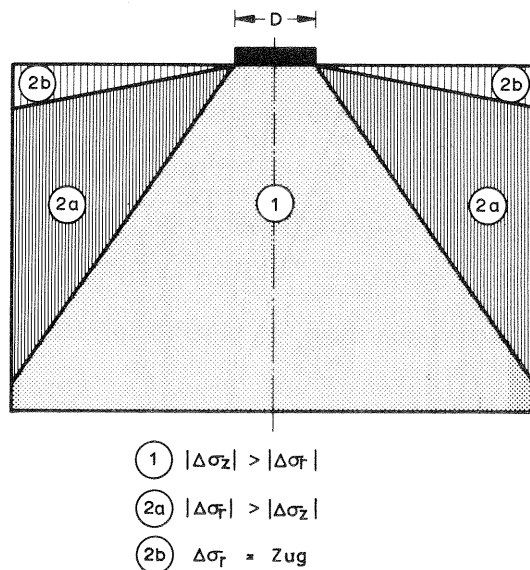
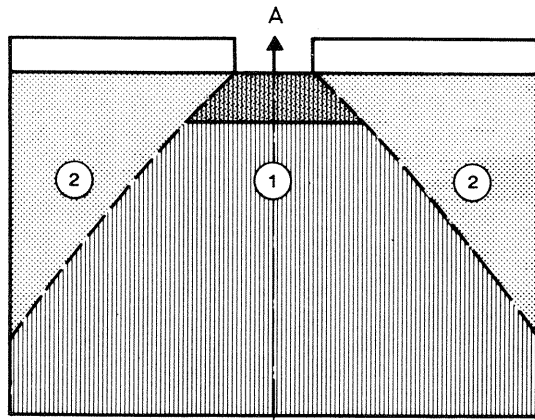


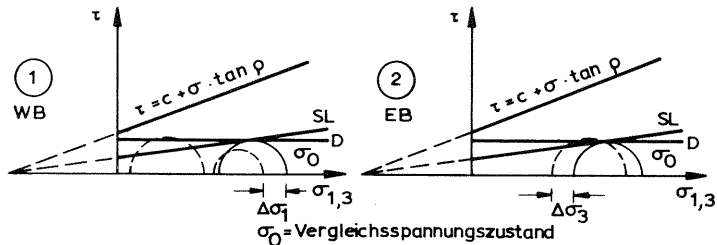
Bild 5.4: Schematische Darstellung der Bereiche mit gleichgerichtetem Spannungsweg unter einem kreisförmigen Bauwerk

den Aushubvorgang und die Belastung des Untergrundes durch das Bauwerk verfolgt werden. Dabei wird von einem Seitendruckbeiwert $\lambda_0 < 1$ ausgegangen.

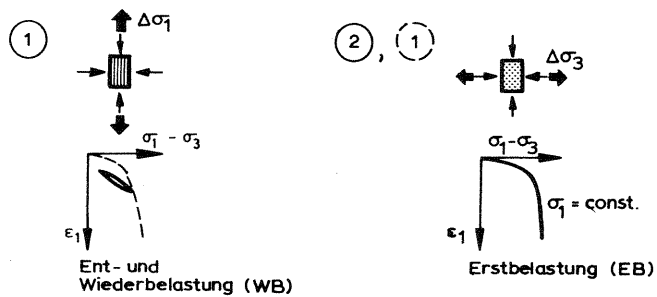
In Bild 5.5 sind die unterschiedlichen Spannungswege während des Aushubvorganges für den Boden unterhalb der Gründungssohle dargestellt. Infolge dem Bodengewicht neben dem Bauwerk oberhalb der Gründungsebene unterscheidet sich der Bereich ②b nicht vom Bereich ②a. Im Bereich ① überwiegt die Änderung der Vertikalspannung, die infolge des Aushubs abnimmt. Das Verformungsverhalten kann näherungsweise in Dreiaxialversuchen untersucht werden, bei denen die Vertikalspannung nach der Konsolidation abnimmt. Im Bereich ② nehmen die Horizontalspannungen während des Aushubs stärker ab als die Vertikalspannungen, was näherungsweise in Dreiaxialversuchen mit konstanter Vertikalspannung und fallendem Seitendruck geprüft werden kann. Wie Bild 5.5 zeigt, liegt im Falle des Aushubs, Bereich ①, wegen der Abnahme der Schubbeanspruchung ein Entlastungsvorgang vor. Im Bereich ② nimmt die Schubbeanspruchung zu, was einer Erstbelastung entspricht.



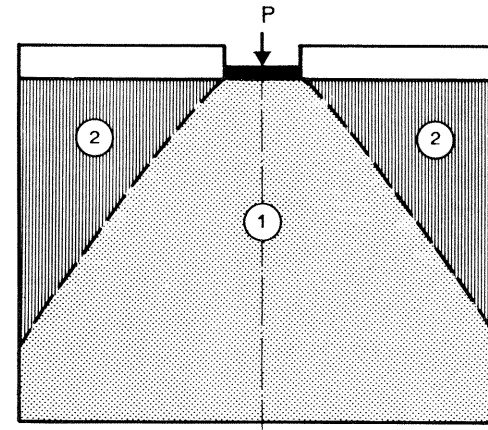
a) Bereiche mit gleichgerichtetem Spannungsweg im Boden



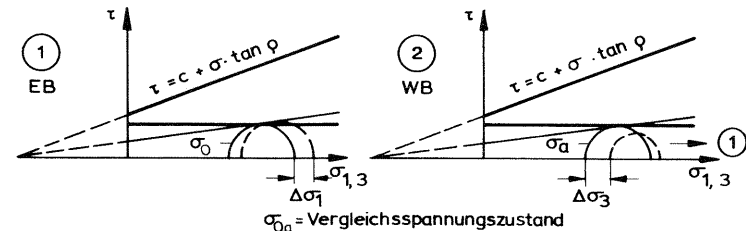
b) Spannungsweg und Spannungskreise



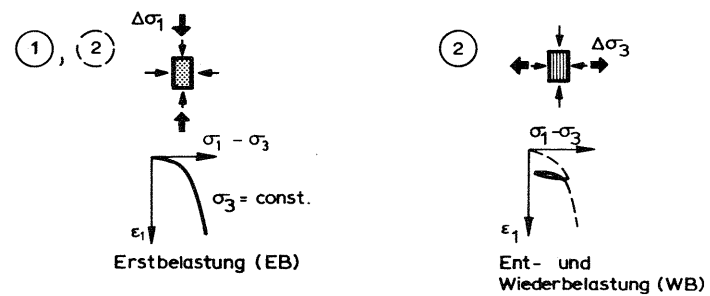
c) Angenaherter Spannungsweg im Dreiaxialversuch



a) Bereiche mit gleichgerichtetem Spannungsweg im Boden



b) Spannungsweg und Spannungskreise



c) Angenaherter Spannungsweg im Dreiaxialversuch

Bild 5.5: Spannungsweg beim Aushub

Bild 5.6: Spannungsweg bei der Fundamentbelastung

In Bild 5. 6 ist der entsprechende Vorgang für die Belastung des Untergrundes durch das Bauwerk nach dem Überschreiten des Aushubgewichtes dargestellt. Er entspricht dem oben geschilderten Fall der Belastung an der Oberfläche, ohne daß der Bereich (2b) auftritt. Da die Zunahme der Vertikalspannung im Bereich (1) überwiegt, kann der Vorgang dort näherungsweise in Dreiaxialversuchen mit konstantem Seitendruck σ_3 und zunehmender Vertikalspannung σ_1 nachgeahmt werden. Im Bereich (2) überwiegt die Zunahme der Horizontalspannung, was einem Dreiaxialversuch entspricht, in dem nach der Konsolidation der Seitendruck σ_3 bei konstanter Vertikalspannung σ_1 gesteigert wird.

Nach Bild 5. 6b bewirkt eine über das Aushubgewicht wachsende Belastung im Bereich (1) eine Zunahme der Schubbeanspruchung und damit eine Erstbelastung, während diese im Bereich (2) abnimmt und eine Entlastung bewirkt.

In Abhängigkeit vom Verhältnis der Eigengewichtsspannungen zu den Bauwerksspannungen kann es zu einer Umkehrung der Hauptspannungen kommen. Beim Aushubvorgang kann im fundamentnahen Bereich die Vertikalspannung gegenüber der Horizontalspannung so stark abnehmen, daß die Schubbeanspruchung gegenüber dem Ausgangszustand λ_0 zunimmt (Bild 5, 5b). In diesem Fall entspricht der Spannungsweg im Dreiaxialversuch näherungsweise demjenigen bei konstanter Vertikalspannung σ_1 und fallendem Seitendruck σ_3 . Der Boden befindet sich in der Erstbelastung, wobei der Bereich um so größer ist, je näher der Seitendruckbeiwert λ_0 dem Wert 1 liegt. Im Sonderfall $\lambda_0 = 1$ ist der gesamte Untergrund beim Aushubvorgang im Erstbelastungsbereich. Ein ähnlicher Vorgang tritt im Bereich (2) bei großen Fundamentlasten auf. Die Seitenspannung wird dort zur größeren Hauptspannung und die Schubbeanspruchung kann den Vergleichsspannungszustand σ_a übersteigen. Im Dreiaxialversuch bedeutet dies eine Steigerung der Vertikalspannung σ_1 bei konstantem

Seitendruck σ_3 . Der Belastungsvorgang entspricht dann ebenfalls einer Erstbelastung.

Solange die Fundamentlast kleiner ist als das Aushubgewicht, ist die Schubbeanspruchung im Bereich (1) kleiner als der Vergleichsspannungszustand σ_a . In diesem Falle liegt Wiederbelastung mit steigender Vertikalspannung σ_1 vor. Die Spannungswege im Boden werden vor allem durch den äußeren Belastungsvorgang bestimmt. Es ist nach jeder Belastungsänderung in jedem Element anhand seiner Spannungsgeschichte zu prüfen, ob Erstbelastung oder Ent- oder Wiederbelastung vorliegt. Somit beschreibt die Spannungsgeschichte die Abfolge der Schubbeanspruchung in den einzelnen Bodenelementen. Die Ausbildung der Bereiche mit gleichgerichtetem Spannungsweg sowie die Übergänge zwischen Erstbelastung und Ent- bzw. Wiederbelastung werden entsprechend den Spannungsumlagerungen im Boden allmählich erfolgen.

5.4 Im Rechenprogramm verwendete Spannungs-Dehnungsbeziehung

Mit Frankfurter Ton sind im Rahmen der verschiedensten Baumaßnahmen in der Frankfurter Innenstadt eine große Zahl konsolidierter und dränkter Dreiaxialversuche mit einem Probendurchmesser von 3,6 cm ausgeführt worden. Im Hinblick auf die natürliche Streuung der Versuchswerte lag es nahe, zur Gewinnung der Stoffkennwerte des Tons von dem bereits vorhandenen Zahlenmaterial auszugehen, und dieses durch eine Reihe zusätzlicher Versuche zu ergänzen. Die früheren Versuche waren ohne Messung der Seitendehnung ausgeführt worden. Wegen der in Abschnitt 5.2 genannten Vorteile wurde der Stoffansatz von Duncan und Chang für die Auswertung der Versuche bei Erstbelastung gewählt und mit einer konstanten Querdehnungszahl in die Berechnung eingeführt. Für den Verformungsmodul ergibt sich bei konstantem Seitendruck σ_3 :

$$E_t = \left[1 - \frac{R_f (1 - \sin \rho) (\sigma_1 - \sigma_3)}{2 \cdot c \cdot \cos \rho + 2 \sigma_3 \cdot \sin \rho} \right]^2 \cdot K \cdot p_a \cdot \left(\frac{\sigma_3}{p_a} \right)^n \quad (5.8)$$

Spaltet man den Spannungszustand in die Spannungen σ_3 und $\sigma_1 - \sigma_3$ auf, dann läßt sich der Verformungsmodul aus Gl. (5.8) mit den Scherparametern c und ρ und den drei zusätzlichen Stoffparametern R_f , K und n berechnen.

Wie in den beiden voranstehenden Abschnitten gezeigt wurde, ist es zur Berücksichtigung des Einflusses von Spannungsweg und Spannungsgeschichte im vorliegenden Randwertproblem notwendig, zwei weitere Stoffansätze neben Gl. (5.8) zu verwenden, nämlich für die Erstbelastung bei konstanter Vertikalspannung σ_1 und für die Wiederbelastung. Die von Duncan und Chang für einen konstanten Seitendruck angegebene Gleichung (5.8) läßt sich für den Fall einer konstanten Vertikalspannung erweitern. Anstelle von Gl. (5.8) erhält man für $\sigma_1 = \text{const}$:

$$E_{t_1} = \left(1 - \frac{R_{f_1} \cdot (1 + \sin \rho) \cdot (\sigma_1 - \sigma_3)}{2 \cdot c \cdot \cos \rho + 2 \sigma_1 \cdot \sin \rho} \right)^2 \cdot K_1 \cdot p_a \cdot \left(\frac{\sigma_1}{p_a} \right)^{n_1} \quad (5.8a)$$

Mit den Parametern R_f , K_1 und n_1 kann der Verformungsmodul aus Gl. (5.8a) ebenso ermittelt werden wie zuvor für Gl. (5.8) beschrieben. Die Konsolidierungsspannung in diesem Fall ist die Hauptspannung σ_1 . Auf die Ableitung der Gln. (5.8) und (5.8a) wird im Kap. 6 näher eingegangen.

Für den Wiederbelastungsmodul haben Duncan und Chang aus Versuchen den Ansatz

$$E_{WB} = K_{WB} \cdot p_a \cdot \left(\frac{\sigma_3}{p_a} \right)^{n_{WB}} \quad (5.9)$$

abgeleitet. Wie später gezeigt wird, konnte für den Ent- und Wiederbelastungsmodul eine Gesetzmäßigkeit entsprechend Gl. (5.9) nicht nachgewiesen werden. Der Verformungsmodul für die Ent- und Wie-

derbelastung wurde als gleich groß und konstant aus der mittleren Neigung der Hysteresiskurve von Dreiaxialversuchen ermittelt.

5.5 Beschreibung des Rechenprogramms

An der Technischen Hochschule Darmstadt ist ein von Duda (1975) für die FEM entworfenes "Anwendersystem zur statischen Strukturanalyse" (STATAN) entwickelt worden, mit dem ebene und räumliche Systeme unter statischen und dynamischen Lasten linear elastisch berechnet werden können. Das Programmsystem STATAN war unter besonderer Berücksichtigung der Erweiterungsfähigkeit nach den Belangen seiner Benutzer angelegt worden. Stroh (1974) hat dieses Programmsystem für die oben genannte Spannungs-Dehnungsbeziehung erweitert und es zur Nachahmung des Aushubvorganges bei Baugruben angewandt. Er ist dabei vom ebenen Formänderungszustand ausgegangen und hat für den Boden Dreieckselemente mit einem linearen Verschiebungsansatz gewählt. Das Rechenprogramm ist in FORTRAN IV geschrieben. Für das Ausgangssystem STATAN liegt eine ausführliche Beschreibung von Duda vor, während die Grundzüge für die Erweiterung auf die nichtlineare Berechnung von Stroh eingehend dargelegt worden sind. Im folgenden soll daher die Leistung des Rechenprogramms nur soweit erläutert werden, wie es zum Verständnis der durchgeführten Berechnungen notwendig ist.

In dem Rechenverfahren wird die nichtlineare Spannungs-Dehnungsbeziehung des Bodens durch eine bereichsweise Linearisierung erfaßt, wobei wahlweise die Belastung oder Verschiebung in aufeinander folgenden Schritten aufgebracht werden kann. Ein Iterationsvorgang findet nicht statt. Bei der Abfolge von Lastschritten mit monotoner Belastungsänderung wird vom Sekantenmodul ausgegangen, der für den linear extrapolierten Spannungszustand ermittelt wird. Die Extrapolation ist für den ersten Belastungsschritt nicht möglich

und bei einer Systemänderung oder einem Wechsel der Belastungsrichtung nicht zulässig. In diesen Fällen wird der Spannungsweg mit einer Vorberechnung festgelegt, bei der der Verformungsmodul als Tangentenmodul berechnet wird.

Der Programmablauf ist aus Bild 5.7 und die Steuerung des Programms aus Bild 5.8 ersichtlich. Alle im Laufe der FE-Berechnung notwendigen Einzeloperationen wie z. B. das Aufstellen der Steifigkeitsmatrix werden den Unterprogrammeinheiten zugewiesen, die durch eine von außen festgelegte Abfolge programmspezifischer Befehle in der gewünschten Reihenfolge vom übergeordneten Steuerprogramm nach Bild 5.8 abgearbeitet werden. Der Programmablauf ist nach Bild 5.7 in zwei Abschnitte unterteilt. Im 1. Berechnungsabschnitt wird die Entlastung des Untergrundes durch den Aushub und im 2. Berechnungsabschnitt dessen Belastung durch das Bauwerk nachgeahmt. Vor dem Beginn der Baumaßnahme herrscht im Boden der Spannungszustand infolge Eigengewicht. Die Vertikalspannung zu Beginn des 1. Berechnungsabschnittes wird zu $\sigma_z = \gamma \cdot z$ berechnet. Der Seitendruck hängt von der geologischen Vorgeschichte des Untergrundes ab und wird in der Berechnung proportional zum Vertikaldruck angegeben; im vorliegenden rotationssymmetrischen Fall mit $\sigma_r = \sigma_\theta = \lambda_0 \cdot \sigma_z$. Aus der Überlagerung der ursprünglichen Eigengewichtsspannungen mit den Spannungen aus dem Aushub ergibt sich der Ausgangsspannungszustand für die folgende Belastung des Baugrundes durch das Bauwerk. Vor jedem Aushubschritt wurden als Belastung die Knotenkräfte aus den Spannungen in den Aushubelementen für die neuentstandene Kontur der Baugrube berechnet. Jeder Aushubschritt wird in weitere Belastungsschritte unterteilt, in denen nur ein Bruchteil der Aushublast aufgebracht wird. Die Änderung des Systems durch Entfernen der Aushubelemente wird durch das Herabsetzen ihrer Steifigkeit auf einen sehr kleinen Wert simuliert. Die im zweiten Berechnungsabschnitt folgende Belastung des Un-

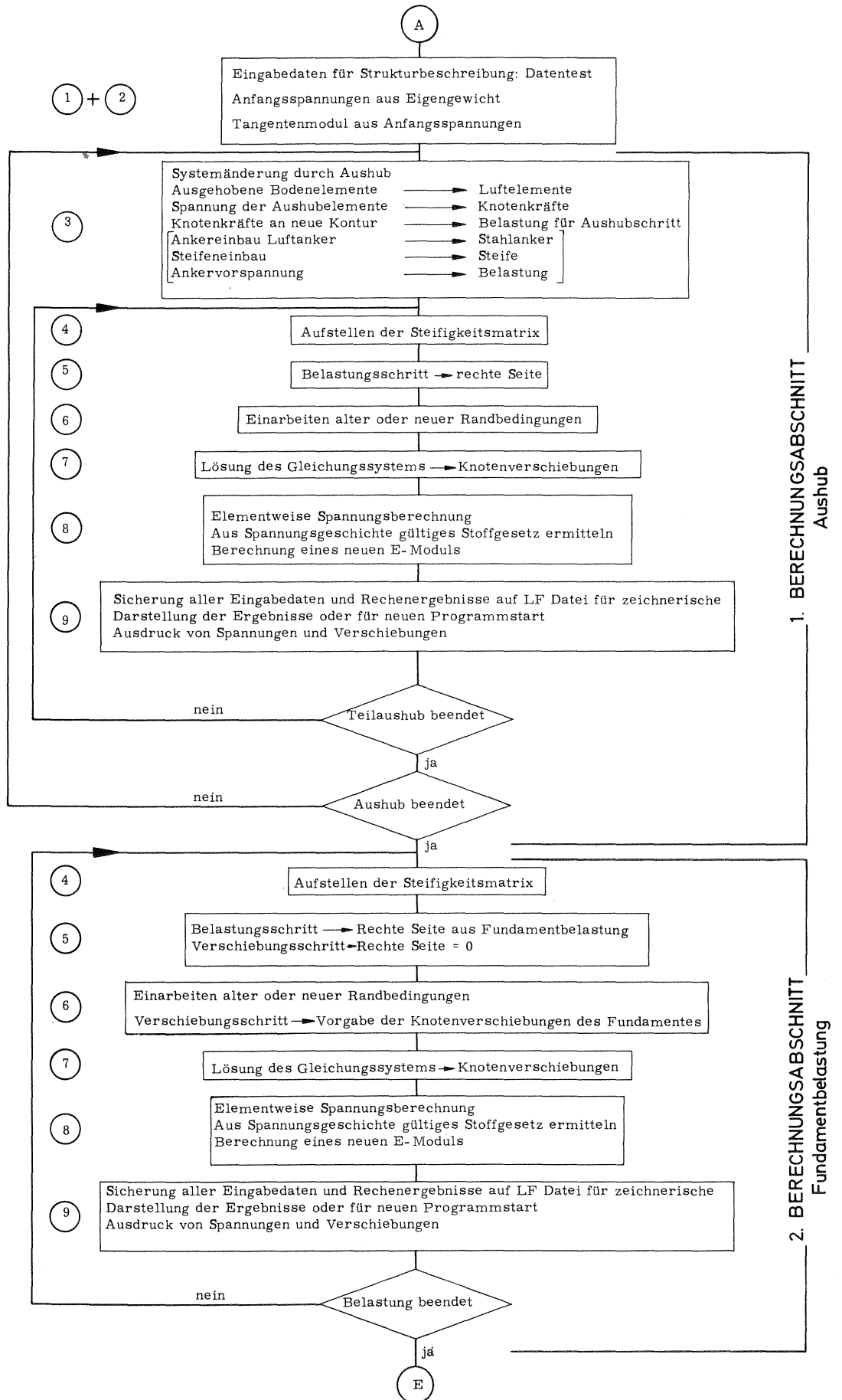
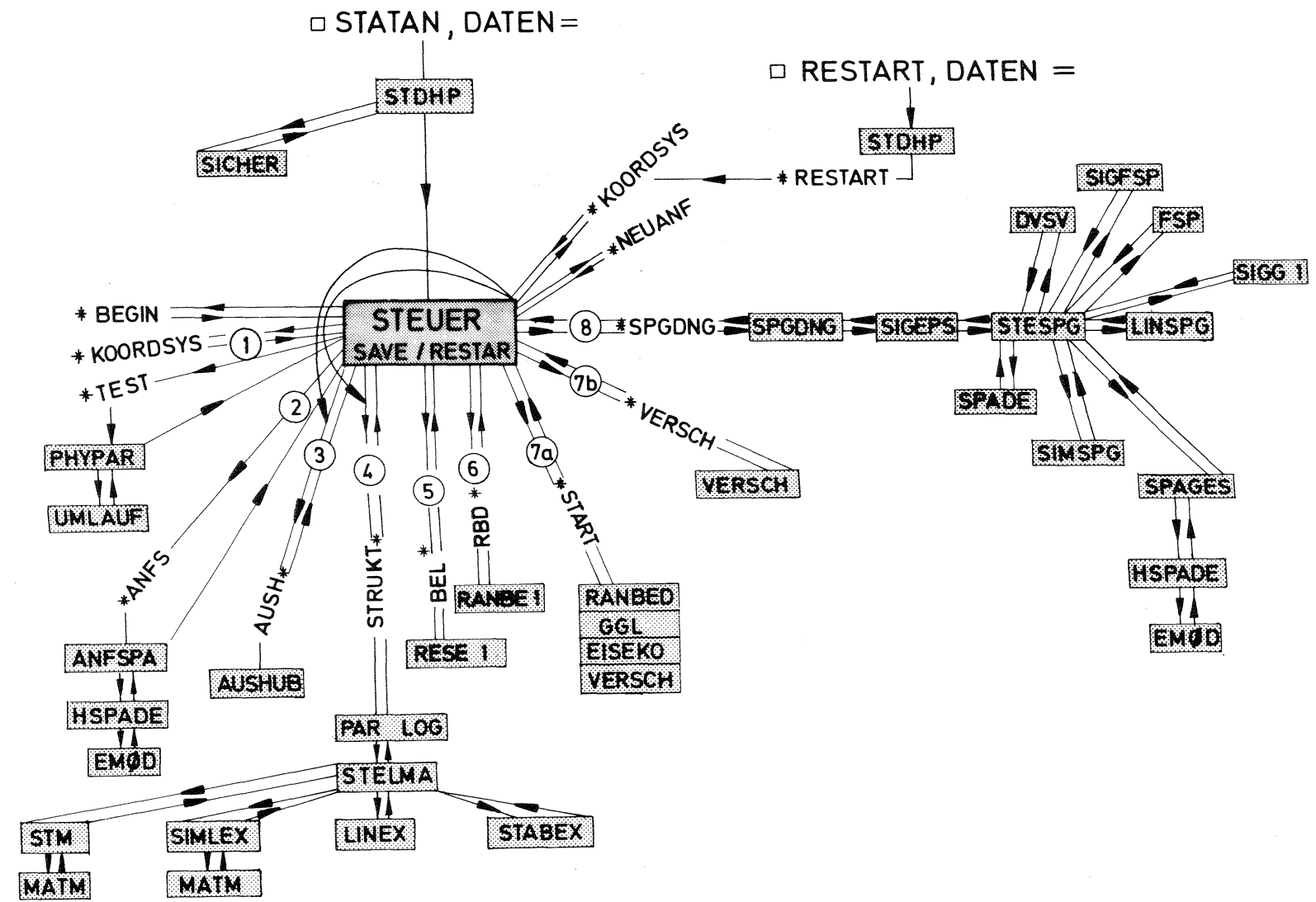


Bild 5.7: Programmablauf

Bild 5.8: Programmsteuerung



tergrundes durch das Bauwerk kann durch eine schrittweise Vorgabe der Knotenlasten oder der vertikalen Knotenverschiebungen in der Gründungssohle erfolgen. Im ersten Fall wird ein schlaffes und im zweiten Fall ein starres Fundament nachgeahmt. Mit den Randbedingungen kann auch die Übergangsbedingung zwischen Fundament und Boden beeinflußt werden. Die Freigabe der Horizontalverschiebungen in den Knoten der Gründungssohle entspricht einem glatten Fundament, während die Verhinderung der Horizontalverschiebungen einer völligen Haftung zwischen Fundament und Boden gleich kommt. Reibung als Übergangsbedingung zwischen Fundament und Untergrund kann derzeit noch nicht berücksichtigt werden.

Im Rechenprogramm werden zwei Dateigruppen benutzt, auf denen die Spannungs- und Verschiebungsgeschichte nach jedem Lastschritt notiert wird. Die Dateien mit der Spannungsgeschichte enthalten für alle Elemente die zur Festlegung des Spannungsweges notwendigen Größen und die Summe der Spannungen nach jedem Lastschritt. Die Dateien mit der Verschiebungsgeschichte enthalten von allen Knoten die Summe der Verschiebungen nach jedem Lastschritt. Nach jedem Lastschritt wird anhand der Spannungsgeschichte in jedem Element der Spannungsweg bestimmt und aus dem dafür geltenden Stoffgesetz der Verformungsmodul für den darauffolgenden Lastschritt berechnet. Der Rechenablauf innerhalb eines Lastschrittes entspricht im Ablauf dem einer linear elastischen Berechnung.

Für den vorliegenden rotationssymmetrischen Fall wurden Toruselemente mit drei Knotenlinien verwendet. In vertikaler (z) und radialer (r) Richtung sind die Spannungen und Dehnungen wie bei den Simplexelementen konstant, während sich in tangentialer Richtung (θ) hierfür ein Ansatz der Form $a_0 + a_1/r + a_2 \cdot z/r$ ergibt. Bei der Berechnung des Verformungsmoduls wurde nur von den Hauptspannungen in der z, r -Ebene ausgegangen, weil die analytische Fassung der Spannungs-Dehnungs-Beziehung nach Duncan/Chang die Bruchbeding-

ung enthält, und ein Bruch in θ -Richtung aus Symmetriegründen nicht erfolgen kann. Die Spannungen σ_{θ} müssen jedoch bei der Berechnung der Knotenkräfte aus dem Aushub berücksichtigt werden. Das dafür zuständige Unterprogramm AUSHUB wurde entsprechend erweitert. Ferner ist das Programmsystem zur nicht-linearen Berechnung um die elementspezifischen Unterprogramme STM und SPADE erweitert worden, die zur Aufstellung der Steifigkeitsmatrix, bzw. zur Berechnung der Spannungen bei den Toruselementen, dienen.

6. Auswertung der Dreiaxialversuche mit Frankfurter Ton zur Ermittlung der Stoffkennwerte für die Berechnung

6.1 Darstellung des gewählten Stoffansatzes nach Duncan und Chang

Wie Kondner und Zelasko (1963) für Sande und Kondner (1963) für kohäsive Böden nachgewiesen haben, lassen sich die Drucksetzungslinien aus Dreiaxialversuchen gut durch Hyperbeln mit Asymptoten beschreiben, die rechtwinklig zueinander stehen. Die Gleichung einer solchen Hyperbel lautet:

$$(\sigma_1 - \sigma_3) = \frac{\epsilon_1}{a + b \cdot \epsilon_1} \quad (6.1)$$

Die Bezeichnungen sowie die Bedeutung der Parameter a und b gehen aus Bild 6.1a hervor. Durch Ableitung von Gl. (6.1) im Koordinatensprung ($\epsilon_1 = 0$) erhält man den Anfangsmodul E_i :

$$E_i = \frac{\partial(\sigma_1 - \sigma_3)}{\partial \epsilon_1} = \frac{1}{a} \quad (6.2)$$

Die horizontale Asymptote ($\epsilon_1 = \infty$) ergibt sich aus Gl. (6.1):

$$(\sigma_1 - \sigma_3)_{\text{ult}} = \frac{1}{b} \quad (6.3)$$

Zur Bestimmung der Parameter a und b aus einer vorgegebenen Drucksetzungslinie ist es zweckmäßig Gl. (6.1) in linearer Form aufzutragen:

$$\frac{\epsilon_1}{\sigma_1 - \sigma_3} = a + b \cdot \epsilon_1 \quad (6.1a)$$

Wie Bild 6.1b zeigt, ergeben sich in der transformierten Auftragung die Parameter a und b aus dem Ordinatenabschnitt bzw. aus der Neigung der Geraden.

Die Asymptote $(\sigma_1 - \sigma_3)_{\text{ult}}$ wird rechnerisch erst für $\epsilon_1 = \infty$ erreicht und ist somit stets größer als der tatsächliche Bruchwert $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ im Versuch bei endlicher Dehnung. Wie Kulhawy, Duncan und Seed (1969) für verschiedene Bodenarten nachweisen konnten, ist das Verhältnis

$$R_f = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)_f}{(\sigma_1 - \sigma_3)_{\text{ult}}} \quad \text{mit } R_f \leq 1 \quad (6.4)$$

unabhängig vom Seitendruck, so daß damit die Asymptote in Gl. (6.1) durch den Bruchwert im Versuch ausgedrückt werden kann.

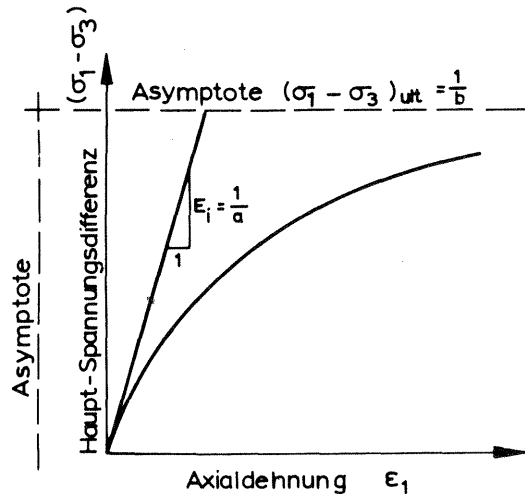
Die Parameter $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ und E_i sind abhängig vom Seitendruck und vom Spannungsweg, mit dem die Hauptspannungsdifferenz gesteigert wird. Duncan und Chang haben diese Abhängigkeit nur für steigendes σ_1 bei $\sigma_3 = \text{const.}$ erfaßt. Die nachfolgend angegebenen Formeln wurden deshalb für fallendes σ_3 bei $\sigma_1 = \text{const.}$ erweitert. Für die Hauptspannungsdifferenz im Bruch kann die Mohr-Coulomb'sche Bruchbedingung gemäß Bild 6.1d angesetzt werden mit:

$$\underline{\sigma_3 = \text{const.}} : \quad (\sigma_1 - \sigma_3)_f = 2 \frac{c \cdot \cos \rho + \sigma_3 \cdot \sin \rho}{1 - \sin \rho} ; \quad (6.5a)$$

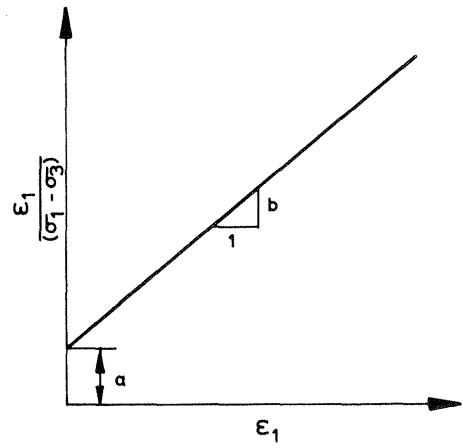
$$\underline{\sigma_1 = \text{const.}} : \quad (\sigma_1 - \sigma_3)_f = 2 \frac{c \cdot \cos \rho + \sigma_1 \cdot \sin \rho}{1 + \sin \rho} ; \quad (6.5b)$$

Die Scherparameter c und ρ können aus der Umhüllenden der Bruchkreise einer Versuchsserie bestimmt werden. Sofern die Form der Druck-Setzungslinie vom Spannungsweg abhängt, ergeben sich auch unterschiedliche Parameter R_f und R_{f1} .

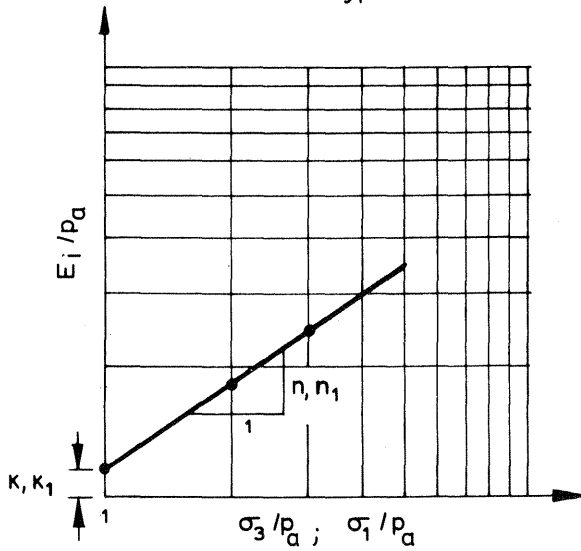
Janbu (1963) hat für verschiedene Bodenarten nachgewiesen, daß der Anfangsmodul von der Potenz des Konsolidierungsdruckes abhängt. Für die beiden Spannungswegen ergibt sich :



a) Druck-Setzungslinie des Dreiaxialversuchs als Hyperbel



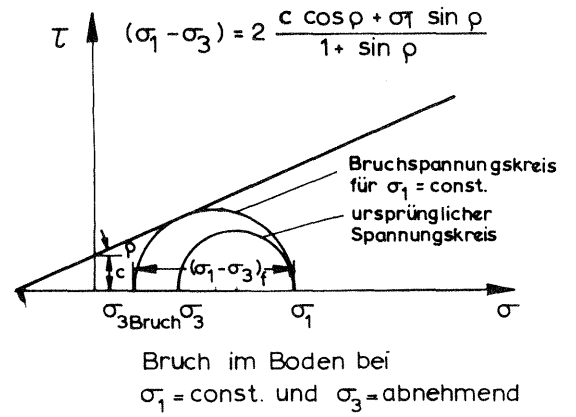
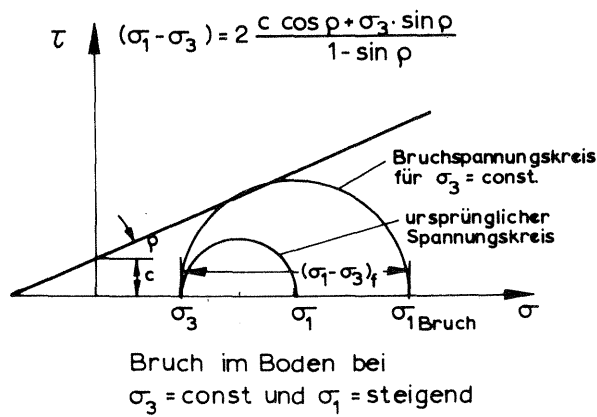
b) Linearisierung der Hyperbel



c) Bestimmung des Anfangstangentenmoduls

K, n mit σ_3 / p_a für $\sigma_3 = \text{const.}$

K_1, n_1 mit σ_1 / p_a für $\sigma_1 = \text{const.}$



d) Mohr - Coulomb'sche Bruchbedingungen

Bild 6.1: Herleitung des Stoffansatzes nach Duncan/Chang

$$\underline{\sigma_3 = \text{const}} : \quad E_i = K \cdot p_a \cdot \left(\frac{\sigma_3}{p_a} \right)^n \quad (6.6a)$$

$$\underline{\sigma_1 = \text{const}} : \quad E_{i_1} = K_1 \cdot p_a \cdot \left(\frac{\sigma_1}{p_a} \right)^{n_1} \quad (6.6b)$$

wobei jeweils σ_3 bzw. σ_1 die Konsolidierungsspannungen sind. Der Atmosphärendruck $p_a = 1 \text{ kp/cm}^2$ wurde für die Dimensionsfreiheit von n und K eingeführt.

Die Bestimmung der Parameter K , K_1 und n , n_1 aus den Versuchswerten wird durch die Linearisierung der Gln.(6.6) bei doppelt logarithmischer Auftragung ermöglicht. Hierzu müssen die Anfangsmoduli aus der Auftragung Bild 6.1b bestimmt und für verschiedene Seitendrücke entsprechend Bild 6.1c aufgetragen werden. Die Parameter K , K_1 und n , n_1 lassen sich dann als Ordinatenabschnitte für $\sigma_{1,3}/p_a = 1$ bzw. als Neigung der Geraden ablesen.

Mit den Gl. (6.1) bis (6.6) können die Drucksetzungslinien des Dreiaxialversuchs für beide Spannungswege durch folgende Gleichungen ausgedrückt werden:

$$\frac{\sigma_3 = \text{const}}{\sigma_1 - \sigma_3} = \frac{\varepsilon_1}{\left[1 + \frac{\varepsilon_1 \cdot R_f \cdot (1 - \sin \rho)}{2 \cdot c \cdot \cos \rho + 2 \sigma_3 \cdot \sin \rho} \cdot K \cdot p_a \left(\frac{\sigma_3}{p_a} \right)^n \right]} \cdot K \cdot p_a \left(\frac{\sigma_3}{p_a} \right)^n \quad (6.7a)$$

$$\frac{\sigma_1 = \text{const}}{\sigma_1 - \sigma_3} = \frac{\varepsilon_1}{\left[1 + \frac{\varepsilon_1 \cdot R_{f1} \cdot (1 + \sin \rho)}{2 \cdot c \cdot \cos \rho + 2 \sigma_1 \cdot \sin \rho} \cdot K_1 \cdot p_a \left(\frac{\sigma_1}{p_a} \right)^{n_1} \right]} \cdot K_1 \cdot p_a \left(\frac{\sigma_1}{p_a} \right)^{n_1} \quad (6.7b)$$

Die Gln.(6.7) sind durch die 5 Parameter ρ , c , K , n , R_f bzw. ρ , c , K_1 , n_1 , R_{f1} vollständig bestimmbar. Aus den Ableitungen dieser Gleichungen erhält man unter Beachtung von $\sigma_3 = \text{const.}$ bzw. $\sigma_1 = \text{const.}$ die Ausdrücke Gl. (5.8) und Gl. (5.8a) für die Elastizitätsmoduli E_t und E_{t_1} .

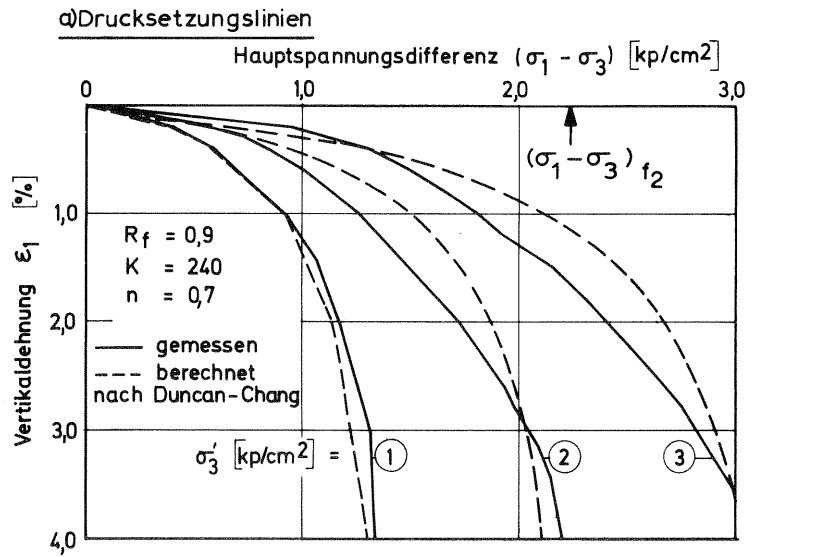
6.2 Versuche mit Erstbelastung und $\sigma_3 = \text{const.}$

6.2.1 Durchführung und Auswertung der Versuche nach Duncan und Chang

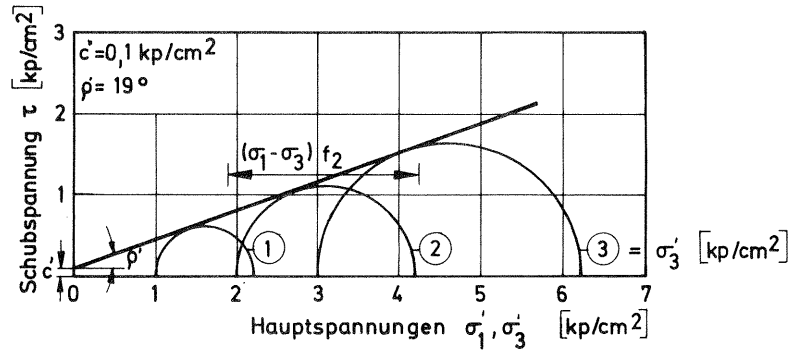
Die Versuche mit Erstbelastung und $\sigma_3 = \text{const}$ entsprechen in der Durchführung den in der bodenmechanischen Praxis üblichen dreiaxialen Druckversuchen zur Ermittlung der Scherparameter. Die Proben hatten einen Durchmesser $d = 3,6 \text{ cm}$ und eine Höhe $h = 9,0 \text{ cm}$. Entsprechend der Aufgabenstellung wurden nur vorkonsolidierte, beim Abscheren entwässernde Versuche ausgewertet. Die Proben wurden in ungestörtem Zustand bei Seitendrücken von $\sigma_3 = 1$ bis 5 kp/cm^2 isotrop konsolidiert und anschließend mit einem konstanten Vorschub von $V = 0,00178 \text{ mm/min}$ so langsam abgeschert, daß sich kein Porenwasserdruck in der Probe aufbauen konnte. Während des Abscherens wurden in regelmäßigen Zeitabständen die Setzung Δh der Probe und die Zusatzspannung $\Delta\sigma_1$ registriert.

In den Bildern 6.2 und 6.3 wird für einen typischen Dreiaxialversuch mit Frankfurter Ton die Ermittlung der Stoffparameter nach Duncan und Chang gezeigt. Im Einzelnen müssen die folgenden Auswertungsschritte durchgeführt werden:

1. Berechnen der Wertepaare $\sigma_1 - \sigma_3$ und $\epsilon_1 = \frac{\Delta h}{h}$ aus den Meßwerten $\Delta\sigma_1$ und Δh und Auftragen des Drucksetzungsdiagramms Bild 6.2a.
2. Ablesen der Bruchwerte $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ aus dem Druck-Setzungsdiagramm und Auftragen des Scherdiagramms Bild 6.2b. Hieraus ergeben sich die Parameter c' und ρ' .
3. Auftragen der Wertepaare ϵ_1 und $\epsilon_1 / (\sigma_1 - \sigma_3)$ entsprechend Bild 6.3a und Bestimmen der Ausgleichsgeraden. Aus der Neigung der Geraden und deren Ordinatenabschnitten ergeben sich die Werte $(\sigma_1 - \sigma_3)_{\text{ult}}$.



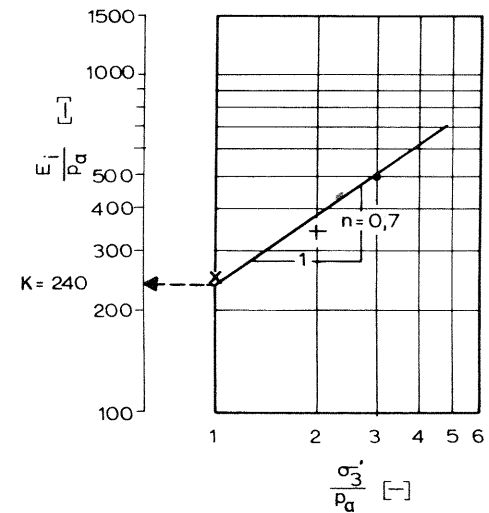
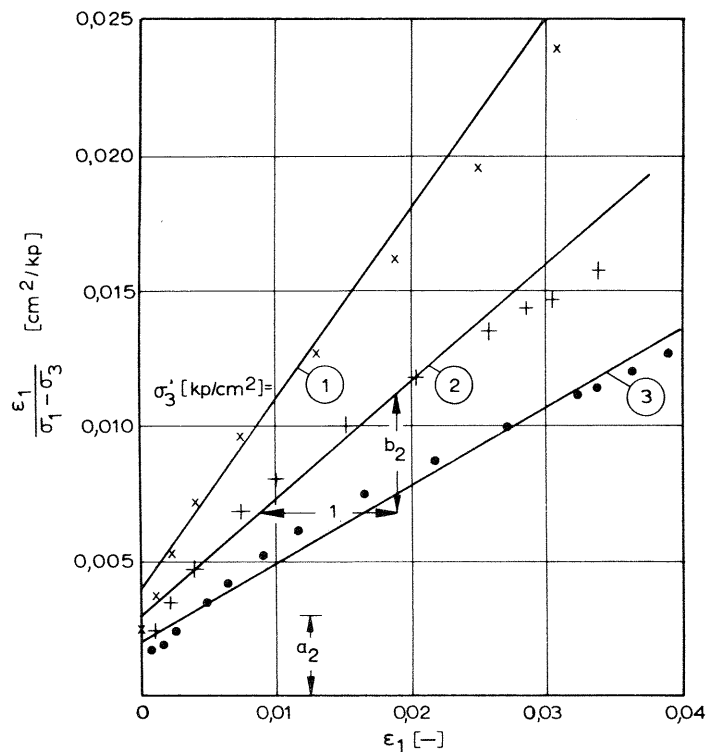
b) Scherdiagramm



- Kennwerte:
- Wassergehalt = 31,8%
 - Fließgrenze = 68,5%
 - Plastizität = 42,0%
 - Konsistenz = 0,87
 - Porenvolumen = 48,0%
 - Probenhöhe = 90 mm
 - Probendurchmesser = 35,7mm

Bild 6.2: Dreiaxialversuch mit Frankfurter Ton;
 $\sigma_3 = \text{const.}$

Bild 6.3: Auswertung des Dreiaxialversuchs Bild 6.2 nach Duncan/Chang



b) Bestimmung der Parameter K und n

σ_3'	b	$(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult} = \frac{1}{b}$	$(\sigma_1 - \sigma_3)_f$	$R_f = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)_f}{(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}}$	a	$E_i = \frac{1}{a}$
kp/cm ²	cm ² /kp	kp/cm ²	kp/cm ²	—	cm ² /kp	kp/cm ²
1,0	0,722	1,4	1,2	0,84	0,00400	250
2,0	0,439	2,3	2,2	0,95	0,00260	390
3,0	0,297	3,4	3,2	0,93	0,00205	490

a) Bestimmung der Parameter R_f und E_i

und E_i . Aus der Division der Bruchwerte $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ durch die Asymptoten $(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}$ erhält man den Parameter R_f (s. tabellarische Ermittlung Bild 6.3a).

4. Auftragen der Wertepaare E_i/p_a und σ_3/p_a in doppelt-logarithmischem Maßstab nach Bild 6.3b; Einlegen der Ausgleichsgeraden; Ablesen des Parameters K als Ordinatenabschnitt und Abmessen des Parameters n als Neigung der Geraden.
5. Kontrolle der Parameter durch Vergleich der gemessenen und berechneten Druck-Setzungslinien entsprechend Bild 6.2a.

Insgesamt wurden über 40 Versuchsserien mit je drei Proben aus der Frankfurter Innenstadt herangezogen, von denen sich 15 Serien für die Auswertung als geeignet erwiesen. Zusätzlich wurden zwei Serien mit Tonproben aus der Tiefbohrung neben dem Gebäude AfE ausgewertet. Die Ursache der relativ geringen Zahl verwertbarer Versuche liegt in der Empfindsamkeit des Tons gegen mechanische Einwirkungen, was sich bereits bei der Probennahme und später beim Einbau in das Versuchsgerät bemerkbar machte. Wie die meisten überkonsolidierten Böden enthält der Frankfurter Ton Haarrisse. Dazu kommen Störungen durch eingelagerte Sand- und Grobschluffanlagen sowie Schwankungen im Wassergehalt und im Kalkanteil.

Aus der Vielzahl der Versuchsserien ergaben sich für den Frankfurter Ton bei Erstbelastung mit konstantem Seitendruck die in Tabelle 6.1 angegebenen Parameter:

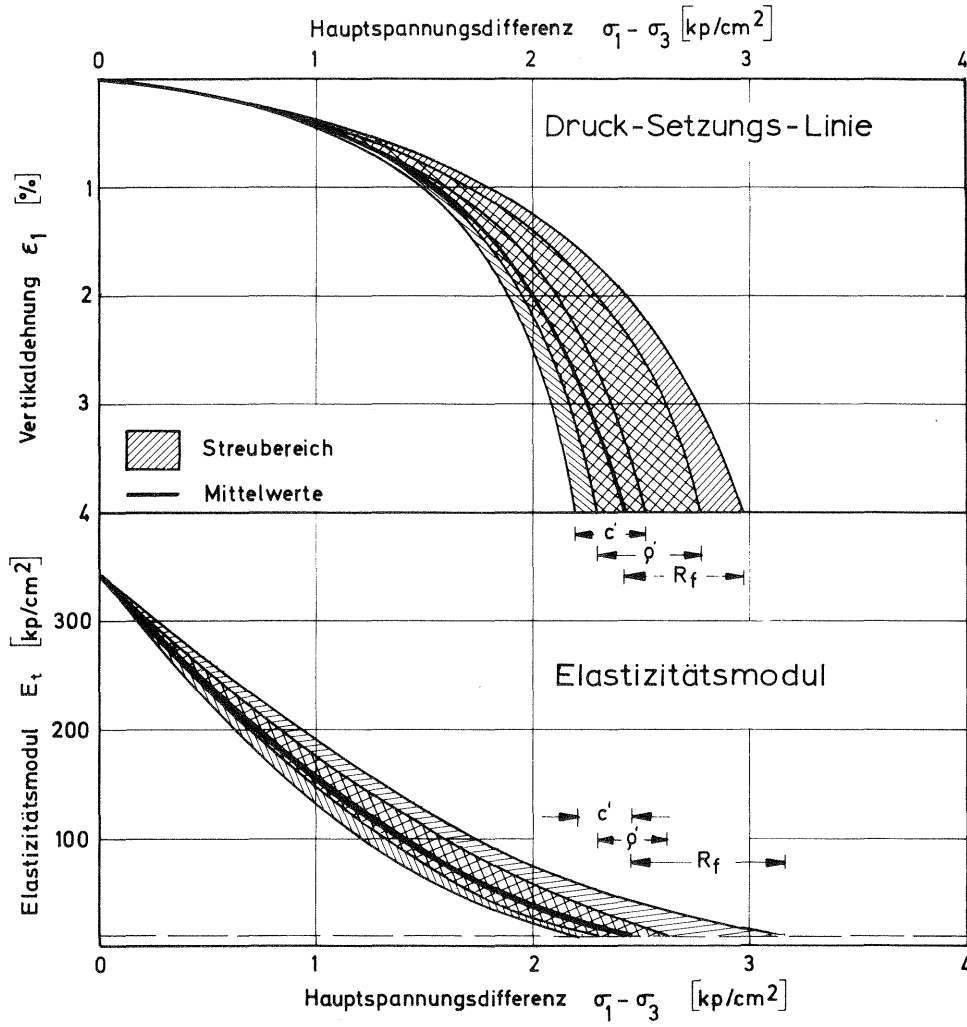
Parameter	c'	φ'	R_f	n	K
Dimension	Mp/m ²	Grad	-	-	-
Mittelwerte	2,0	20,0	0,9	0,6	225,0
Streubereich	1,0-2,5	19,0-23,0	0,7-0,9	0,5-0,7	110,0-240,0

Tab. 6.1: Stoffparameter nach Duncan/Chang für Frankfurter Ton ($\sigma_3 = \text{const.}$)

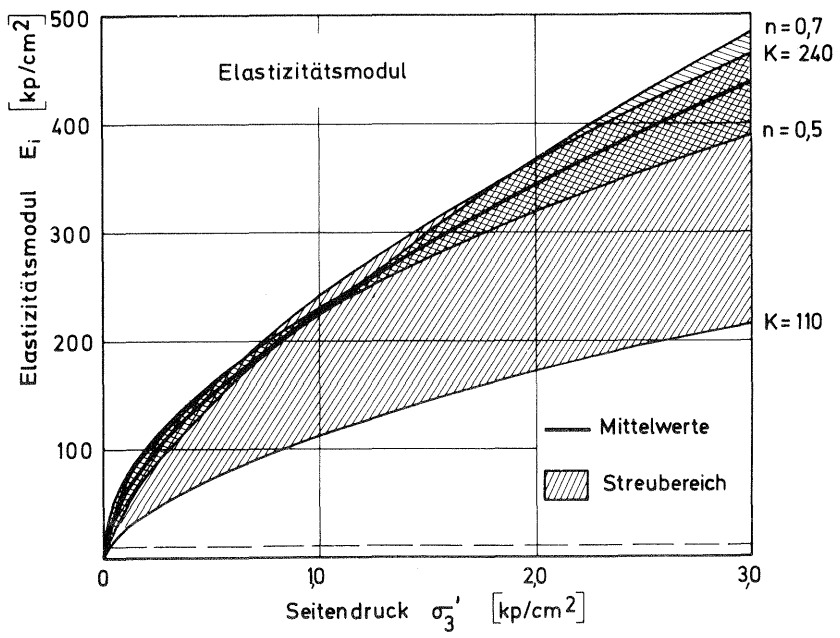
Trotz der Auswahl der Versuchsserien unterliegen die Stoffkennwerte einer weiteren Streuung. Die Auswirkung der Streuungen der Parameter c' , ρ' und R_f um ihren Mittelwert auf die Druck-Setzungslinie und auf den Elastizitätsmodul ist in Bild 6.4a exemplarisch für $\sigma_3 = 2 \text{ kp/cm}^2$ dargestellt. Der Einfluß der Parameter K und n ist aus Bild 6.4b ersichtlich. Erfahrungsgemäß zeigen sich in den Parametern K und n des Anfangsmoduls die größten Unterschiede. Zu ihrer Bestimmung müssen die im Anfang des Abschervorgangs noch kleinen Spannungen und Verformungen besonders genau gemessen werden. Störungen beim Einbau und in der Belastungseinrichtung wirken sich dabei besonders stark aus.

In der Literatur sind nur wenige Werte für die Stoffparameter ungestörter Böden genannt, so daß kein befriedigender Vergleich mit den Werten des Frankfurter Tons möglich ist. Duncan und Chang haben für verschiedene Bodenarten den Parameter R_f zu 0,75 bis 1,0 bestimmt. In diesem Bereich liegt auch der für den Frankfurter Ton gefundene Mittelwert von $R_f = 0,9$. Janbu fand für die Parameter K und n und verschiedene Bodenarten eine Abhängigkeit vom Porenvolumen. Die für den Frankfurter Ton gefundenen Streubereiche passen nach Bild 6.5 gut in diesen Zusammenhang.

Die Auftragung Bild 6.3a und der Vergleich der gemessenen und nach Duncan/Chang berechneten Druck-Setzungslinien in Bild 6.2a lassen erkennen, daß die Versuchswerte durch den einfachen hyperbolischen Ansatz nur annähernd beschrieben werden können. Bei den FE-Berechnungen wurde in dieser Arbeit dennoch von den Mittelwerten Tab. 6.1 ausgegangen, da mit nichtlinearen Berechnungen noch keine ausreichenden Erfahrungen vorliegen, die eine verfeinerte Versuchsauswertung rechtfertigen. Die gemachten Erfahrungen sollen jedoch im folgenden Abschnitt durch einen Vorschlag zur verbesserten Auswertung zusammengefaßt werden.



a) Streubereich der Parameter c', ρ' und R_f



b) Streubereich der Parameter K und n

Bild 6. 4: Streubereiche der Stoffparameter für Frankfurter Ton nach Tab. 6.1 ($\sigma_3 = \text{const.}$)

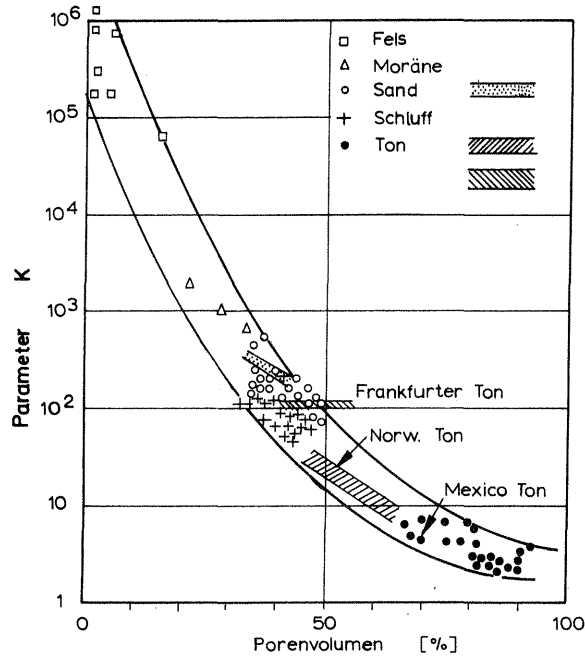
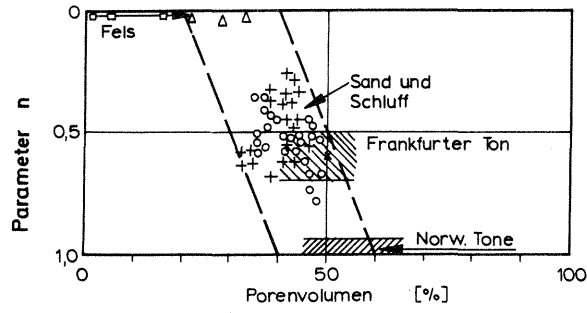
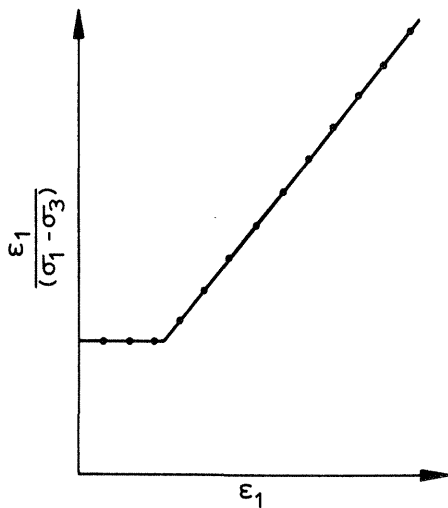
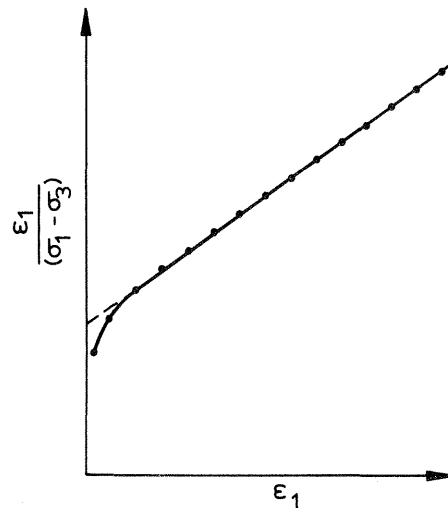


Bild 6.5: Abhängigkeit der Parameter n und k vom Porenvolumen (nach Janbu ,1963)



a) Anfänglich lineare Druck-Setzungslinie



b) Anfänglich stark gekrümmte Druck-Setzungslinie

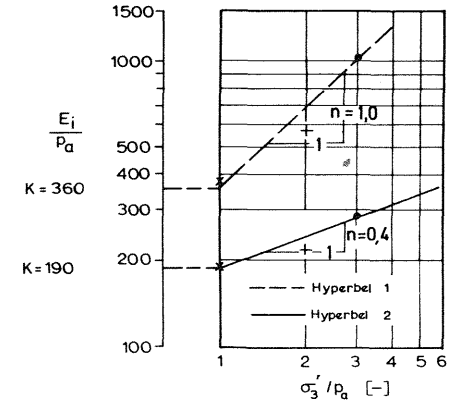
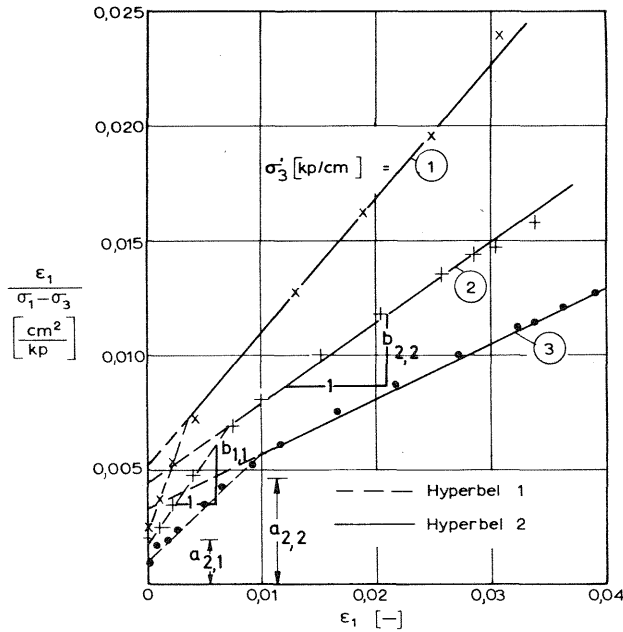
Bild 6.6: Abweichung der Druck-Setzungslinie von einer Hyperbel

6.2.2 Vorschlag zur verbesserten Auswertung der dreiaxialen Druckversuche

In der Auftragung Bild 6.3a zeigen sich vor allem im Bereich sehr kleiner Dehnungen Abweichungen vom linearen Verlauf. Bei anfänglich linearer Druck-Setzungslinie würde sich bei transformierter Auftragung zunächst eine horizontale Gerade ergeben (Bild 6.6a), während eine anfänglich gegenüber der Hyperbel stärker gekrümmte Druck-Setzungslinie durch ein Absinken der Versuchswerte unter die Ausgleichsgerade gekennzeichnet ist (Bild 6.6b). Letzteres trat bei den Versuchen mit Frankfurter Ton auf. Die Druck-Setzungslinien beginnen gegenüber der gemittelten Auswertung mit einer flacheren Neigung, d. h. größeren Anfangsmoduli, und sie sind im Anfangsbereich stärker gekrümmt.

Wie am Beispiel des im vorigen Abschnitt beschriebenen Dreiaxialversuchs gezeigt wird, ergibt sich eine bessere Annäherung der Versuchskurve, wenn 2 Hyperbelabschnitte benutzt werden. Diese Art der Auswertung ist in den Bildern 6.7 und 6.8 dargestellt. Die Versuchswerte werden in der transformierten Auftragung Bild 6.7a durch 2 Geradenabschnitte entsprechend den Hyperbeln 1 und 2 angenähert. Die in der Tabelle zusammengefaßte Auswertung für die Hyperbel 2 erfolgt nach der Beschreibung im voranstehenden Abschnitt. Für die Hyperbel 1 im Anfangsbereich ist ein Bezug der Asymptoten auf die Bruchwerte nicht mehr sinnvoll. Zur Definition von Hyperbel 1 wird daher direkt von den aus der Auftragung Bild 6.7a bestimmbaren Asymptoten $(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}$ ausgegangen und $R_f = 1$ gesetzt. Wie Bild 6.7c zeigt, lassen sich mit den Asymptoten, ähnlich wie mit den Bruchwerten, Kreise zeichnen, die durch eine geradlinige Umhüllende mit den Parametern $\bar{c} < c'$ und $\bar{\rho} < \rho$ beschrieben werden können. Obgleich dieser Ansatz für die Asymptoten keine unmittelbare physikalische Bedeutung hat, bietet er den Vorteil, daß die Gleichung (5.16) mit \bar{c} und $\bar{\rho}$ unverändert im Rechenprogramm benutzt werden kann.

Bild 6.7: Auswertung des Dreiaxialversuchs Bild 6.2 mit 2 Hyperbelabschnitten



b) Ermittlung der Parameter K und n

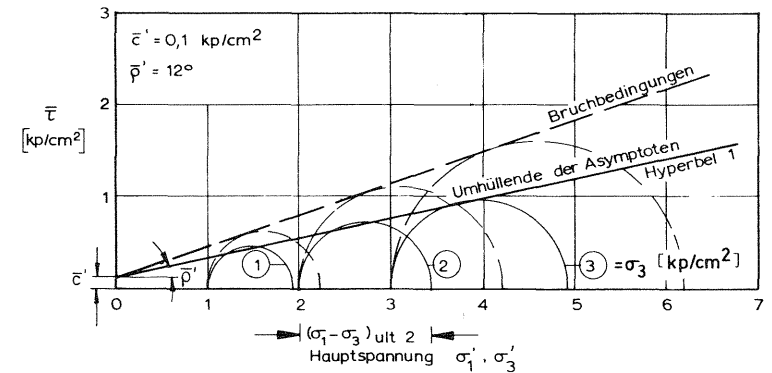
Auswertung Hyperbel 1

σ'_3	b_1	$(\sigma'_1 - \sigma'_3)_{ult} = \frac{1}{b_1}$	a_1	$E_i = \frac{1}{a_1}$
kp/cm ²	cm ² /kp	kp/cm ²	cm ² /kp	kp/cm ²
1,0	0,11	0,91	0,00265	380
2,0	0,74	1,4	0,0018	550
3,0	0,53	1,9	0,00095	1050

Auswertung Hyperbel 2

σ'_3	b_2	$(\sigma'_1 - \sigma'_3)_{ult} = \frac{1}{b_2}$	$(\sigma'_1 - \sigma'_3)_f$	$R_f = \frac{(\sigma'_1 - \sigma'_3)_f}{(\sigma'_1 - \sigma'_3)_{ult}}$	a_2	$E_i = \frac{1}{a_2}$
kp/cm ²	cm ² /kp	kp/cm ²	kp/cm ²	—	cm ² /kp	kp/cm ²
1,0	0,0058	1,7	1,2	0,76	0,0053	190
2,0	0,0034	2,9	2,2	0,73	0,0045	220
3,0	0,0024	4,2	3,2	0,78	0,0035	290

a) Bestimmung der Parameter R_f und E_i



c) Bestimmung der Asymptoten Hyperbel 1

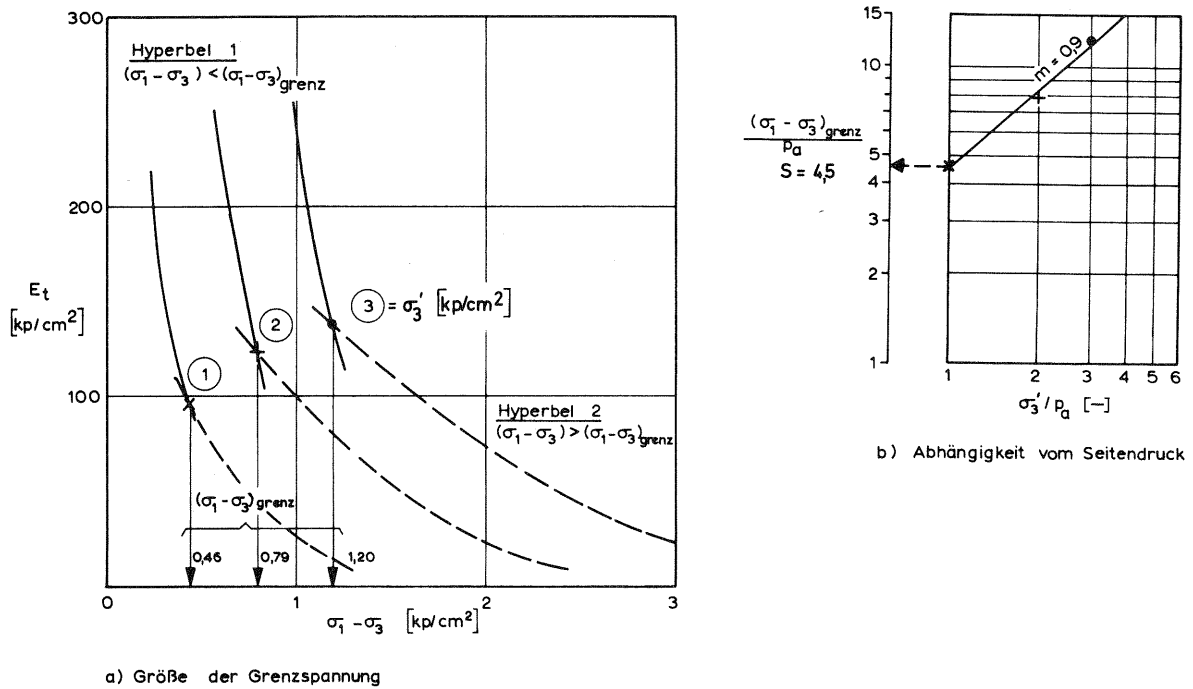


Bild 6. 8: Bestimmung der Übergangsspannungen im Schnittpunkt von Hyperbel 1 und Hyperbel 2

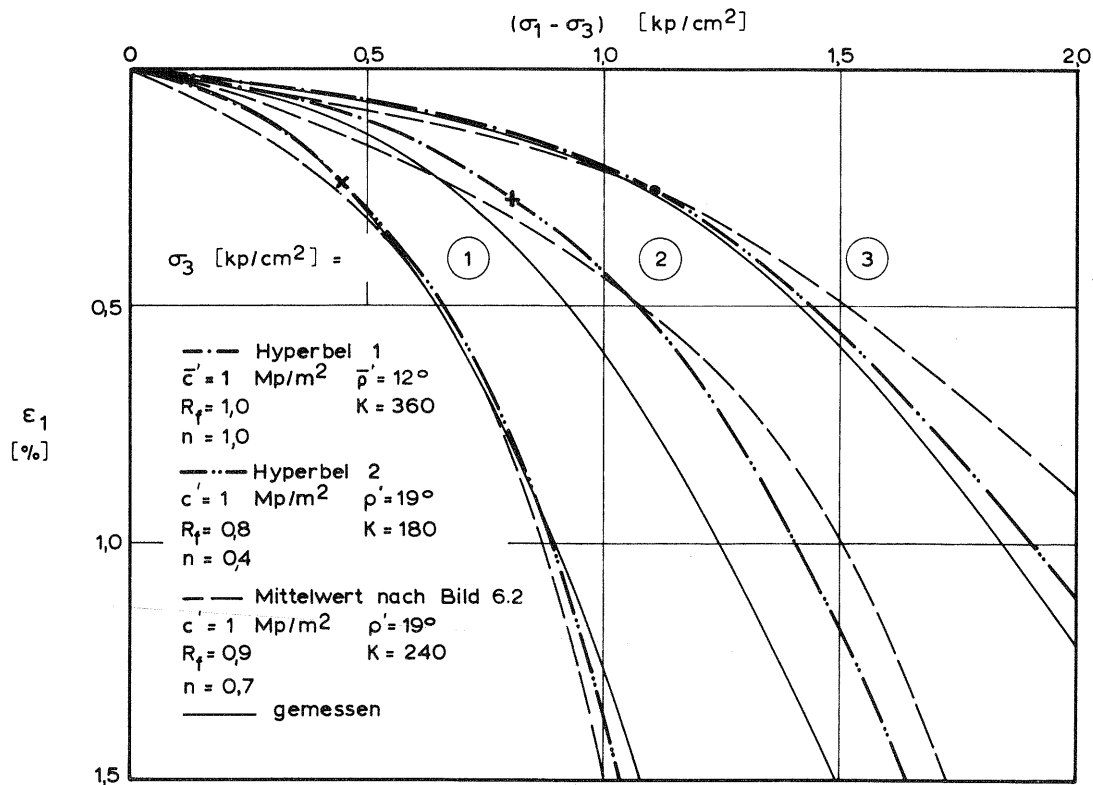


Bild 6. 9: Vergleich der Druck-Setzungslinien aus dem Versuch mit der analytischen Fassung

Aus demselben Grunde wurde auch für Hyperbel 2 angenommen, daß sie durch den Ursprung des Druck-Setzungs-Diagramms geht. Die Hyperbelabschnitte werden rechnerisch dort zusammengesetzt, wo bei gleicher Hauptspannungsdifferenz die Tangentenneigung und damit der Verformungsmodul gleich ist. Es ist damit möglich, bei der Berechnung des Elastizitätsmoduls in beiden Bereichen vom gleichen Spannungsur sprung auszugehen.

Für die Übergangsspannung $(\sigma_1 - \sigma_3)_{\text{grenz}}$ wurde der Ansatz

$$(\sigma_1 - \sigma_3)_{\text{grenz}} = S \cdot \sigma_3 \cdot \left(\frac{\sigma_3}{p_a} \right)^m \quad (6.8)$$

gewählt. Die Übergangsspannungen für die verschiedenen Seitendrucke ergeben sich aus dem Schnitt der E_t -Kurven beider Hyperbeln gemäß Bild 6. 8a. Aufgrund der ähnlichen Ansatzfunktion entspricht die Bestimmung der Parameter S und m nach Bild 6. 8b der zuvor beschriebener Auswertung für K und n.

Der Vergleich der nach den verschiedenen Ansätzen berechneten Druck-Setzungslinien in Bild 6. 9 zeigt, daß mit der Unterteilung in 2 Hyperbeln eine bessere Annäherung der Versuchskurven erreicht werden kann. Vor allem kann die im Anfangsbereich beobachtet größere Steifigkeit erfaßt werden.

6. 3 Versuch mit Erstbelastung und $\sigma_1 = \text{const.}$

Die im vorigen Abschnitt behandelten Dreiaxialversuche mit konstantem Seitendruck können sowohl mit konstantem Vorschub als auch mit direkter Steigerung der Vertikalspannungen ausgeführt werden. Im Gegensatz hierzu ist die Aufrechterhaltung einer konstanten Vertikalspannung nur durch eine direkte Steuerung der Spannungen möglich. Bishop und Henkel (1964) geben für solche als "stress controlled" gekennzeichneten Versuche Hinweise für die Durchführung. Sie empfehlen, die Deviatorspannung $(\sigma_1 - \sigma_3)$ in Stufen von höchstens 10% des voraussichtlichen

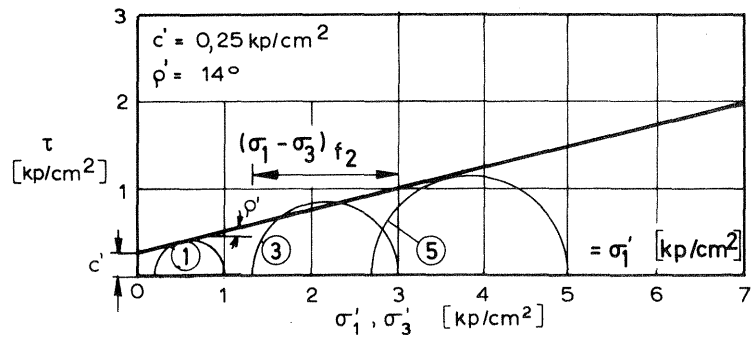
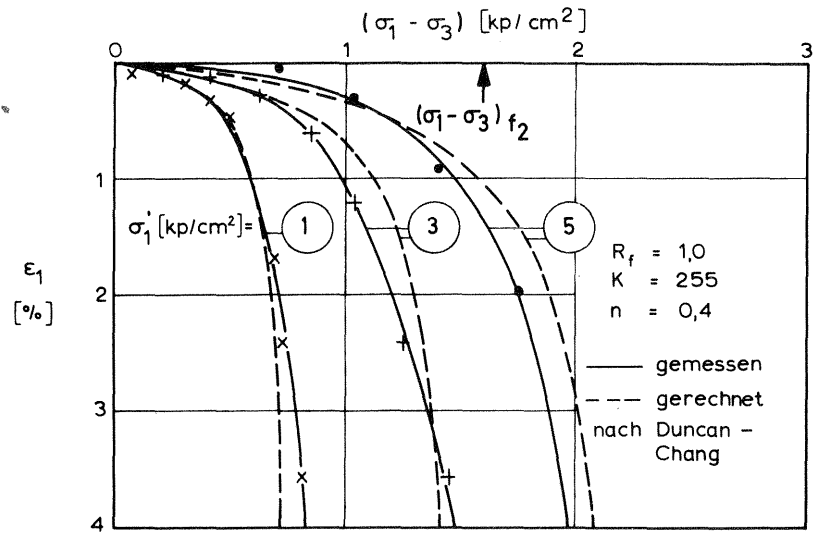
Bruchwertes zu steigern. Der Zeitabstand zwischen aufeinanderfolgenden Lastschritten ist so groß zu wählen, daß der anfängliche Porenwasserdruck jeder Laststufe vor einer weiteren Laststeigerung vollständig abgebaut wird.

Durch die Kriechverformungen, die im übrigen mit steigender Deviatorspannung zunehmen, ist es schwierig, den Zeitpunkt der Konsolidation genau festzulegen. Es ist deshalb zweckmäßig, die Laststufen in gleichen Zeitabständen aufzubringen.

Für die Scherparameter fanden Bishop/Henkel geringe Unterschiede zwischen den vorgenannten Belastungsarten, wenn die Versuchsdauer gleich groß gewählt wurde.

Unter Einhaltung dieser Bedingungen wurde eine Versuchsserie mit fallendem Seitendruck ausgeführt. Die Proben wurden isotrop unter Zelldrücken von $\sigma_1 = 1,3$ und 5 kp/cm^2 konsolidiert. Anschließend wurde die Hauptspannungsdifferenz $(\sigma_1 - \sigma_3)$ durch Verringerung des Seitendruckes in gleichen Stufen von $0,072$; $0,22$ und $0,36 \text{ kp/cm}^2$ je nach Konsolidierungsdruck gesteigert. Die Verringerung des Zelldruckes hat im herkömmlichen Versuch eine Abnahme der Vertikalspannung zur Folge. Zur Aufrechterhaltung einer konstanten Vertikalspannung muß die Druckabnahme durch Auflegen von Gewichten ausgeglichen werden.

Die Auswertung des Versuches nach den Stoffparametern ist in den Bildern 6.10 und 6.11 gezeigt und verläuft analog der Beschreibung in Abschnitt 6.2.1, wobei die in Abschnitt 6.1 für $\sigma_1 = \text{const.}$ angegebenen Gleichungen zu verwenden sind. Als Kurvenparameter der Drucksetzungslinien in Bild 6.10 und für die Ermittlung von K_1 nach Bild 6.11 tritt an Stelle des Seitendruckes σ_3 die Vertikalspannung σ_1 .

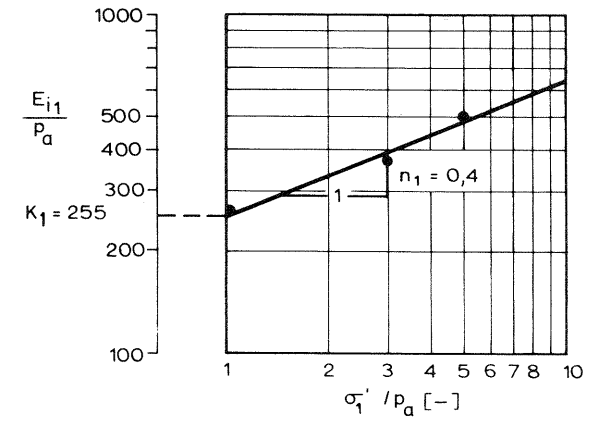
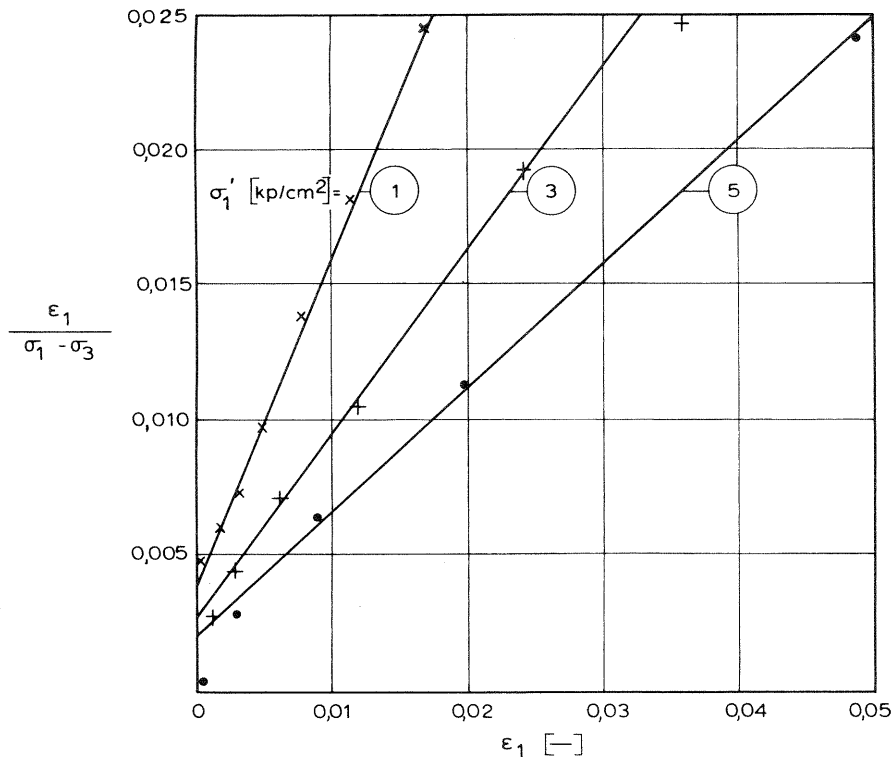


Kennwerte:

Wassergehalt	37,6 %
Fließgrenze	85,8 %
Plastizität	56,0 %
Konsistenz	0,86
Porenvolumen	50,5 %
Probenhöhe	90 mm
Probendurchmesser	35,7 mm

Bild 6.10: Dreiaxialversuch mit Frankfurter Ton; $\sigma_1 = \text{const.}$

Bild 6.11: Auswertung des Dreiaxialversuchs Bild 6.10



b) Bestimmung der Parameter K_1 und n_1

σ'_1	b	$(\sigma_1 - \sigma_3)_{\text{ult}} = \frac{1}{b}$	$(\sigma_1 - \sigma_3)_f$	$R_{f_1} = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)_f}{(\sigma_1 - \sigma_3)_{\text{ult}}}$	a	$E_{i_1} = \frac{1}{a}$
kp/cm ²	cm ² /kp	kp/cm ²	kp/cm ²		cm ² /kp	kp/cm ²
1,0	1,21	0,83	0,9	~ 1,0	0,00378	260
3,0	0,68	1,47	1,6	~ 1,0	0,00270	370
5,0	0,45	2,27	2,2	1,0	0,0020	500

a) Bestimmung der Parameter R_{f_1} und E_{i_1}

Die Auswertung ergab gegenüber den Versuchen mit konstantem Seitendruck einen größeren Parameter R_f und einen kleineren Reibungswinkel. Wie die Drucksetzungslinien Bild 6.11 zeigen, wurden außerdem größere Vertikaldehnungen gemessen. Diese sind teilweise eine Folge der Belastungsart, die zum Kriechen der Proben führt. Dadurch wird eine zu große Verformung vorgetäuscht, und der Beginn des Bruches ist schwierig zu definieren. Bis zu einer genaueren Klärung dieser Einflüsse erscheint es angebracht, von denselben Bruchwerten wie für konstanten Seitendruck auszugehen. Damit ergeben sich für die Erstbelastung bei konstanter Vertikalspannung folgende Stoffparameter:

Parameter	c'	ρ'	R_{f1}	n_1	K_1
Dimension	Mp/m^2	Grad	-	-	-
	2,0	20,0	0,9	0,4	255

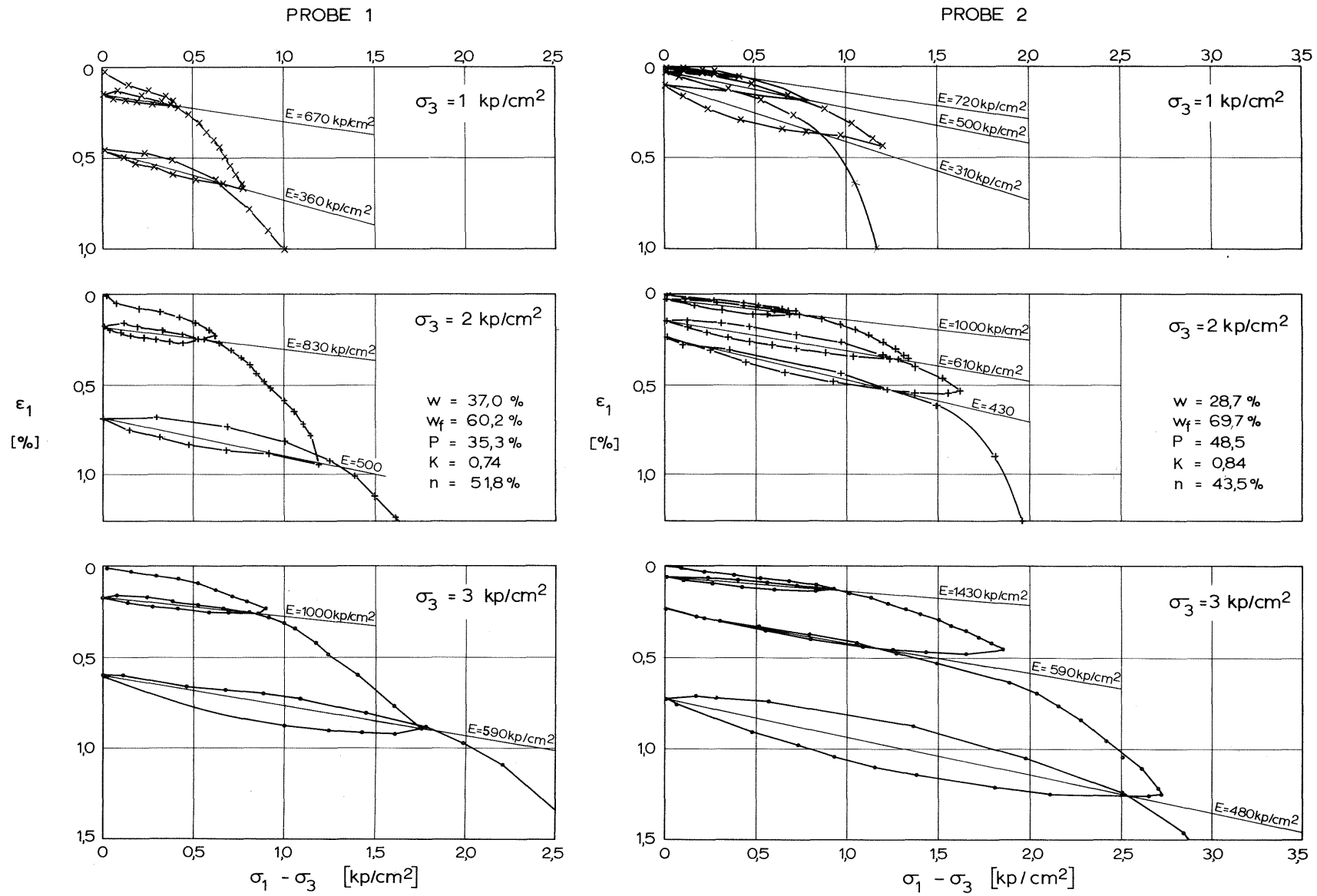
Tab. 6.2: Stoffparameter für Frankfurter Ton; $\sigma_1 = \text{const.}$

6.4 Versuche mit Ent- und Wiederbelastung

Zur Bestimmung des Ent- und Wiederbelastungsmoduls wurden 2 Serien konsolidierte und entwässerte dreiaxiale Druckversuche mit einem weggesteuerten Wechsel der Belastung durchgeführt. Die Probenabmessungen waren die gleichen, wie bei den in Abschnitt 6.2.1 genannten Versuchen. Nach dem isotropen Konsolidieren der Proben unter $\sigma_3 = 1,2$ und 3 kp/cm^2 wurde die Vertikalspannung mit einem konstanten Vorschub von $V = 0,00178 \text{ mm/min}$ gesteigert. Die Vorschubrichtung wurde nach dem Erreichen einer bestimmten Hauptspannungsdifferenz geändert, die Probe bis auf den Konsolidierungszustand entlastet und durch eine weitere Umkehr des Vorschubs anschließend wiederbelastet. Als Umkehrpunkte bei der Erstbelastung wurden diejenigen Hauptspannungsdifferenzen gewählt, bei denen 25, 50 und 75% der voraussichtlichen Bruchspannung - ausgehend von den Mittelwerten - erreicht war.

Das Ergebnis der beiden Versuchsserien mit 2 bzw. 3 vollständigen Lastwechseln ist in Bild 6.12 dargestellt. Die Versuche zeigen die für

Bild 6. 12: Dreiaxialversuche mit Ent- und Wiederbelastung



Lastwechsel typischen Hysteresiskurven. Entlang einer Hysteresis ist die Neigung der Druck-Setzungslinie bzw. der Verformungsmodul sehr stark veränderlich. Zu Beginn des Lastwechsels reagiert die Probe zunächst wesentlich steifer als bei der Erstbelastung. Der Verformungsmodul fällt mit fortschreitender Entlastung ab und kann bereits in der Nähe der Konsolidierungsspannungen viel kleinere Werte als bei der Erstbelastung erreichen.

In Wirklichkeit wird die Probe auch noch über den isotropen Zustand hinaus entlastet, so daß bei großen Verformungen noch kleinere Verformungsmoduli zu erwarten sind. Im Wiederbelastungsbereich ändert sich der Verformungsmodul in ähnlicher Weise. Er nimmt von einem sehr großen Wert bei Beginn des Lastwechsels mit zunehmender Wiederbelastung ab, bis die Druck-Setzungslinie wieder in die Erstbelastung eintritt. Um die Abhängigkeit des Wiederbelastungsmoduls vom Spannungszustand aufzuzeigen, ist es zweckmäßig, von einem Mittelwert des Ent- und Wiederbelastungsmoduls auszugehen. Eine gute Näherung hierfür ist die Neigung der Sehne der Hysteresiskurve. Die in Bild 6.12 dargestellten Versuche zeigen hinsichtlich der Spannungsabhängigkeit und der Größe der aus den Sehnenneigungen ermittelten Verformungsmoduli gute Übereinstimmung. Mit zunehmendem Seitendruck nimmt der Ent- und Wiederbelastungsmodul zu, während er mit wachsendem Deviator stark abnimmt. Gegenüber dem Erstbelastungsmodul ist der Ent- und Wiederbelastungsmodul um ein mehrfaches größer.

Für eine vollständige Erfassung des komplexen Zusammenhangs reichen die bisher durchgeführten Versuche nicht aus. Da die Dehnungen unter einem Fundament im Ent- und Wiederbelastungsbereich klein sind, wurde der zugehörige Verformungsmodul für die FE-Berechnung der mittleren Neigung der Hysteresissehne für kleine Dehnungen entnommen und konstant mit 1200 kp/cm^2 angesetzt. Diesen Wert hat auch Stroh aus den Anfangswerten einer Hebungsmessung rückgerechnet, die während des Aushubs einer tiefen Baugrube im Frankfurter Ton ausgeführt worden war.

7. Anwendung des Berechnungsverfahrens auf das Hochhaus AfE und Vergleich mit den Meßergebnissen

7.1 Berechnungsannahmen

In diesem Kapitel soll der Einfluß eines nicht-linearen und wegabhängigen Stoffverhaltens auf die Verteilung der Setzungen und Spannungen im Baugrund unter Bauwerkslasten aufgezeigt werden. Als Berechnungsbeispiel wurde das Hochhaus AfE gewählt, unter dem die Setzungsverteilung gemessen worden ist. Die Anwendbarkeit der Berechnungsmethode ergibt sich aus dem Maß der Übereinstimmung zwischen der berechneten und der gemessenen Setzungsverteilung.

Die quadratische Gründungsfläche des Hochhauses AfE wurde durch einen flächengleichen Kreis mit dem Durchmesser $D = 48$ m ersetzt, um die Aufgabe als rotationssymmetrisches Problem behandeln zu können. Die Untergrundverhältnisse sind in der Berechnung nach dem Ergebnis der Tiefbohrung Bild 4.3 festgelegt worden, wobei die im Ton eingelagerten Sandschichten und Kalkbänke unberücksichtigt geblieben sind. Da diese Schichten nur einen geringen Teil des Untergrundprofils ausmachen, nicht horizontbeständig sind und im Ton "schwimmen", beeinflussen sie die Verformungen des Tons und das Gesamtergebnis nur wenig. Für den Verformungsmodul des Tons bei der Erstbelastung wurden die aus den Versuchen mit $\sigma_3 = \text{const.}$ bestimmten und in der Tabelle 6.1 genannten mittleren Stoffkennwerte in die Berechnung eingeführt. Zwischen den Fällen $\sigma_1 = \text{const.}$ und $\sigma_3 = \text{const.}$ wurde in der Berechnung nicht unterschieden. Diese Vereinfachung erschien zulässig, da die Bereiche mit $\sigma_1 = \text{const.}$ nur bei größeren Aushubtiefen von Bedeutung sind. Als Unterscheidungskriterium zwischen Erstbelastung und Ent- bzw. Wiederbelastung wurde vereinfachend die Hauptspannungsdifferenz gewählt (s. auch Kap. 5.3). Die in der Berechnung verwendeten Stoffkennwerte sind in der Tabelle 7.1 zusammengestellt. Der Einfluß der aus den Versuchen nicht bestimmaren Querdehnungszahl ν_T und des Ruhedruckbeiwertes λ_T des Tons auf die Berechnungsergeb-

nisse wurde durch eine Parameterstudie untersucht. Die übrigen Stoffkennwerte des Tons wurden nicht variiert. Für die Sande und Kiese, welche den Ton als Deckschichten überlagern, wurden die Stoffkennwerte in Anlehnung an eine Zusammenstellung von Kulhawy, Duncan und Seed (1969) geschätzt.

Für die Anwendung des Berechnungsverfahrens muß der nach Tiefe und Breite unbegrenzte Baugrund durch ein Elementnetz mit endlicher äußerer Begrenzung ersetzt werden. Desai und Abel (1972) haben die für einen linear-elastischen Stoffansatz bekannten Untersuchungen über die erforderlichen Mindestgrenzen des Elementnetzes zusammengefaßt. Hiernach sind die berechneten Verschiebungen und Spannungen ausreichend genau, wenn die Breite des Kontrollraumes wenigstens $B = 8 - 10 D$ und seine Tiefe $10 - 12 D$ beträgt. Für die vorliegenden Untersuchungen, bei denen der Verformungsmodul vom Spannungszustand abhängt und daher eine geringere Ausbreitung der Verformungen erwartet worden ist, wurden kleinere Abmessungen für ausreichend erachtet. Die Breite des Kontrollraumes wurde mit $B = 7 \cdot D = 336 \text{ m}$ und seine Tiefe mit $T = 5 \cdot D = 240 \text{ m}$ festgelegt.

Für die hier behandelten Rechenergebnisse kamen zwei Elementnetze zur Anwendung. Die Parameterstudie wurde mit dem geometrisch einfachen Netz T2 (Bild 7.1 und Bild 7.2) ausgeführt, dessen Elementteilung von einer Schar horizontaler und vertikaler Linien ausgeht. Im Bereich großer Spannungsgradienten z. B. unter dem Fundamentrand wurde die Elementteilung fein gewählt und das Netz mit wachsender Entfernung von der Lasteintragungsstelle aufgeweitet. Der Vergleich mit den Meßwerten wurde mit dem verbesserten Netz T3 (Bild 7.17 und Bild 7.18) ausgeführt. Mit diesem Netz wurden die Erfahrungen der Parameterstudie verwertet und die Aufweitung des Netzes der beobachteten Tiefenwirkung des Fundamentes angepaßt. Die Elementgrenzen folgen in etwa den Spannungstrajektoren entsprechend der Lastausbreitung im Boden. Die Baugrubenwand wurde in die Elemententeilung miteinbezogen, wobei den

	γ_n Mp/m ³	γ_a Mp/m ³	λ_o	c' Mp/m ²	ρ' °	Spannungs- bereich	R_f	K	n	ν
Sand und Kies	2,0	1,2	0,5	—	33	Erst- belastung	0,86	1000	0,54	0,3
						Ent- und Wiederbelastg	E = const. = 60 000 Mp/m ²			
Ton	—	0,85	0,6	2	20	Erst- belastung	0,9	225	0,60	0,3
			0,8 1,0			Ent- und Wiederbelastg	E = const. = 12 000 Mp/m ²			0,4 0,48

Tab. 7.1: Stoffkennwerte für die Berechnungen

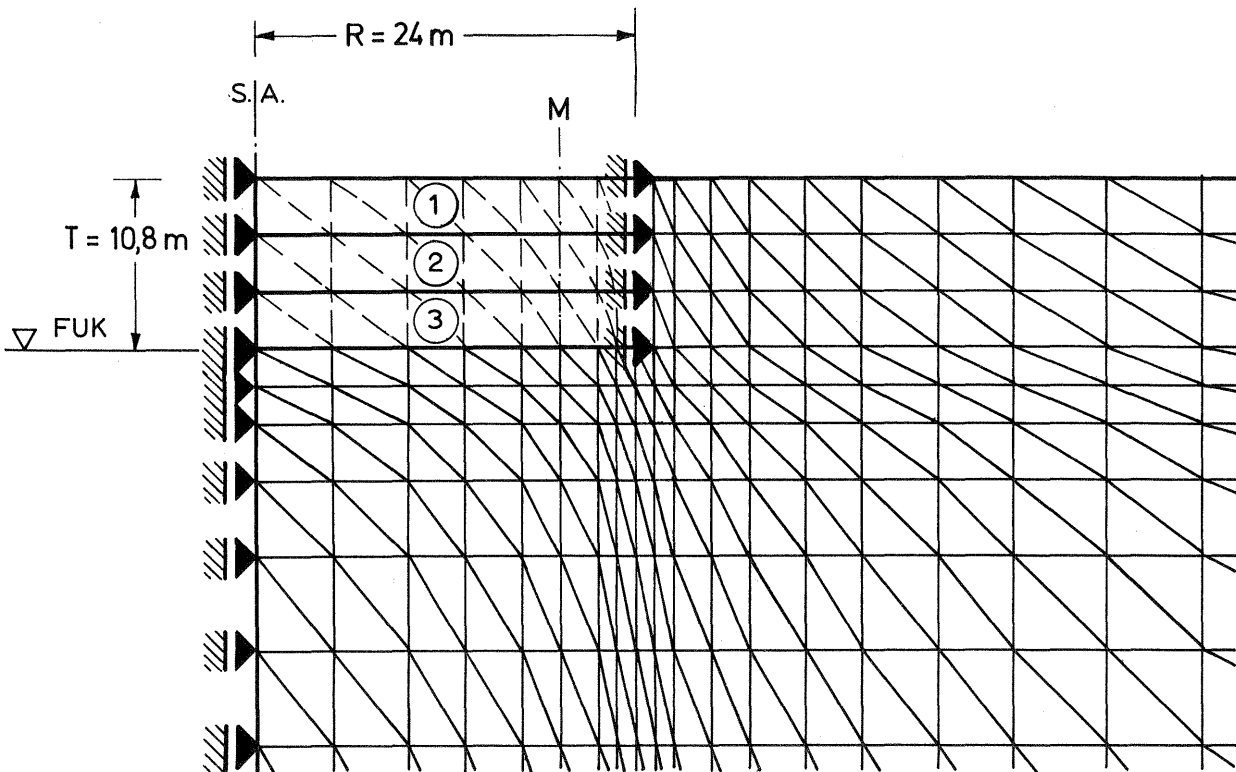


Bild 7.2: Ausschnitt NETZ T2 ; Fundamentbereich

621 Elemente
342 Knoten

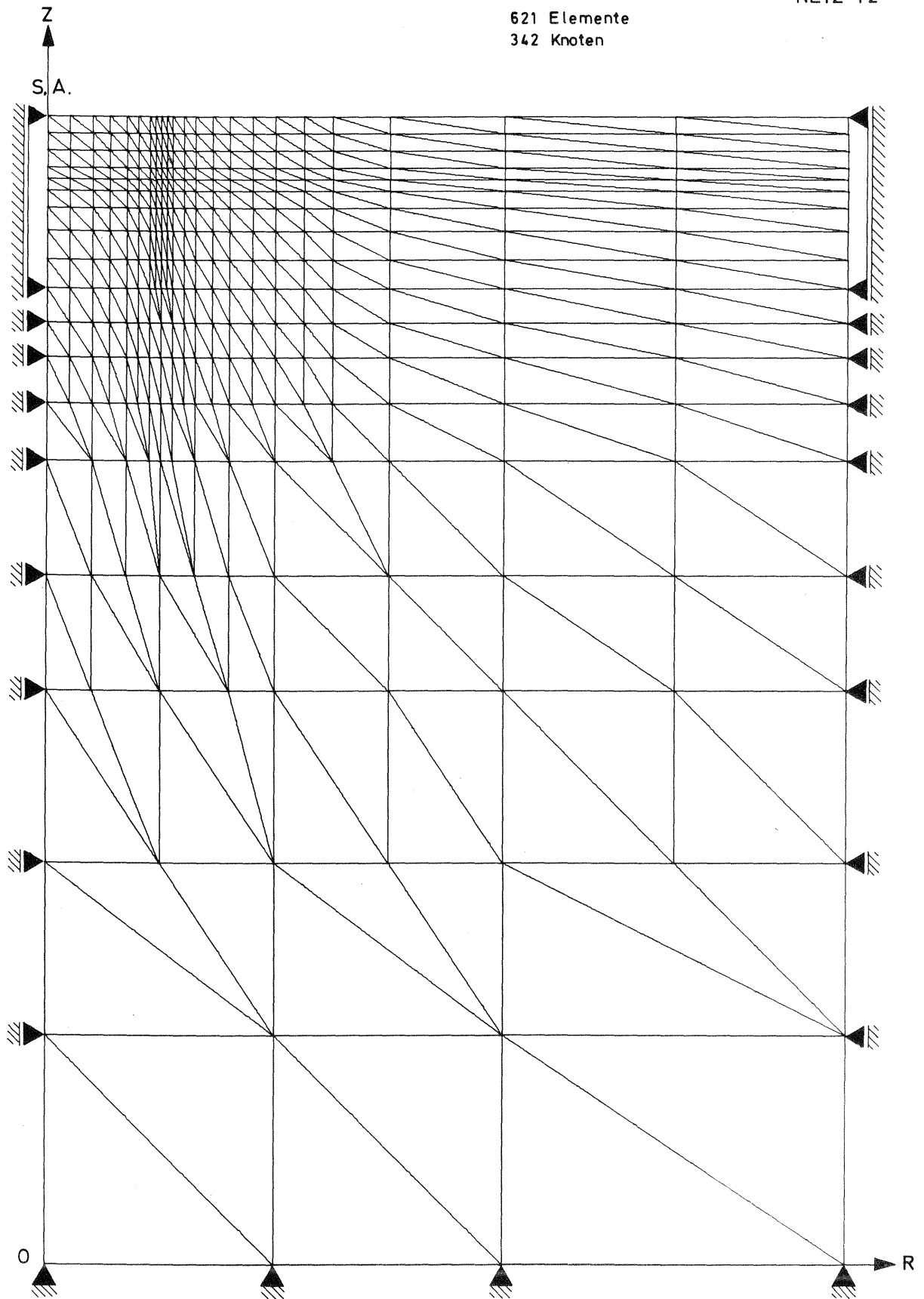


Bild 7.1: NETZ T2 ; Elementnetz für die Parameterstudie

entsprechenden Elementen zunächst die (konstanten) Elastizitätswerte des Betons zugeordnet worden sind. Bei Vergleichsberechnungen stellte sich heraus, daß der Erddruck im rotationssymmetrischen Fall wie eine Stützlinienbelastung wirkt und deshalb die Wand nur geringe horizontale Verformungen erleidet. Die Verformungen der Verbauwand wurden deshalb bei allen folgenden Berechnungen von vornherein in horizontaler Richtung verhindert. Unter der Gründungssohle wurde die Wand nicht fortgesetzt, so daß sich der Boden dort frei verschieben konnte. Die übrigen Randbedingungen gehen aus den Abbildungen der Berechnungsnetze hervor.

Der Berechnungsablauf wurde bereits in Abschnitt 5.5 beschrieben. Bei der Nachahmung der Fundamentbelastung wurde angenommen, daß sich die Gründungssohle gleichförmig setzt, was nach den in Abschnitt 4.6 gezeigten geringen Verformungen der Gründungsplatte gerechtfertigt erscheint. Ferner wurde eine glatte Sohle angenommen, weil die Übertragung von Schubspannungen zwischen dem Boden und der Fundamentplatte durch die Verwendung einer bituminösen Außendichtung weitgehend unterbunden ist. Die Absenkung und der Wiederanstieg des Grundwassers in der Baugrube und die sich hieraus ergebenden Belastungsänderungen wurden in der Berechnung nicht berücksichtigt.

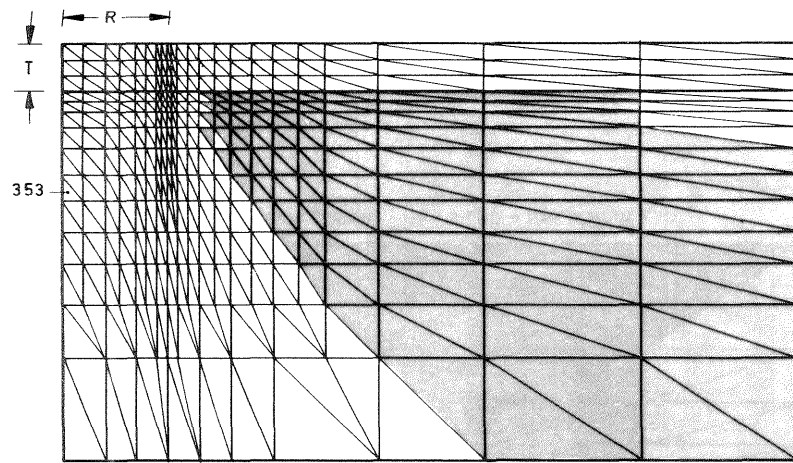
7.2 Grundzüge der Berechnung und Ergebnisse

7.2.1 Spannungsbereiche und Lastsetzungslinien

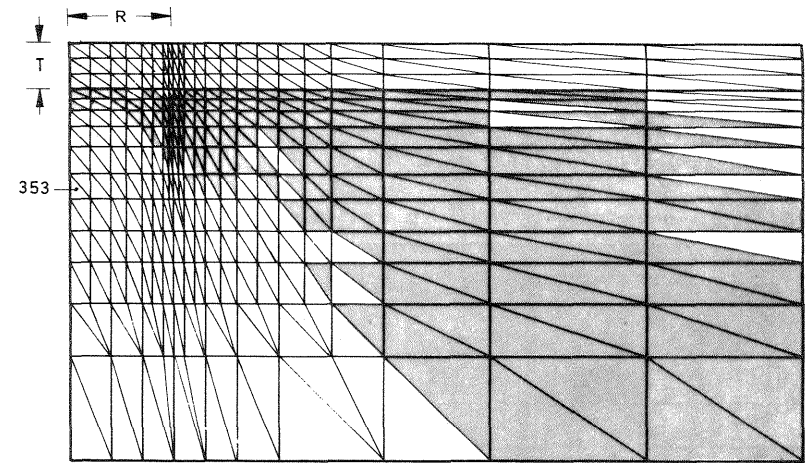
Zur Darstellung der Grundzüge der Berechnung wird von den Ergebnissen der Parameterstudie für eine Querdehnungszahl $\nu_T = 0,3$ und einen Ruhe-druckbeiwert $\nu_T = 0,8$ im Ton ausgegangen. Im Folgenden sollen die Vorgänge im Untergrund in den einzelnen Berechnungsabschnitten aufgezeigt werden. Der grundsätzliche Zusammenhang zwischen dem äußeren Belastungsvorgang und den Spannungswegen im Boden wurde bereits in Abschnitt 5.3 behandelt.

In den Bildern 7.3 und 7.4 sind die Bereiche mit gleichgerichtetem Spannungsweg für typische Lastschritte der Berechnung dargestellt. In diesen Bildern ist auch ein Element gekennzeichnet, für das der Spannungsweg exemplarisch anhand der Hauptspannungskreise in Bild 7.5a aufgezeichnet ist. Die Bilder 7.3a/b zeigen die Bereiche gleichgerichteter Spannungswegen für den ersten und letzten Aushubschritt (LS2 bis LS10). Wie sich aus der Entwicklung der Hauptspannungskreise in Bild 7.5a ersehen läßt, nimmt die Schubbeanspruchung unter dem Bauwerk beim Aushub ab, was einer Entlastung entspricht. Der Spannungszustand nach Beendigung des Aushubs (LS10) stellt den Ausgangsspannungszustand für die nun folgende Nachahmung der Fundamentbelastung dar. Diese erfolgt durch die Vorgabe einzelner Verschiebungsschritte (LS11 bis LS23). Im ersten Verschiebungsschritt tritt Wiederbelastung bzw. Entlastung in nahezu allen Elementen entsprechend der Umkehrung der äußeren Belastung ein (Bild 7.3c). Mit Überschreitung der ursprünglichen Schubbeanspruchung aus dem Eigengewichtszustand des Bodens (LS1) kommt der Boden unter dem Bauwerk in die Erstbelastung (Bild 7.4c/d, LS17 bis LS23). Der Übergang zwischen den unterschiedlichen Spannungswegen erfolgt allmählich, wie aus den Bildern 7.4a/b deutlich wird (LS14 bis LS16). Bis zum Erreichen der Aushublast wurden die Setzungen deshalb mit den relativ kleinen Schritten von 5 % (= 1,2 cm) der Endsetzung gesteigert, um diesen Übergang hinreichend genau zu erfassen. Danach wurden die Verschiebungsschritte verdoppelt.

Die beschriebenen Vorgänge im Boden spiegeln sich in den berechneten Lastsetzungslinien wieder, die in Bild 7.6 aufgetragen sind. Sie zeigen, daß der Spannungsweg im Bodenkeil unter dem Bauwerk für dessen Setzungen maßgebend ist. Die Unterschiede im Verformungswiderstand des Bodens zwischen der Wiederbelastung und der Erstbelastung in diesem Bereich sind in Bild 7.6a durch einen starken Abfall der Laststufen nach Überschreiten der Aushublast und in Bild 7.6b durch das Abknicken der Lastsetzungslinie gekennzeichnet. Nach dem Überschreiten der Aushub-



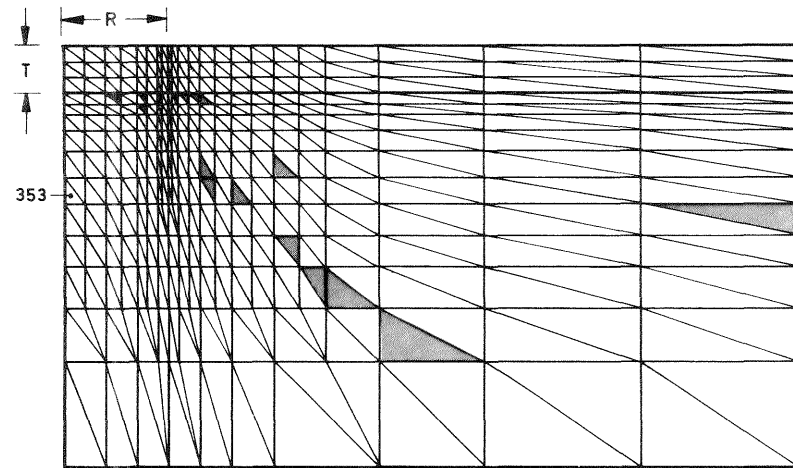
a) LS 2 1. Aushubschritt



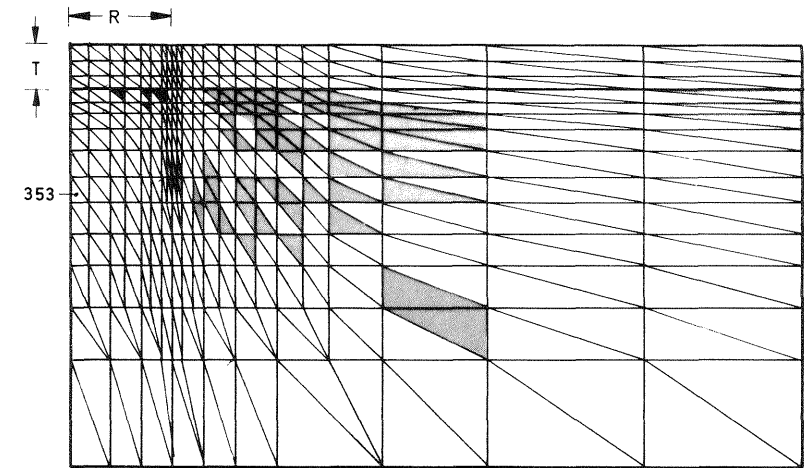
b) LS 9 3. Aushubschritt

Spannungswege unterhalb der Gründungssohle:

Ent- und Wiederbelastung (WB)
 Erstbelastung (EB)
 Bruch



c) LS 11 1. Verschiebungsschritt $s = 0 - 2,41 \text{ mm}$

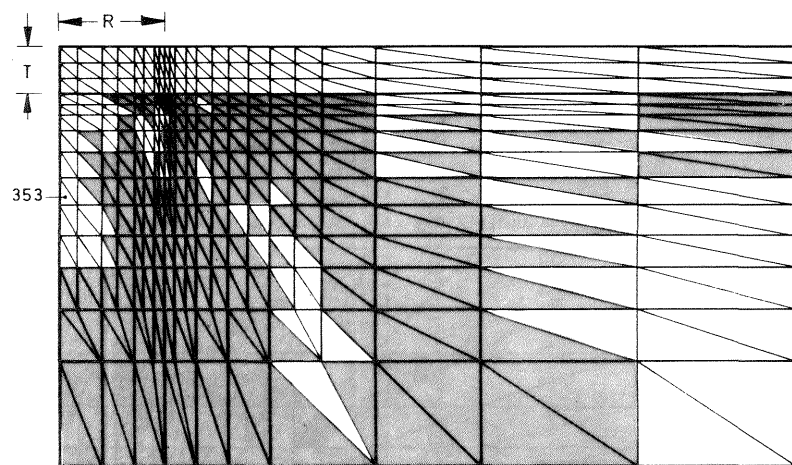


d) LS 13 3. Verschiebungsschritt $s = 12,05 - 24,1 \text{ mm}$

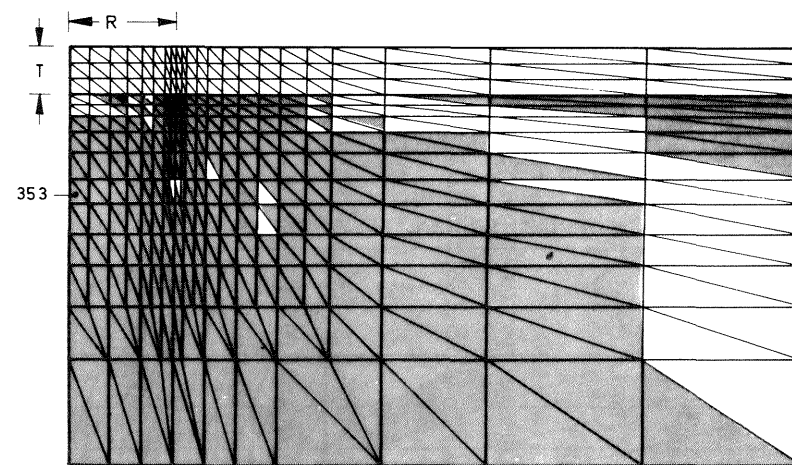
Fundamentbelastung bis zur Aushublast

$$\lambda_T = 0,8 \quad \nu_T = 0,3$$

Bild 7.3: Bereiche gleichgerichteter Spannungswege im Untergrund beim Aushub und bei der Fundamentbelastung bis zum Erreichen der Aushublast



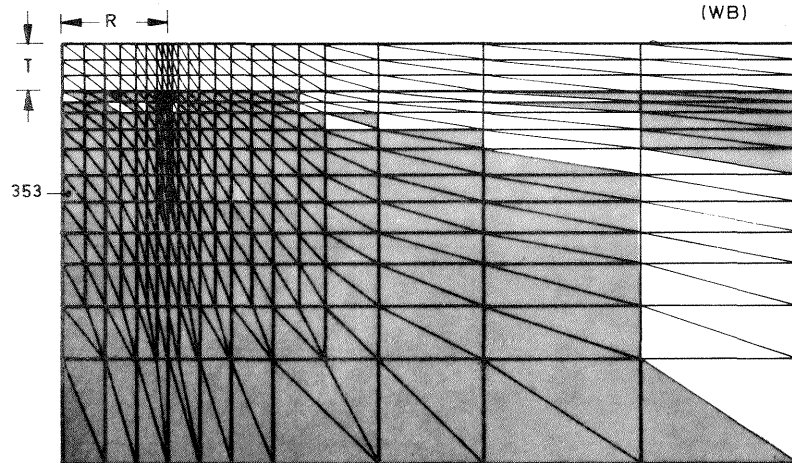
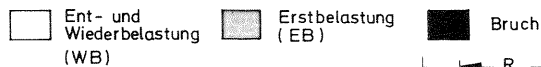
a) LS 14 4. Verschiebungsschritt $s = 24,1 - 36,15 \text{ mm}$



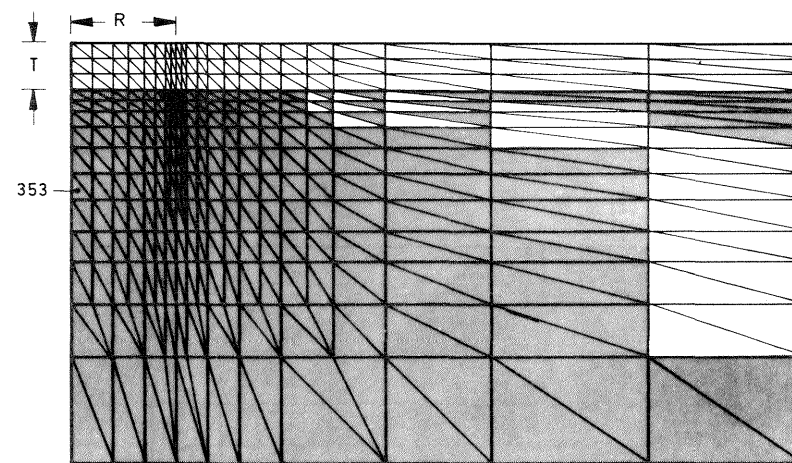
b) LS 16 6. Verschiebungsschritt $s = 60,25 - 84,35 \text{ mm}$

Fundamentbelastung - Übergangsbereich

Spannungswege unterhalb der Gründungssohle:



c) LS 17 7. Verschiebungsschritt $s = 84,35 - 108,45 \text{ mm}$

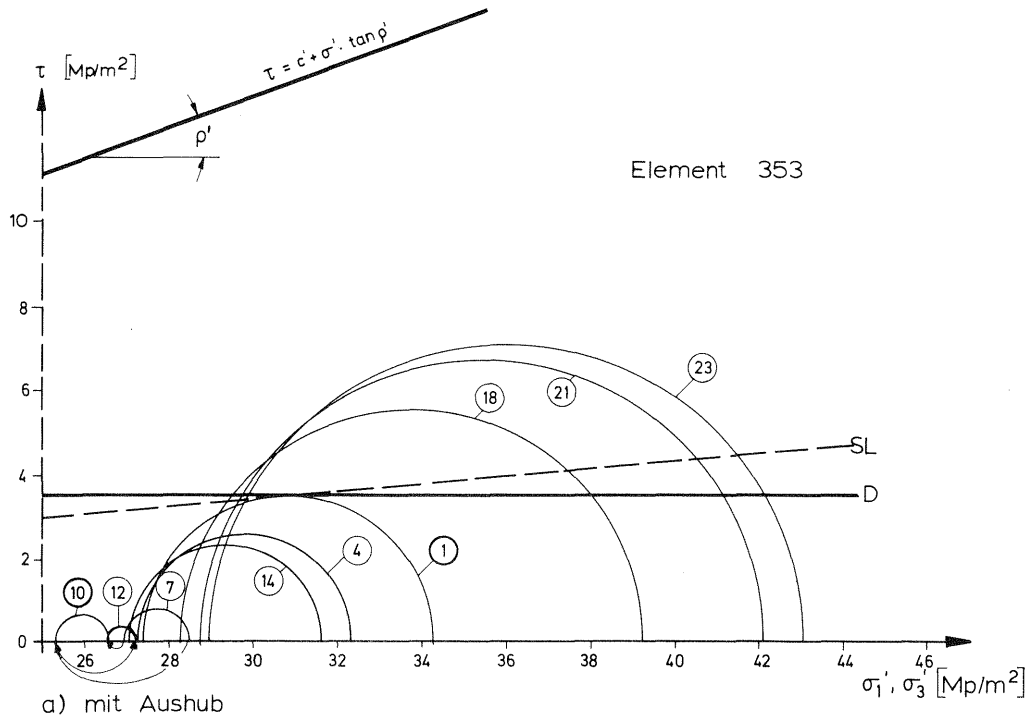


d) LS 22 12. Verschiebungsschritt $s = 204,85 - 228,95 \text{ mm}$

Fundamentbelastung - Erstbelastungsbereich

$$\lambda_T = 0,8 \quad \nu_T = 0,3$$

Bild 7.4: Bereiche gleichgerichteter Spannungswege bei der Fundamentbelastung nach dem Erreichen der Aushublaster bis zur Fertigstellung des Bauwerkes



SL = stress-level } Kriterien für Erstbelastung und Ent- und Wiederbelastung
 D = Deviator }

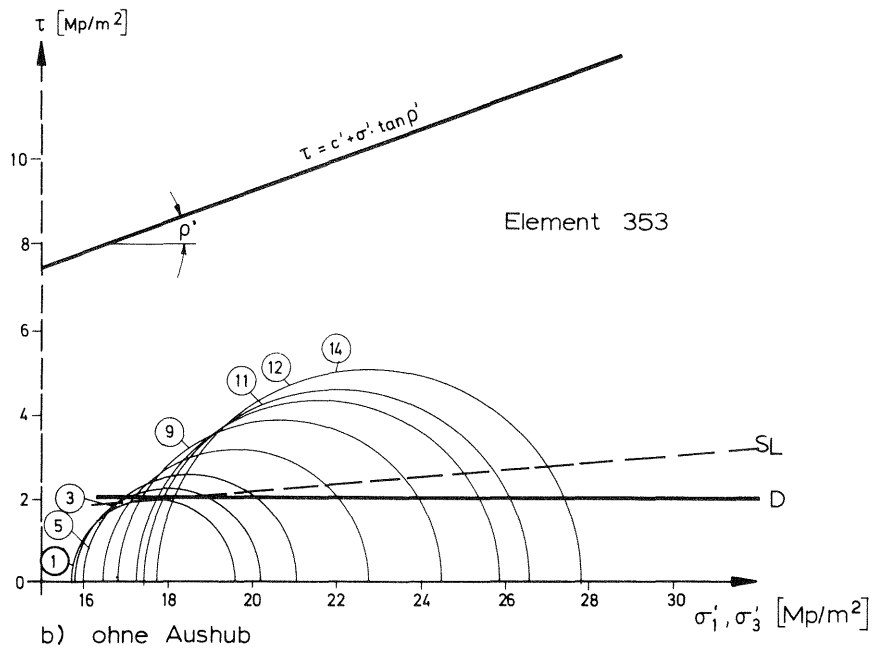
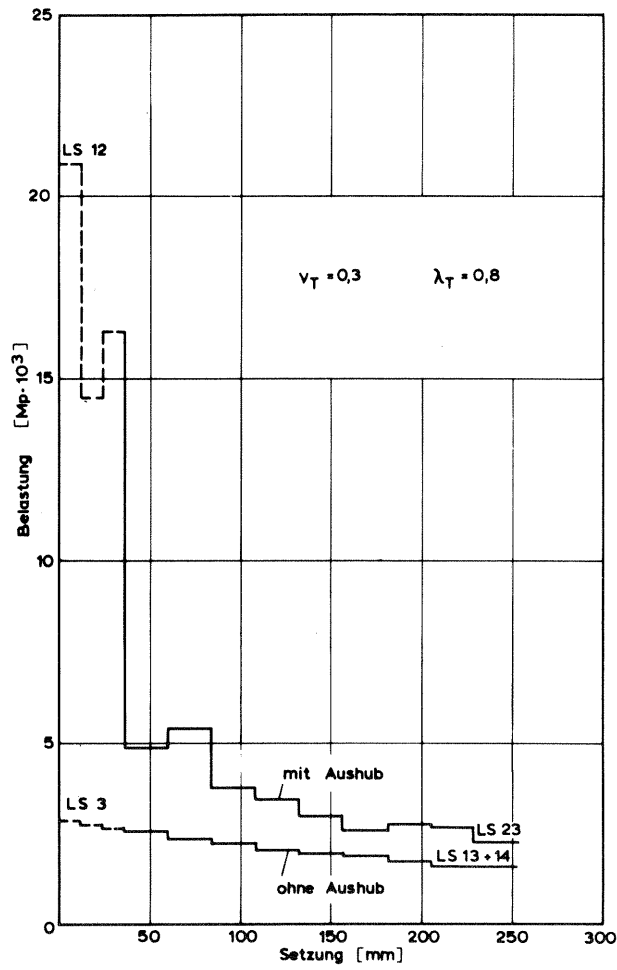
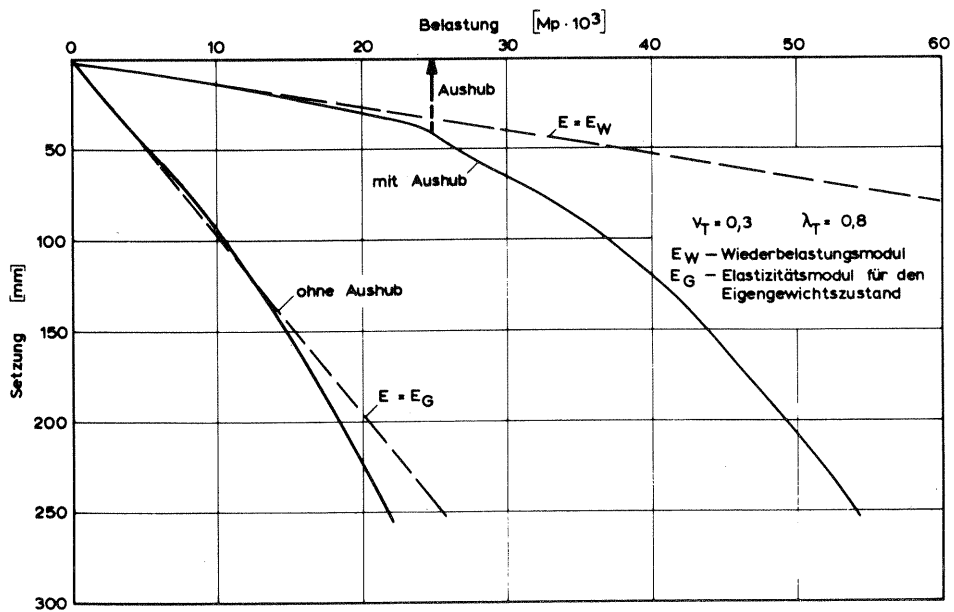


Bild 7.5: Hauptspannungskreise während der Berechnung

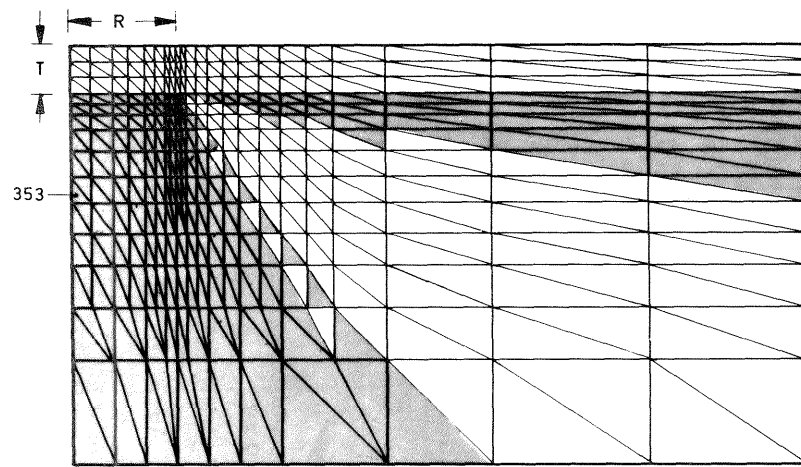


a) Setzung - und Laststufen

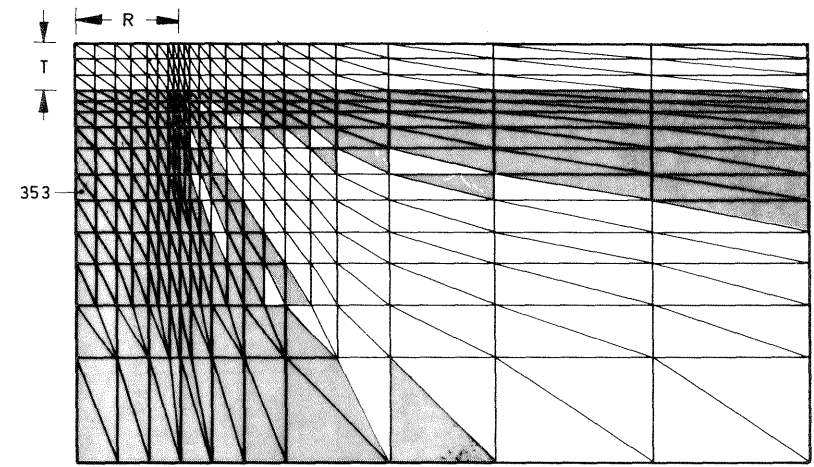


b) Lastsetzungslinien

Bild 7. 6: Berechnete Lastsetzungslinien



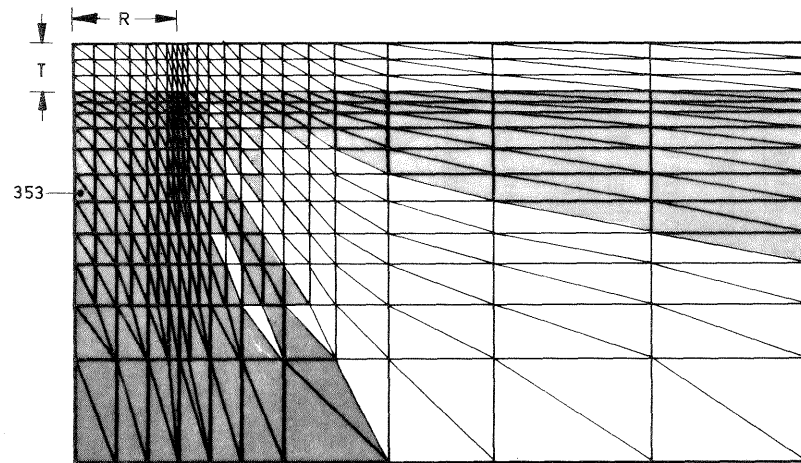
a) LS 2 1. Verschiebungsschritt $s = 0 - 2,41 \text{ mm}$



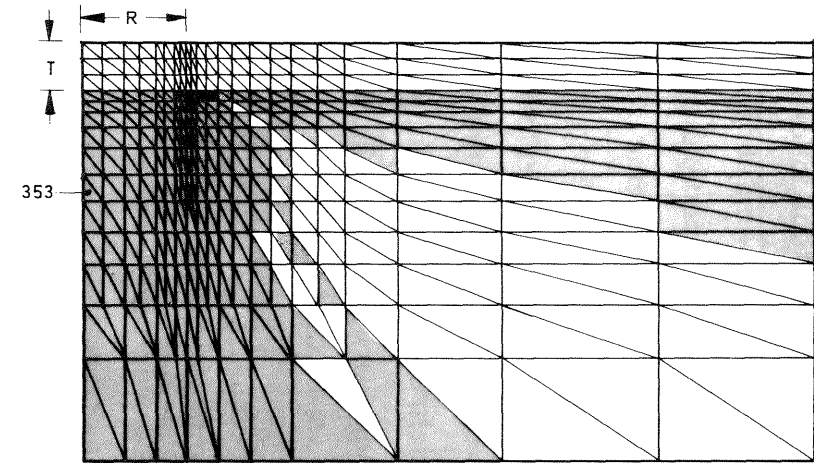
b) LS 4 3. Verschiebungsschritt $s = 12,05 - 24,1 \text{ mm}$

Spannungswege unterhalb der Gründungssohle

Ent- und Wiederbelastung (WB)
 Erstbelastung (EB)
 Bruch



c) LS 8 7. Verschiebungsschritt $s = 84,35 - 108,45 \text{ mm}$



d) LS 13 12. Verschiebungsschritt $s = 204,85 - 228,95 \text{ mm}$

$\lambda_T = 0,8$ $\nu_T = 0,3$

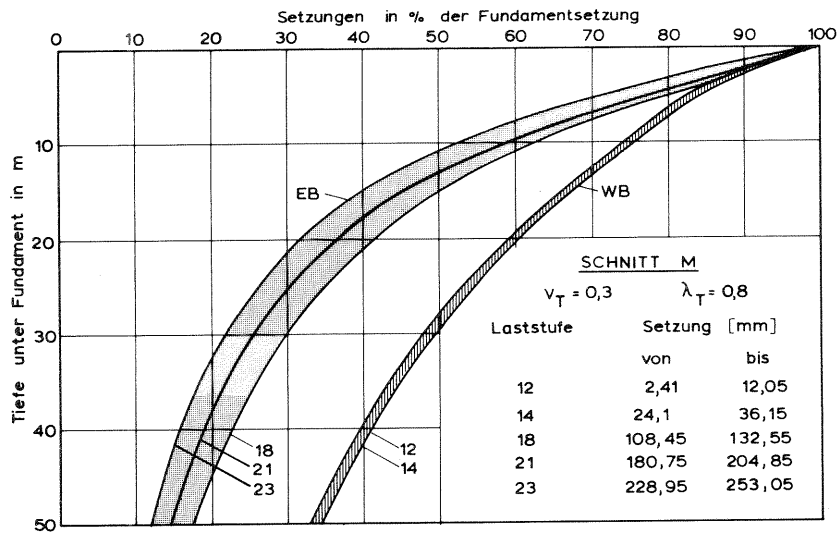
Bild 7.7: Bereiche gleichgerichteter Spannungswege im Untergrund bei der Fundamentbelastung; Gründung auf der Geländeoberfläche

last zeigt sich eine deutliche Nichtlinearität in der Lastsetzungslinie. Dies ist darauf zurückzuführen, daß die Spannungen aus der Bauwerkslast, neben einer Vergrößerung des Gesamtspannungszustandes unter dem Bauwerk, eine Zunahme der Deviatorspannungen bewirken. Da letztere gegenüber der Vergrößerung des Gesamtspannungszustandes überwiegt, nehmen der Verformungsmodul entsprechend dem Stoffansatz und damit die Laststufen mit wachsender Setzung ab. Dies wird mit fortschreitender Belastung durch den unter den Fundamenträndern beginnenden Bruch verstärkt.

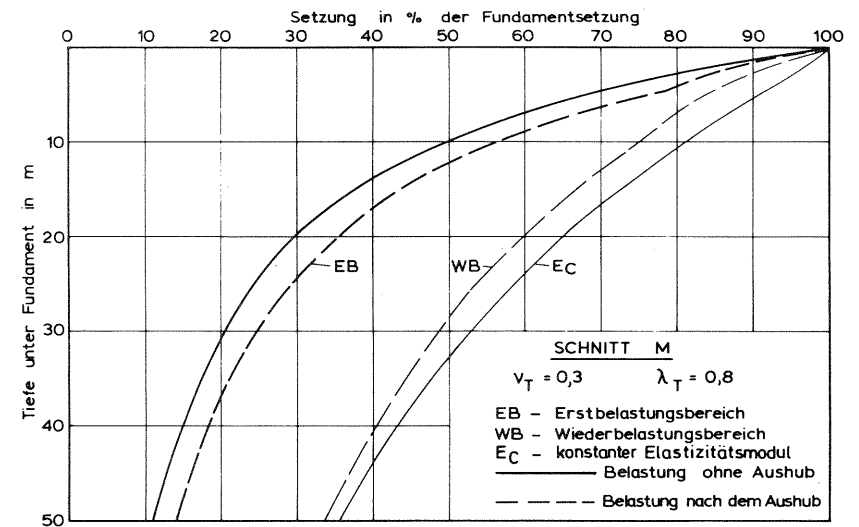
Um den Einfluß der Aushubtiefe und des Spannungszustandes aus dem Bodeneigengewicht auf das Setzungsverhalten des Bodens deutlich zu machen, wurde die Berechnung auch für den Fall eines an der Oberfläche gegründeten Fundamentes durchgeführt. Hierbei wurde angenommen, daß nur Ton ansteht, und der Grundwasserspiegel bis zur Geländeoberfläche reicht. Übereinstimmend mit den Betrachtungen in Abschnitt 5.3 werden nach Bild 7.7 während des gesamten Belastungsvorgangs unter dem Fundament Erstbelastung und seitlich Entlastung beobachtet. Den Spannungsweg für ein unterhalb dem Fundament gelegenes Element verdeutlicht Bild 7.5b. In Bild 7.6b wurde zum Vergleich auch diejenige Lastsetzungslinie eingetragen, die sich für den nur aus dem Eigengewichtszustand berechneten Verformungsmodul ergeben würde. Die geringe Abweichung zwischen dieser und der berechneten Lastsetzungslinie zeigt, daß die Bodensteifigkeit in der Erstbelastung überwiegend durch die im Boden bereits vorhandenen Spannungen bestimmt wird. Demgegenüber ist der Einfluß der Zusatzspannungen aus dem Bauwerksgewicht geringer.

7.2.2 Verteilung der Setzungen nach der Tiefe

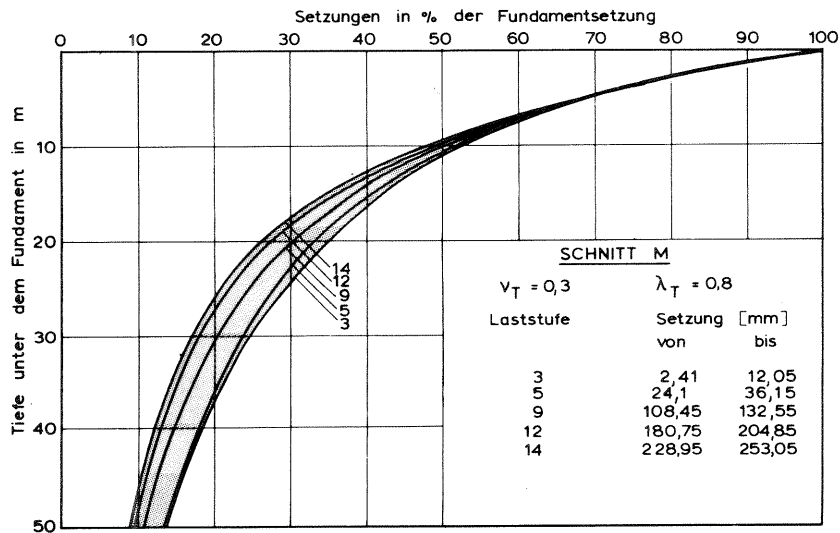
Von besonderem Interesse ist der Einfluß des Stoffverhaltens des Tons auf die Verteilung der Setzungen nach der Tiefe. Wie in Kap. 9 gezeigt wird, hängt hiervon die Beanspruchung der Gründungsplatte ab. Die im Meßquerschnitt M berechnete Setzungsverteilung (s. Bild 7.2) ist in



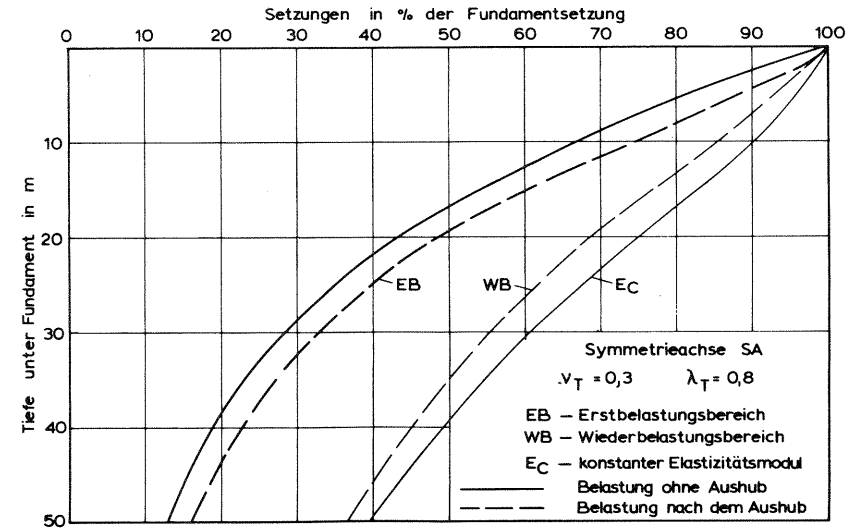
a) mit Aushub



a) Schnitt M (Meßstelle)



b) ohne Aushub



b) Schnitt SA (Symmetrieachse)

Bild 7.8: Berechnete Setzungsverteilung nach der Tiefe für aufeinanderfolgende Lastschritte

Bild 7.9: Vergleich der berechneten Setzungsverteilungen für linearen und nichtlinearen Stoffansatz

Bild 7. 8a für aufeinanderfolgende Laststufen aufgetragen. In Bild 7. 9a ist die mittlere Setzungsverteilung in der Erstbelastung und in der Wiederbelastung einer Berechnung mit konstantem Elastizitätsmodul gegenübergestellt. Ein Vergleich dieser Auftragungen mit der Darstellung der Bereiche mit gleichgerichtetem Spannungsweg (Bild 7. 3 und Bild 7. 4) zeigt, daß auch die Setzungsverteilung überwiegend von dem Spannungsweg im Bodenkeil unter dem Bauwerk abhängt. Aus den Bildern 7. 8a und 7. 9a wird deutlich, daß auch die Verteilung der Setzungen überwiegend vom Eigenspannungszustand im Boden abhängen. In der Wiederbelastung reichen die Setzungen ähnlich tief wie in einem elastischen Medium. Die geringe Differenz zwischen diesen beiden Fällen ist durch die Berücksichtigung des Bruches in der Wiederbelastung bedingt. Sobald der Boden in die Erstbelastung gerät, wird der Einfluß der Eigenspannungen im Boden durch die Spannungsabhängigkeit des Erstbelastungsmoduls wirksam. Entsprechend der Zunahme der mittleren Spannung aus dem Bodeneigengewicht nach der Tiefe wächst auch der Verformungsmodul nach der Tiefe an und der Setzungsherd verlagert sich zum Bauwerk. Die weitere Belastung des Untergrundes durch das Bauwerk bewirkt im Wesentlichen eine Zunahme der Schubbeanspruchung nahe der Gründungssohle, was zu einer weiteren Verlagerung des Setzungsherdes nach oben führt. Jedoch ist dieser Einfluß auf die Setzungsverteilung gegenüber der Wirkung der Spannungen aus dem Bodeneigengewicht deutlich geringer. Diese Feststellungen gelten auch für die Setzungsverteilung in der Symmetrieachse wie Bild 7. 9b zeigt. Allerdings liegt der Setzungsherd infolge der Spannungs-konzentration und der Überbeanspruchung des Bodens am Fundamentrand höher als in der Mitte. Bis zu einer Tiefe entsprechend der halben Gründungsbreite treten im Schnitt M etwa 10 % mehr Setzungen ein als in der Symmetrieachse.

Um den Einfluß der Aushubtiefe auf die Verteilung der Setzungen aufzuzeigen, wurde wie im voranstehenden Abschnitt auch der Fall eines an der Geländeoberfläche gegründeten Fundamentes untersucht. Die Setzungsverteilung aufeinanderfolgender Laststufen zeigt Bild 7. 8b, während in den Bil-

dern 7.9a/b die mittlere Setzungsverteilung ergänzend eingetragen ist. Der Wiederbelastungsbereich entfällt in diesem Falle, und die Kurven ähneln der Setzungsverteilung für die Erstbelastung nach dem Aushub. Demnach sind die Gesamtsetzungen um so mehr zum Bauwerk konzentriert, je geringer die Aushubtiefe ist.

7.2.3 Einfluß des nicht-linearen Stoffverhaltens auf die Verteilung der Spannungen

Mit den Ergebnissen der Parameterstudie für einen Ruhedruckbeiwert

$\lambda_T = 0,8$ und eine Querdehnungszahl $\nu_T = 0,3$ wurde auch der Einfluß des Stoffverhaltens des Tons auf die Spannungsverteilung untersucht. Die nachfolgende Darstellung beschränkt sich auf die Spannungen in der Lastachse und die Sohldruckverteilung.

Bei den verwendeten Elementen sind die dem Stoffansatz zugrunde liegenden Spannungen σ_r und σ_z innerhalb des Elementquerschnitts konstant. Dies kann bei der nichtlinearen Berechnung zu erheblichen Unterschieden in den Spannungen benachbarter Elemente führen. Es wurde deshalb ein Rechenprogramm entwickelt, mit dem aus den Elementspannungen die Spannungen an den Knoten durch Mittelbildung unter Berücksichtigung der Größe und Form der Elemente berechnet werden können (Ripper, 1973). In den Bildern 7.10 und 7.11 sind zur Überprüfung dieser Vorgehensweise die berechneten Spannungen σ_r und σ_z in der Lastachse sowie die berechnete Sohldruckverteilung für einen konstanten Elastizitätsmodul aufgetragen und mit der Verteilung nach der Elastizitätstheorie verglichen. Die Knotenspannungen aus dem numerischen Berechnungsverfahren stimmen mit den theoretischen Werten gut überein. Wie die Entwicklung der Sohldruckverteilung mit zunehmender Belastung im Fall ohne Aushub zeigt, nehmen die Spannungsspitzen am Fundamentrand entsprechend der dort zunehmenden Überbeanspruchung ab (Bild 7.12). Die Spannungsverteilung entwickelt sich von der hohlparabolischen Verteilung im elastischen Bereich zur Vollparabel entsprechend der zunehmenden Plastifizierung am Fundamentrand. In Bild 7.13 sind für den gleichen Berechnungsfall die Spannungs-

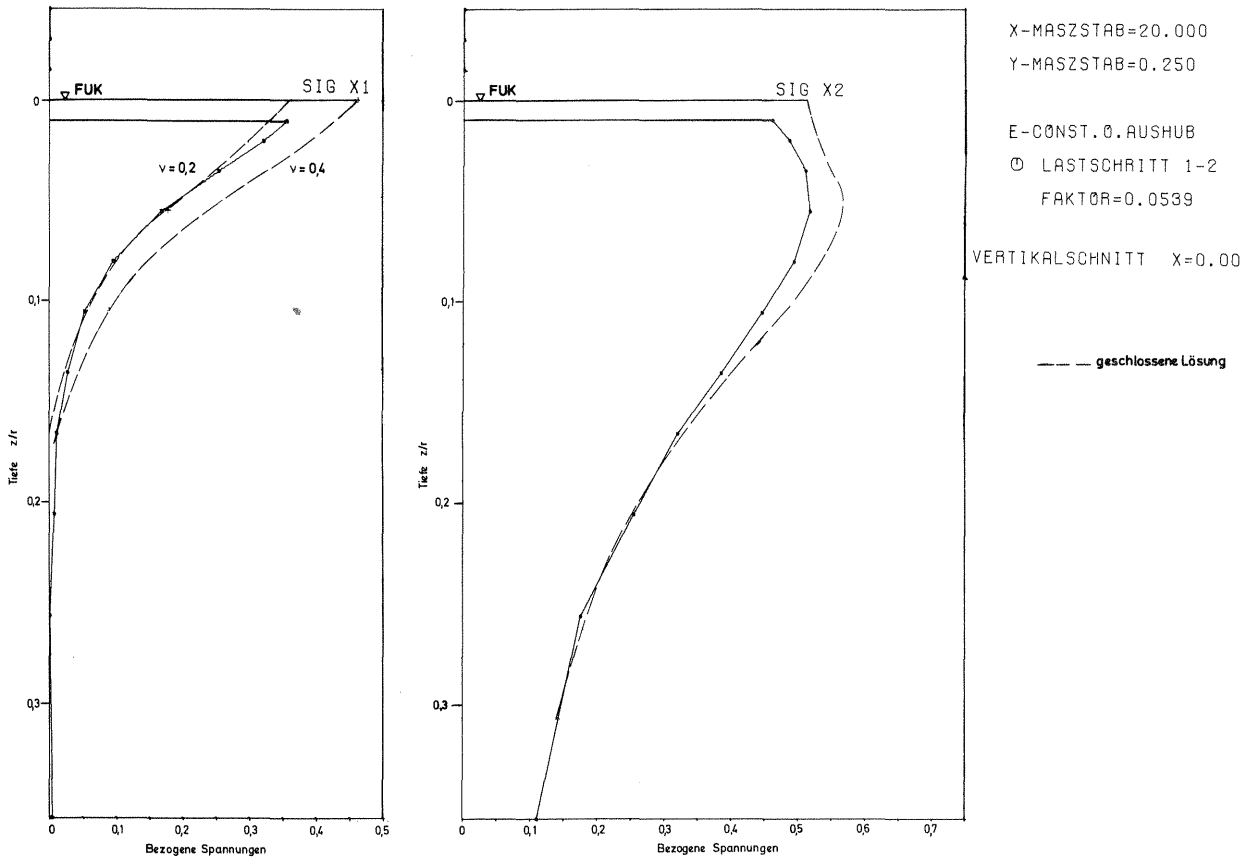


Bild 7.10: Spannungen in der Lastachse für konstanten Elastizitätsmodul; Vergleich von numerischer und geschlossener Lösung

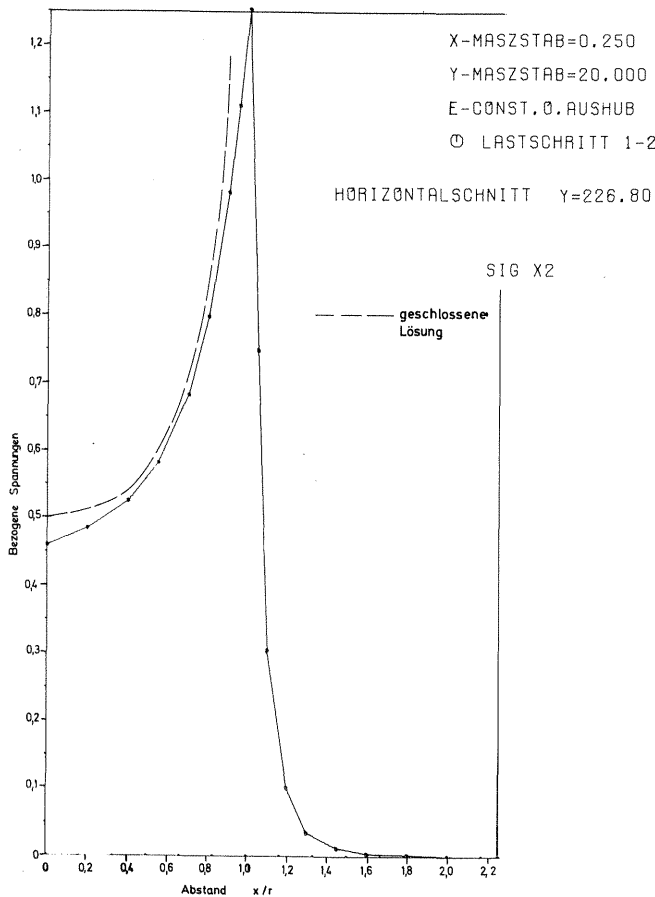


Bild 7.11: Sohldruckverteilung; Vergleich von numerischer und geschlossener Lösung

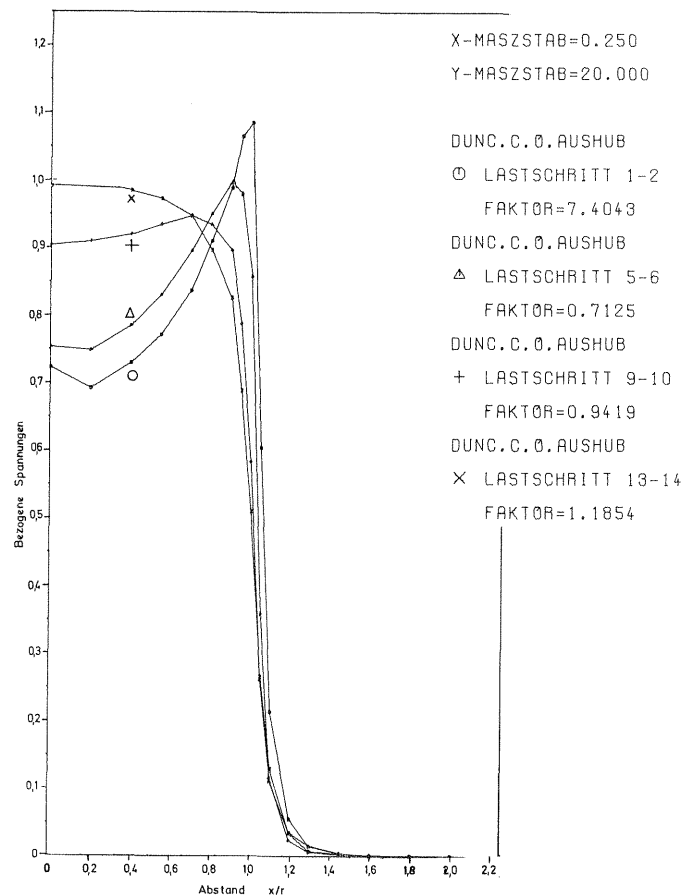


Bild 7.12: Sohldruckverteilung für nichtlinearen Stoffansatz bei Belastung ohne Aushub

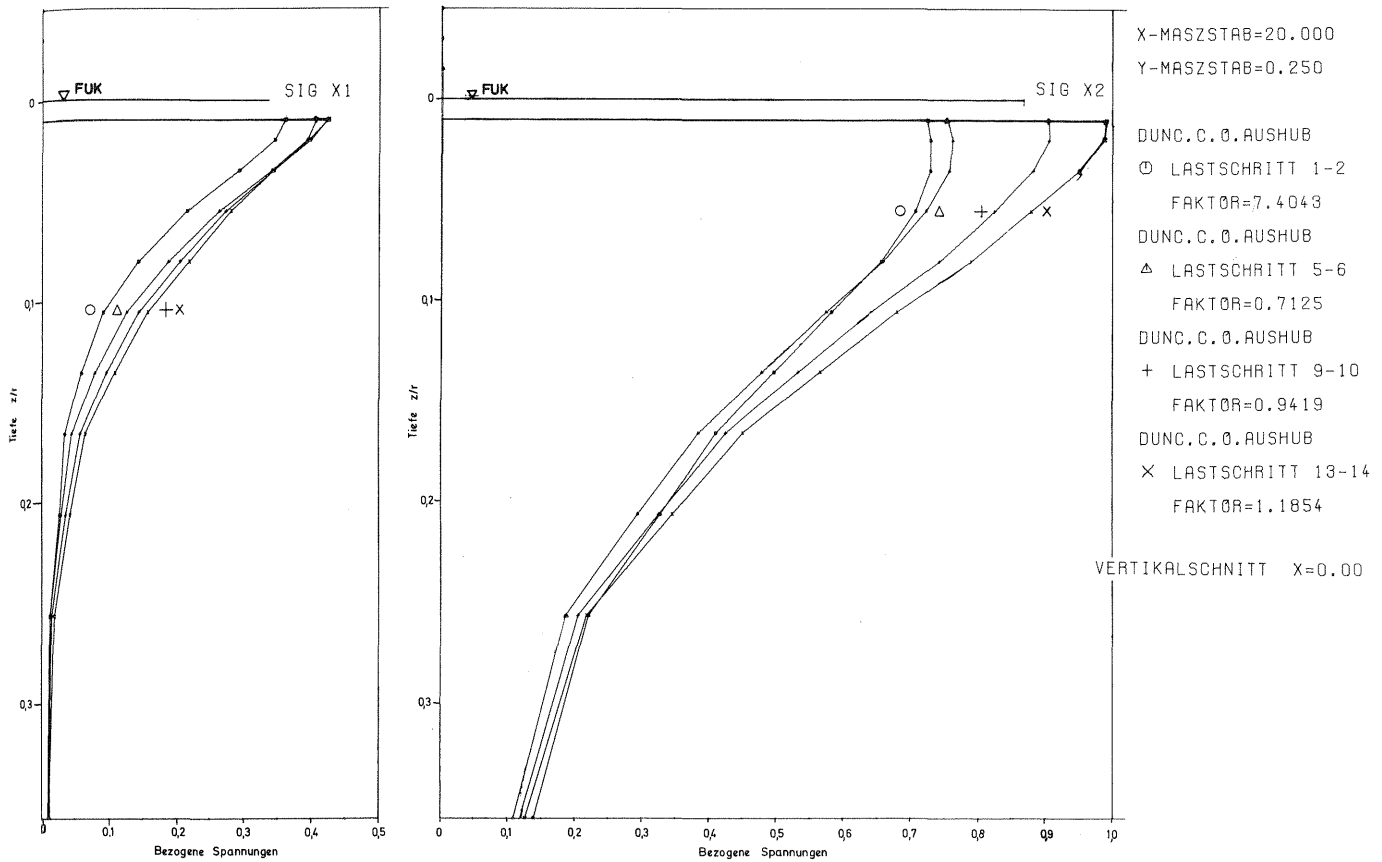


Bild 7.13: Spannungen in der Lastachse für nichtlinearen Stoffansatz;
Belastung ohne Aushub

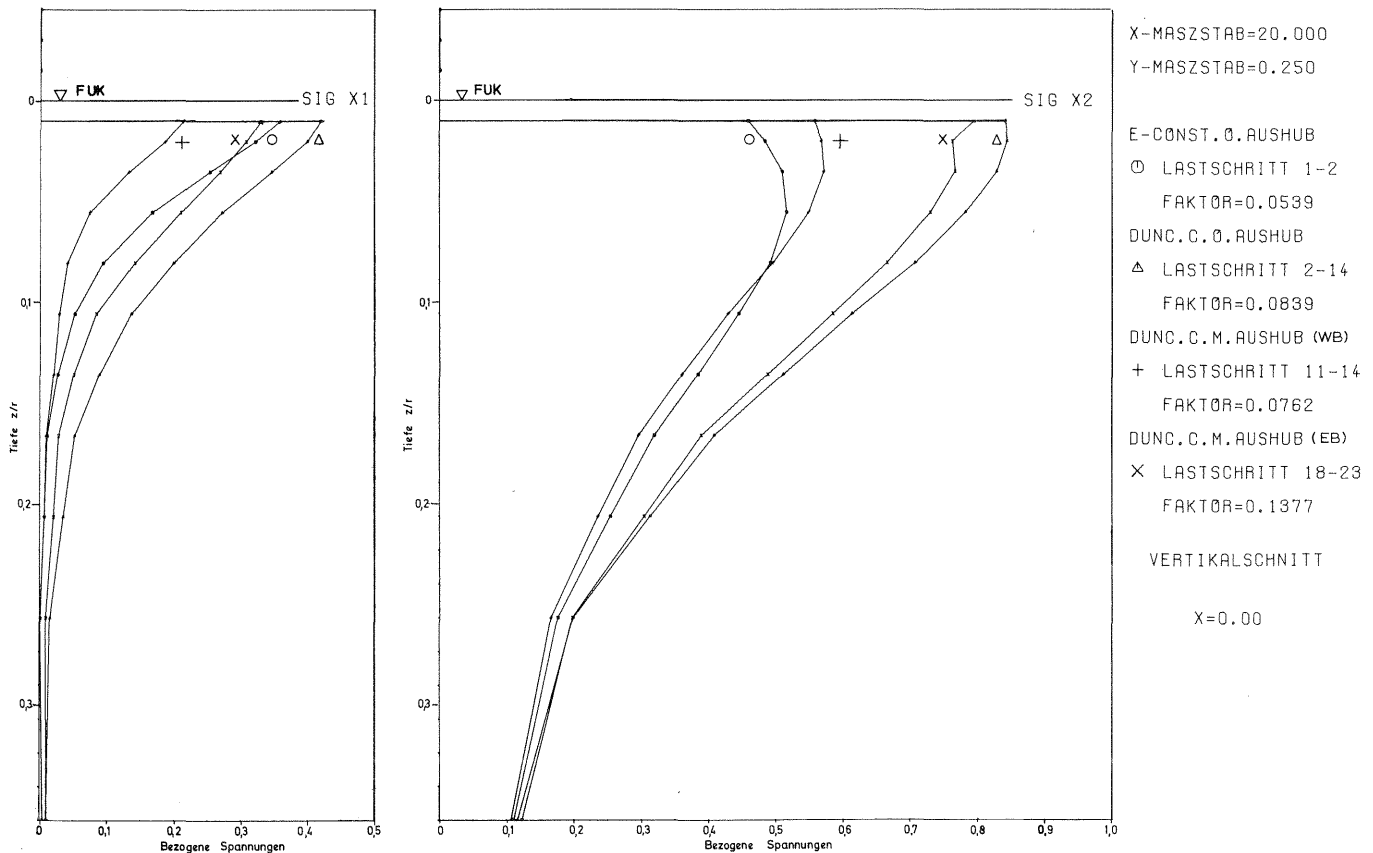


Bild 7.14: Vergleich der Spannungen in der Lastachse für linearen und
nichtlinearen Stoffansatz

verteilungen in der Lastachse aufgetragen. Während sich die Verteilung der Horizontalspannungen SIGX1 aufeinanderfolgender Lastschritte nur wenig ändert, ist bei den Vertikalspannungen SIGX2 eine mit der Belastung zunehmende Konzentration der Spannungen zur Lastachse zu beobachten. Bei der hier vorgegebenen Endsetzung von 25 cm steigt die Vertikalspannung auf nahezu das Doppelte des Wertes bei konstantem Elastizitätsmodul an. Einen Vergleich der Spannungen für die verschiedenen Spannungswege, bei Berücksichtigung des Aushubs mit den vorgeannten Werten ohne Aushub und bei konstantem Elastizitätsmodul, zeigt Bild 7.14. Die Spannungsverteilung wird in der Erstbelastung vor allem durch die aus den Eigenspannungen bedingte Zunahme des Verformungsmoduls nach der Tiefe beeinflusst. Für ein elastisches Medium haben Carrier und Christian (1973) die Spannungsverteilung in der Lastachse eines starren und glatten Kreisfundamentes mit der FEM untersucht, wobei sie von einem linear mit der Tiefe zunehmenden Elastizitätsmodul ausgingen:

$$E = E_0 + k \cdot z \quad (7.1)$$

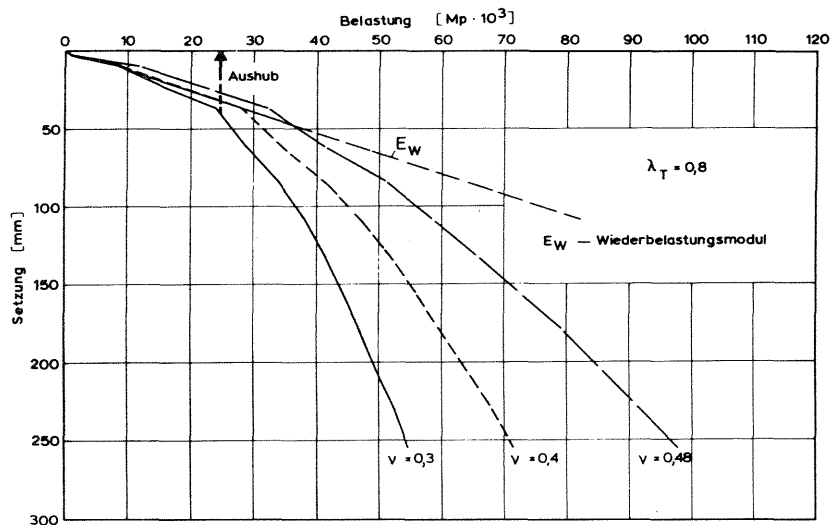
Die Spannungsverteilung wurde von den Autoren in Abhängigkeit vom Parameter $\frac{E_0}{k \cdot D}$ angegeben, der neben dem Steigungsmaß k den Elastizitätsmodul E_0 in der Gründungssohle und den Fundamentdurchmesser D enthält. Die Grenzfälle sind $\frac{E_0}{k \cdot D} = \infty$ für den Boussinesq-Fall und $\frac{E_0}{k \cdot D} = 0$ für einen von null nach der Tiefe zunehmenden Elastizitätsmodul. Nach den Stoffkennwerten liegt die Zunahme des Verformungsmoduls nach der Tiefe entsprechend dem Eigenspannungszustand im Ton zwischen $\frac{E_0}{k \cdot D} = 0,1$ und $\frac{E_0}{k \cdot D} = 0$. Hierfür ergibt sich nach Carrier und Christian ein Einflußwert zwischen 0,58 und 1,0 für die Vertikalspannung. Dies steht in Übereinstimmung mit der hier gefundenen Spannungskonzentration.

* 7.2.4 Einfluß der Querdehnungszahl und des Ruhedruckes auf die Lastsetzungslinie und die Setzungsverteilung

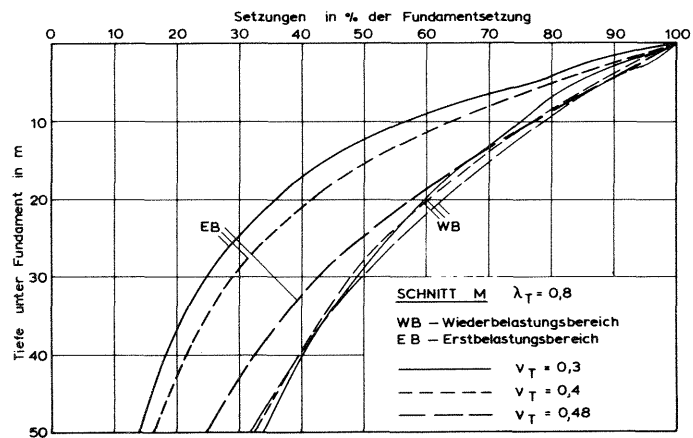
Der Einfluß der Querdehnungszahl auf die Setzungsverteilung und die Last-

setzungslinie für einen Ruhedruckbeiwert von $\nu_T = 0,8$ und drei während der Berechnung konstante Querdehnungszahlen $\lambda_T = 0,3; 0,4$ und $0,48$ zeigt Bild 7.15. Je größer die Querdehnungszahl eines Bodens ist, um so größer ist auch die seitliche Zusatzspannung aus der Bauwerkslast. Die mittlere Spannung nimmt gegenüber dem Ausgangsspannungszustand mehr zu als bei einer kleineren Querdehnungszahl, während die Zunahme der Schubbeanspruchung geringer ist. Durch das spannungsabhängige Stoffverhalten wächst die Bodensteifigkeit mit zunehmender Querdehnungszahl stärker an als in einem elastischen Medium. Der geringere Zuwachs der Schubbeanspruchung wirkt sich vor allem nahe der Gründungssohle aus, sodaß die Setzungen um so tiefer reichen, je größer die Querdehnungszahl ist.

Der Einfluß des Ruhedruckes wurde bei einer Querdehnungszahl $\nu_T = 0,3$ und drei konstanten Seitendruckbeiwerten $\lambda_T = 0,6; 0,8$ und $1,0$ untersucht (Bild 7.16). Vom Seitendruckbeiwert hängt der Ausgangsspannungszustand ab. Je größer der Seitendruckbeiwert ist, um so größer ist die mittlere Spannung und um so kleiner die Schubbeanspruchung im Boden vor dem Beginn der Baumaßnahme. Mit dem Seitendruck im Boden nimmt deshalb auch der Erstbelastungsmodul und damit die Baugrundsteifigkeit zu. Auf die Setzungsverteilung hat die Größe des Ruhedruckbeiwertes keinen großen Einfluß. Beim Vergleich der Setzungsverteilungen für verschiedene Ruhedruckbeiwerte ist zu beachten, daß der Fall $\lambda_T = 1$ einen Sonderfall darstellt, bei dem der Boden sich während des gesamten Aushubs nach den hier verwendeten Kriterien im Erstbelastungsbereich befindet. Es fällt auf, daß die Setzungsverteilung bei $\lambda_T = 0,6$ höher liegt als bei $\lambda_T = 0,8$. Wegen der geringeren Zunahme der Eigengewichtsspannungen mit der Tiefe bei $\lambda_T = 0,6$ müßten die Setzungen für diesen Fall tiefer reichen. Ein Vergleich der Setzungsverteilungen in der Symmetrieachse und bei der Berechnung ohne Aushub zeigt eine größere Tiefenwirkung für $\lambda_T = 0,6$, sodaß die Abweichung als Folge des Aushubs anzusehen ist.

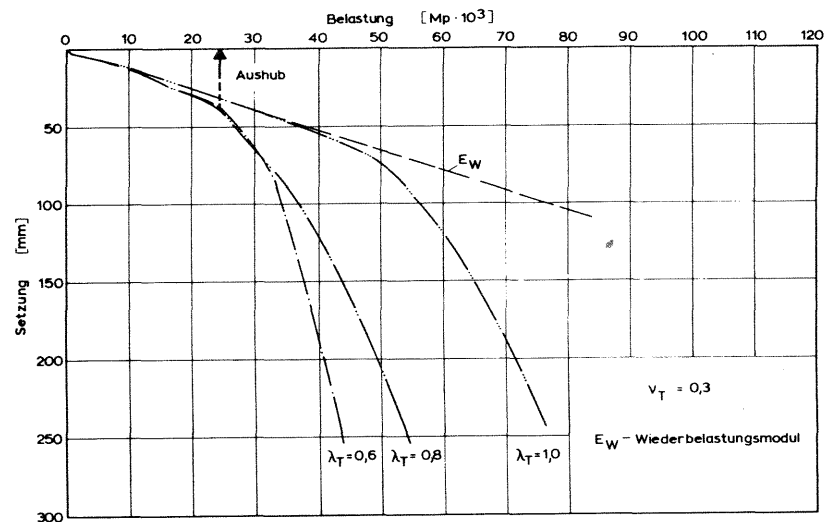


a) Lastsetzungslinien

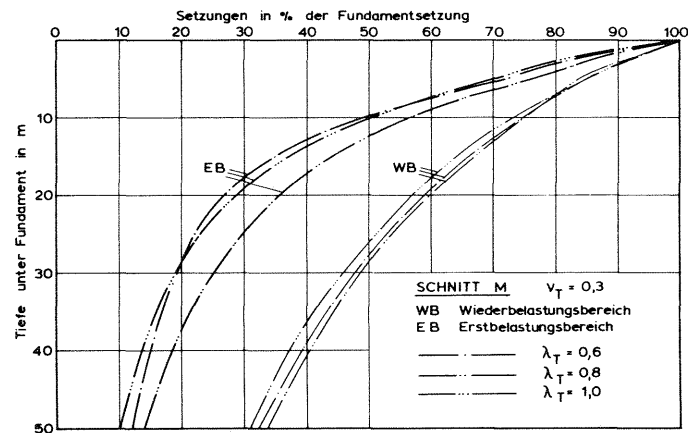


b) Setzungsverteilungen

Bild 7. 15: Einfluß der Querdehnungszahl auf die Last-Setzungslinie und die Setzungsverteilung



a) Lastsetzungslinien



b) Setzungsverteilungen

Bild 7. 16: Einfluß des Ruhedruckes auf die Lastsetzungslinie und die Setzungsverteilung

7.3 Vergleich der Messungen am Hochhaus AfE mit der Berechnung und mit Feldmessungen aus der Literatur.

Vom Hochhaus AfE sind aus den Messungen die Verteilung der Setzung nach der Tiefe und die Gesamtsetzung sowie die Bauwerkslasten aus der statischen Berechnung bekannt. Ein Vergleich mit den Berechnungsergebnissen ist möglich. Das Bauwerk wiegt nach Abzug des Auftriebes 59000 Mp, und es wurde für eine Verkehrslast von 22000 Mp bemessen. Über die tatsächlich vorhandene Verkehrslast in Hochhäusern gibt es wenig Anhaltspunkte. Während nach der DIN 4019 nur die ständigen Lasten zu berücksichtigen sind, wird für Setzungsberechnungen oft 1/3 der rechnerischen Verkehrslast angesetzt. Unter Berücksichtigung der beiden unterschiedlichen Annahmen liegt die wirksame Gesamtlast des Hochhauses AfE zwischen 59000 Mp und 66000 Mp. Für diese Gesamtlast und die gemessene mittlere Setzung stimmen die berechneten Setzungsverteilungen und Lastsetzungslinien in den Bildern 7.15a/b mit den Messungen gut überein, wenn der Ruhedruckbeiwert zu $\lambda_T = 0,8$ und die Querdehnungszahl des Tons zu $\nu_T = 0,4$ angenommen werden. Für dieses Wertepaar wurde daher der Vergleich von Messung und Berechnung vorgenommen, wobei die mit dem NETZ T3 erzielten Ergebnisse verwendet worden sind (Bild 7.17 und 7.18). Die übrigen Berechnungsannahmen und der Gang der Berechnung entsprechen den Ausführungen in den Abschnitten 7.1 und 5.5.

Mit den gemessenen Setzungsverteilungen sind die Berechnungsergebnisse in Bild 7.19 verglichen. Wie der Vergleich der berechneten Setzungsverteilungen mit den Meßwerten zeigt, wurde durch die Berücksichtigung des nichtlinearen und wegabhängigen Stoffansatzes gegenüber dem elastischen Stoffansatz eine wesentliche Annäherung der Meßergebnisse erreicht. Für die verbleibende Abweichung der Rechenergebnisse von den Meßwerten können mehrere Ursachen angeführt werden. Es fällt zunächst auf, daß sich die gemessenen Setzungsverteilungen im Wiederbelastungs- und Erstbelastungsbereich weniger unterscheiden als nach der Berechnung. Ein Grund für diese Abweichung ist die Annahme eines konstanten Wiederbelastungsmoduls in der Berechnung. Wie in Abschnitt 6.4 erläutert wurde,

439 Elemente
244 Knoten

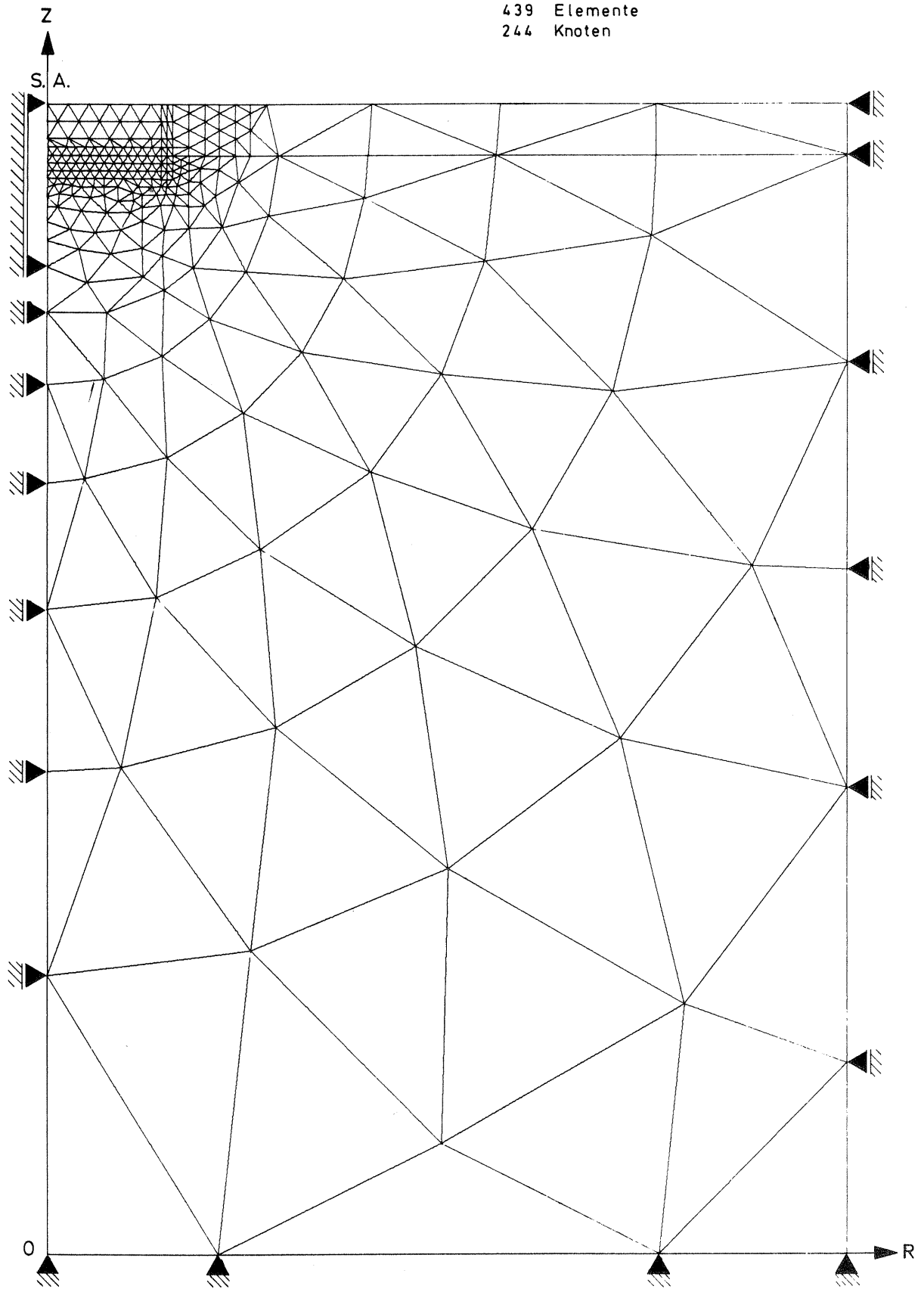


Bild 7.17: NETZ T3 ; Elementnetz für den Vergleich zwischen der Berechnung und den Meßergebnissen

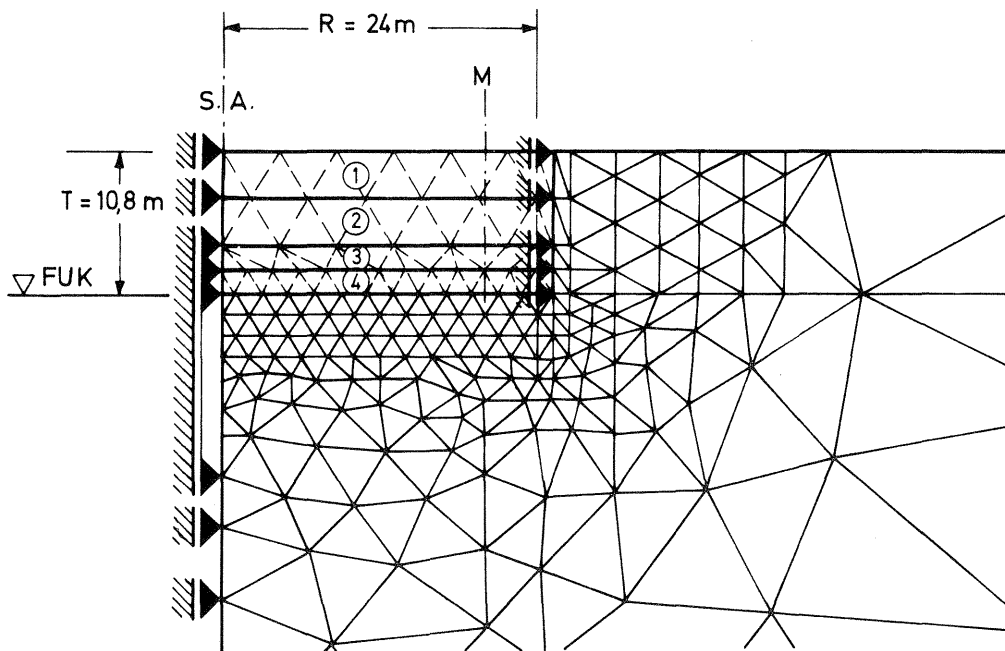


Bild 7.18: Ausschnitt NETZ T3 ; Fundamentbereich

ist auch der Wiederbelastungsmodul spannungsabhängig. Die Setzungen in der Wiederbelastung und damit auch die Gesamtsetzungen werden sich in Wirklichkeit mehr zum Fundament konzentrieren, als dies bei den getroffenen Annahmen berechnet worden ist. Ein weiterer Grund liegt in der Sensitivität des hoch vorbelasteten und stark bindigen Frankfurter Tons. Es wurde untersucht, wie sich eine Störung der Gründungssohle auf die Setzungsverteilung auswirkt. Bild 7.20 zeigt diesen Einfluß für die willkürliche und weitgehende Annahme, daß 4,5 cm entsprechend 20 % der Gesamtsetzungen im obersten Meter eingetreten sind. Die Berücksichtigung einer solchen vom natürlichen Stoffverhalten unabhängigen Setzung, würde zu einer weiteren Annäherung zwischen der gemessenen und der berechneten Setzungsverteilung führen. Für das Hochhaus AfE kann eine Störung des Gründungsbereiches nicht ausgeschlossen werden, da die Baugrube im Winter für einige Zeit freigelegen hat und in offener Wasserhaltung entwässert worden ist.

Es wurde gelegentlich vermutet, daß ein solcher "Oberflächeneffekt" auch auf das Schwellen des Tons infolge Wasseraufnahme nach erfolgter Entlastung zurückgeführt werden könnte. Um dies zu prüfen, wurden in einer weiteren, 24 m tiefen Baugrube im Frankfurter Ton Pegel zur

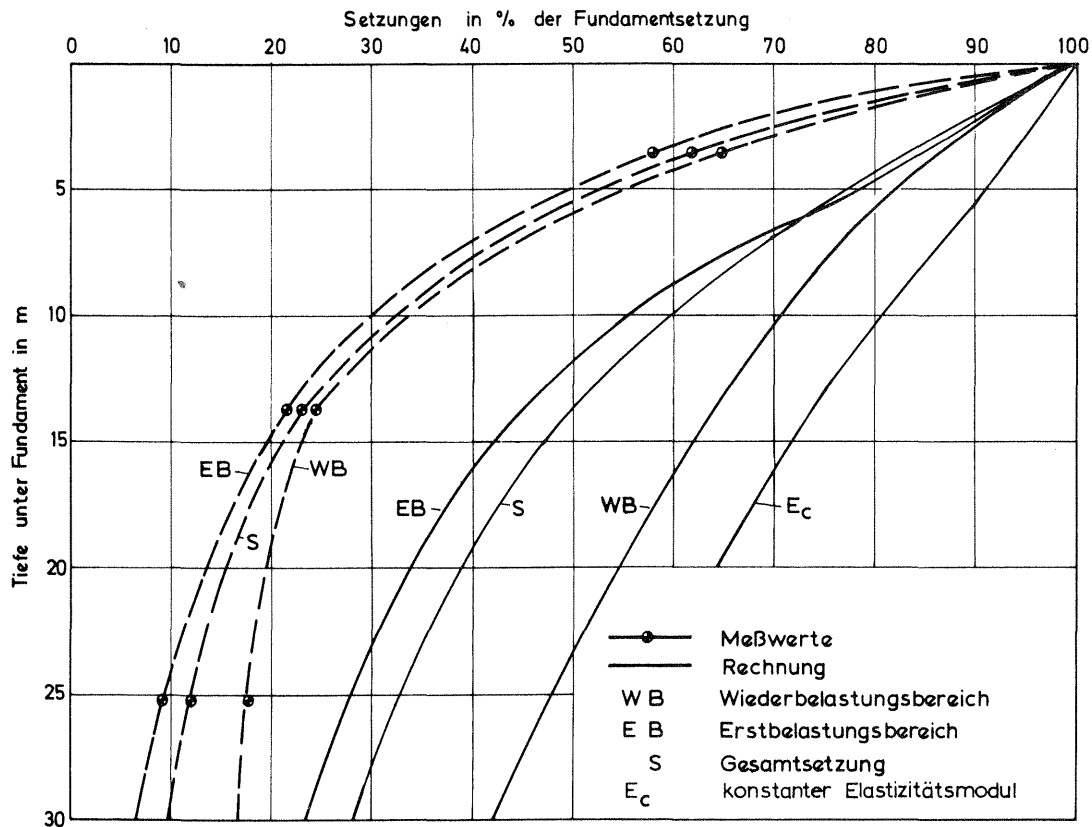


Bild 7.19: Vergleich der unter dem Hochhaus AfE gemessenen und berechneten Setzungsverteilung

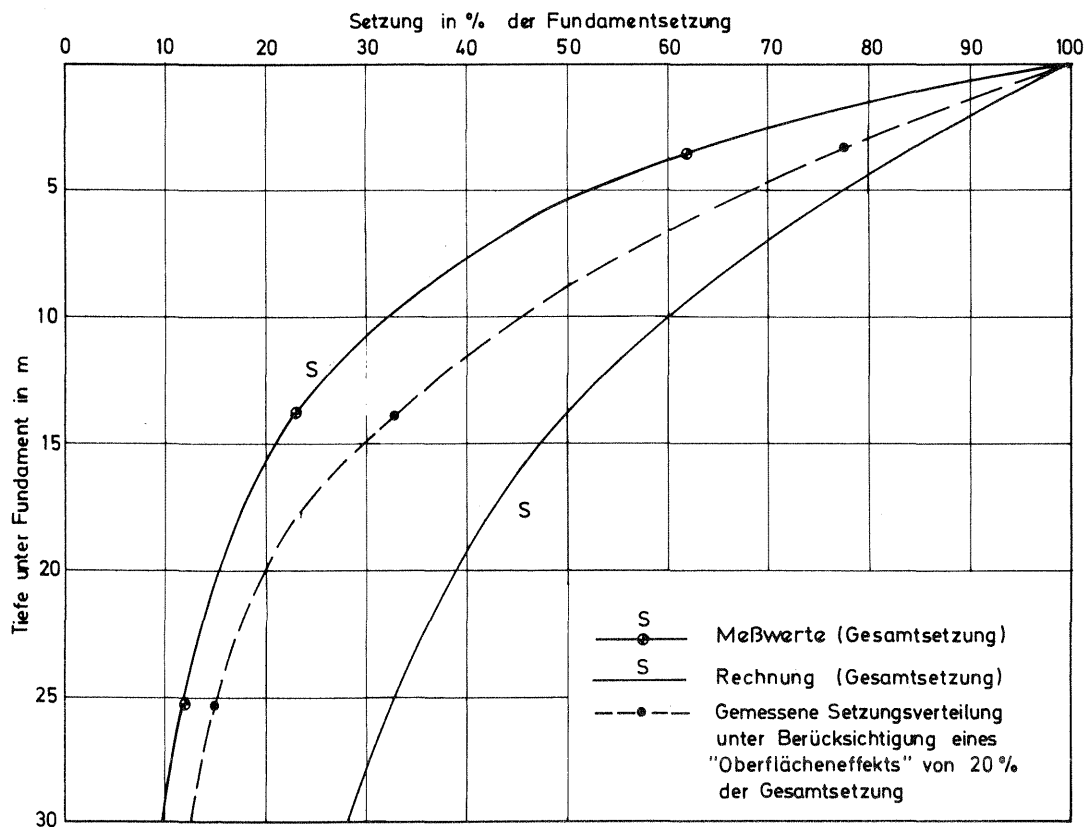


Bild 7.20: Einfluß einer angenommenen Störung in der Gründungssohle auf die Setzungsverteilung

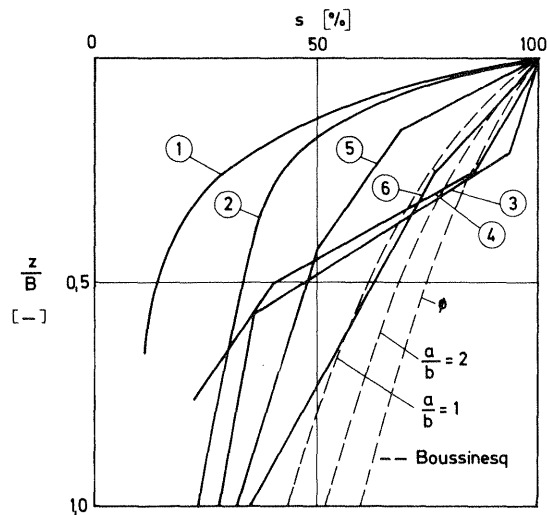
Messung der Hebungen unmittelbar unter die Baugrubensohle eingebaut. Breth und Amann (1974) haben über diese Messungen ausführlich berichtet. Es konnte gezeigt werden, daß während des Aushubs keine Hebung stattgefunden hat, die auf ein Schwellen des Tons unter Wasseraufnahme zurückzuführen ist.

Die gemessene Einflußtiefe und der Einfluß der Setzungsverteilung auf die Beanspruchung der Gründungsplatte bleiben von den vorstehenden Feststellungen unberührt. Für künftige Messungen ergibt sich die Empfehlung, den obersten Meter unter der Gründungssohle mit zu erfassen.

Im Gegensatz zu der großen Zahl von Setzungsmessungen an Bauwerken, über die in der Literatur berichtet worden ist, sind bisher nur wenige Messungen über die Setzungsverteilung im Baugrund veröffentlicht. Soweit dem Verfasser bekannt ist, wurden systematische Messungen dieser Art in homogenem Baugrund bisher nur von Kriegel und Wiesner (1973) und von Breth und Chambosse (1974) beschrieben. Kriegel und Wiesner haben die Setzungsverteilung unter zwei auf mitteldicht gelagertem Sand und steifplastischem Geschiebemergel gegründeten Bauwerken beobachtet. Breth und Chambosse haben die Setzungen unter einem Reaktorgebäude gemessen, das auf dicht bis sehr dicht gelagerten Sanden und Kiesen gegründet ist. Die gemessenen Setzungsverteilungen mit den wichtigsten Bauwerksdaten zeigt Bild 7.21 im Vergleich mit der Messung unter dem Gebäude AfE und der Verteilung nach Boussinesq. Obgleich die genannten Bauwerke unterschiedliche Abmessungen und Belastungen aufweisen und die gemessenen Setzungsverteilungen sich sehr von einander unterscheiden, ist festzustellen, daß die Setzungen in allen Fällen nach der Tiefe rascher abklingen, als nach der Theorie von Boussinesq. Kriegel und Wiesner haben in den beiden von ihnen untersuchten Bodenarten unterschiedliche Setzungsverteilungen gefunden. Während im Geschiebemergel die Hauptsetzungen bis in eine Tiefe von $0,25 B$ aufgetreten sind, wurde im Sand der größte Setzungsanteil zwischen $0,25 B$ und $0,5 B$ beobachtet. Da die Meßeinrichtung erst nach der Fertigstellung der Gründungskörper und nach dem Überschreiten der Aushublast installiert worden ist, können aus diesen Mes-

sungen keine Aussagen über die Setzungsverteilung in der Wiederbelastung gemacht werden. Jedoch stellten die Autoren in Übereinstimmung mit den Beobachtungen am Gebäude AfE fest, daß die weitere Belastung ohne wesentlichen Einfluß auf die Setzungsverteilung war.

Von den in Bild 7.21 genannten Bauwerken weist das Gebäude AfE die größte Konzentration der Setzungen zum Fundament auf. Borowicka (1970) berichtete von einer einzelnen Pegelmessung unter einem Silo, der, wie das Gebäude AfE, auf einem geologisch vorbelasteten steifen Ton von großer Mächtigkeit steht. Die quadratische Gründungsplatte des Silos hat 30 m Seitenlänge. Mehr als die Hälfte der gemessenen Gesamtsetzung von 11 cm entfiel auf die Zusammendrückung der obersten Bodenschicht von 4,5 cm Dicke, was einer ähnlichen geringen Tiefenwirkung wie bei dem Gebäude AfE entspricht.



Bauwerk / Kurve	1	2	3	4	5	6
	AfE	Breth/ Chambosse 1974	Kriegel/Wiesner 1973			
Abmessungen B x L [m]	43 x 43	∅ 60	48 x 23	29 x 19	26 x 20	∅ 9
Gründungstiefe [m]	13	5	13	2	3	3
Belastung während der Messung [Mp/m ²]	33	36	68	21	26	18
Setzung [cm]	22,9	1,4	5,0	2,6	1,8	0,7
Baugrund	Ton steif - halbfest	Kies, Sand dicht	Sand mitteldicht		Geschiebelehm steif - halbfest	

Bild 7.21: Vergleich von gemessenen Setzungsverteilungen mit der Setzungsverteilung nach Boussinesq

8. Vorschlag eines Näherungsverfahrens zur Berechnung der Setzung von Hochhäusern auf Frankfurter Ton

8.1 Ausgangslage des Näherungsverfahrens

In der Baupraxis wird die Berechnung der Setzung eines Hochhauses nach der FEM in vielen Fällen nicht möglich sein. Es wird daher im folgenden ein Näherungsverfahren zur Setzungsberechnung vorgeschlagen, das die wesentlichsten Stoffeigenschaften des Frankfurter Tons berücksichtigt. Dieses Verfahren erlaubt auch das Verformungsverhalten des Tons bei der Berechnung der Biegemomente von Gründungsplatten nach dem Steifemodulverfahren näherungsweise zu erfassen.

Wie im voranstehenden Kapitel gezeigt wurde, hängt der Verformungsmodul des Tons vom Spannungszustand und vom Spannungsweg ab. Unter großflächigen Gründungsplatten überwiegt der Einfluß der Spannungen aus dem Bodeneigengewicht auf den Spannungszustand gegenüber den Spannungen infolge der Bauwerkslast. Der Spannungsweg richtet sich im Wesentlichen nach dem Verhältnis der Entlastung infolge des Baugrubenaushubs zu der Belastung durch die Bauwerkslast. Diesen Einflüssen wird im Näherungsverfahren Rechnung getragen. Zu Beginn der Belastung des Baugrundes durch das Bauwerk wird die Schubbeanspruchung infolge des Baugrubenaushubs rückgängig gemacht. Die Größe dieses Wiederbelastungsbereiches richtet sich nach der Gründungstiefe. Nach dem Überschreiten der Aushublast wird der Boden in entgegengesetztem Sinne über den ursprünglichen Spannungszustand hinaus auf Schub beansprucht. Der Boden befindet sich im Erstbelastungsbereich. Nach einer Grundwasserabsenkung wird durch den Wiederanstieg des Grundwassers ein weiterer Entlastungsvorgang mit nachfolgender Wiederbelastung hervorgerufen.

Bei der Wiederbelastung verhält sich der Boden wesentlich steifer als bei der Erstbelastung, wobei bei der Wiederbelastung die Verformung des Bodens nur wenig von den Spannungen abhängt. Der Wiederbe-

lastungsmodul kann daher im Näherungsverfahren konstant angesetzt werden. Demgegenüber ist der Verformungsmodul bei der Erstbelastung sehr von den Spannungen abhängig. Er ist um so größer, je größer die gemittelten Spannungen sind und je kleiner die Schubbeanspruchung ist. Bedingt durch die Zunahme der Eigengewichtsspannungen nach der Tiefe nimmt auch der Erstbelastungsmodul mit der Tiefe zu. Die nach der Tiefe abnehmende Schubbeanspruchung aus der Bauwerkslast wirkt sich in gleicher Weise aus. Beide Einflüsse können näherungsweise durch den Ansatz eines nur von der Tiefe abhängigen Erstbelastungsmoduls erfaßt werden. In Bild 8.1 ist die behandelte Abhängigkeit der Baugrundsteifigkeit vom Spannungsweg veranschaulicht. Bei dieser Betrachtungsweise wird vorausgesetzt, daß das Hochhaus die gesamte Baugrubenfläche bedeckt. Im anderen Fall treten Spannungsumlagerungen auf, die eine so vereinfachende Behandlung des Problems nicht mehr zulassen.

Das Näherungsverfahren geht von den Vertikalspannungen nach der Elastizitätstheorie unter dem kennzeichnenden Punkt einer schlaffen Gründungsplatte aus, wobei die Spannungen nach der Tiefe bis 15 % der mittleren Sohlpressung berücksichtigt werden. Es wird nur das Eigengewicht des Bauwerks berücksichtigt. Die Verformungsmoduli für das Näherungsverfahren wurden aus den in Frankfurt gemessenen Setzungen ermittelt, worauf in den folgenden beiden Abschnitten eingegangen wird.

8.2 Ermittlung des Verformungsmoduls im Wiederbelastungsbereich

Unter dem Hochhaus AfE wurde im Wiederbelastungs- und Erstbelastungsbereich nahezu die gleiche Verteilung der Setzung nach der Tiefe gemessen. Wie in Kap. 7.3 erläutert wurde, steht dies im Gegensatz zu der in den Versuchen gefundenen geringen Spannungsabhängigkeit des Wiederbelastungsmoduls nach der , gegenüber der Erstbelastung, eine tiefer reichende Setzung zu erwarten wäre. Vermutlich ist diese Abweichung auf die Störung des Tons in der Baugrubensohle zurückzuführen. Die Messungen unter dem Hochhaus AfE erschienen deshalb für die Ermittlung des Wie-

DATEN		BAUWERK						
		1	2	3	4	5	6	7
		Hotel	Universitäts- gebäude	Universitäts- gebäude	Büroge- bäude	Büroge- bäude	Büroge- bäude	Universitäts- gebäude
		IHC	Juridicum	AfE	Zürich I	Zürich II	BHG	Bibliothek
Höhe [m]		68	48	116	66	55	82	26
Gründungsfläche a x b		19 x 73	14 x 96	43 x 43	22 x 22	23 x 35	22 x 48	32 x 52
Gründungstiefe [m]		6	7	13	7	8	12	10
mittlere Sohlpressung g' aus Eigengewicht (Mp/m ²)		22,5	18,0	33,0	22,6	23,0	22,1	4,5
gemessene Setzung [cm]		9,6	6,7	21,8	10,0	9,3	11,0	2,0
nach Gl. 8.4 und 8.5	p'_{WB} / p'_{EB} [-]	0,7	1,5	0,65	0,8	0,9	2,2	∞
	s_{WB} / s_{EB} (Rechenwerte) [-]	0,3	0,5	0,4	0,3	0,4	0,9	∞
	berechnete Setzung [cm]	11,5	6,9	20,8	9,2	10,6	8,9	2,0
	Abweichung vom Meßwert [%]	+20	+3	-5	-8	+14	-19	0
nach Gl. 8.6	berechnete Setzung [cm]	10,6	7,1	20,0	9,5	10,7	9,2	-
	Abweichung vom Meßwert [%]	+10	+6	-9	-5	+15	-16	-

Tab. 8.1 Zusammenstellung der gemessenen und berechneten Setzungen von Hochhäusern auf Frankfurter Ton

derbelastungsmoduls nicht geeignet. Breth und Stroh (1974) haben über Pegelmessungen unter der 70 x 70 m breiten und 25 m tiefen Baugrube für die Bank für Gemeinwirtschaft berichtet. Es wurde sowohl die Hebung beim Aushub der Baugrube als auch die nachfolgende Setzung bei der Belastung durch das Bauwerk gemessen. Obgleich die Messungen noch nicht abgeschlossen sind, lassen sich aus ihnen der Entlastungsmodul und der Wiederbelastungsmodul des Tons ermitteln, wobei zu beachten war, daß der Ton unter der Baugrubensohle nur 15 m dick ist. Aus den Messungen ergeben sich als Mittelwerte der Entlastungsmodul zu 12000 Mp/m^2 und der Wiederbelastungsmodul zu 7000 Mp/m^2 .

Mit diesen Werten wurde die Setzung des Bauwerkes No. 7 in Tabelle 8.1 überprüft, bei dem die Bauwerkslast den Wiederbelastungsbereich nicht überschreitet. Rechenwert und Meßwert stimmen überein.

8.3 Ermittlung des Verformungsmoduls im Erstbelastungsbereich

Ausgehend von der unter dem Hochhaus AfE bei der Erstbelastung gemessenen Setzungsverteilung wurde versucht, die Konzentration der Setzung unter dem Bauwerk näherungsweise durch einen von der Tiefe abhängigen Steifemodul zu berücksichtigen. Die beste Übereinstimmung wurde mit einer linearen Zunahme des Steifemoduls gefunden.

Hierfür wurde der Ansatz gewählt:

$$E_s = E_{so} (1 + \alpha \cdot z) \quad z \text{ in m} \quad (8.1)$$

wobei E_{so} der Steifemodul in der Gründungssohle und α das Steigungsmaß mit der Tiefe z gerechnet ab Gründungssohle bedeuten. Das Steigungsmaß α kann aus der Bedingung ermittelt werden, daß die gemessene Setzungsverteilung mit der berechneten Verteilung nach:

$$s [\%] = \frac{\Delta s}{s_m} \cdot 100 = \frac{\sum_{i=1}^n \frac{i_i \cdot d_i}{1 + \alpha \cdot B \cdot \xi_i}}{k \sum_{i=1}^n \frac{i_i \cdot d_i}{1 + \alpha \cdot B \cdot \xi_i}} \cdot 100 \quad (8.2)$$

übereinstimmt. Die Bezeichnungen für die Gleichung (8.2) gehen aus Bild 8.2 hervor. Wie Gl. (8.2) zeigt, ist die Ermittlung des Beiwertes α unabhängig vom Beiwert E_{so} und von der mittleren Sohlpressung. Aus der unter dem Hochhaus AfE gemessenen Setzungsverteilung in der Erstbelastung ergibt sich der Beiwert $\alpha = 0,35$.

Der Beiwert E_{so} kann aus der Setzung s und der mittleren Sohlpressung q berechnet werden:

$$E_{so} = \frac{q}{s \cdot \sum_{i=1}^n \frac{i_i \cdot d_i}{1 + \alpha \cdot B \cdot \xi_i}} \quad (8.3)$$

Zu seiner Bestimmung wurden, außer der Setzung des Hochhauses AfE, die Setzungen der in Tab. 8.1 genannten, auf Frankfurter Ton gegründeten Hochhäuser No. 1 bis 6 herangezogen. Zur Ermittlung der Setzungen unter der Erstbelastung wurden die Setzungen bei der Wiederbelastung mit dem Verformungsmodul nach Abschnitt 8.2 berechnet und von den gemessenen Gesamtsetzungen abgezogen. Die Auswertung lieferte einen Mittelwert von $E_{so} = 700 \text{ Mp/m}^2$. Eine ähnliche Auswertung haben Breth und Back (1963) für das Bauwerk No. 1 in Tabelle 8.1 vorgenommen. Sie erhielten dieselben Zahlenwerte für die Parameter α und E_{so} , die jetzt durch die Messung unter dem Hochhaus AfE bestätigt worden sind.

Wie im Abschnitt 7.2.3 ausgeführt wurde, bewirkt der tiefenabhängige Verformungsmodul auch eine Abnahme der seitlichen Lastausbreitung. Die Setzungsverteilung unter dem Hochhaus AfE wurde deshalb, außer mit den Vertikalspannungen für den konstanten Elastizitätsmodul, auch mit den Spannungen nach Fröhlich für einen linear mit der Tiefe zunehmenden

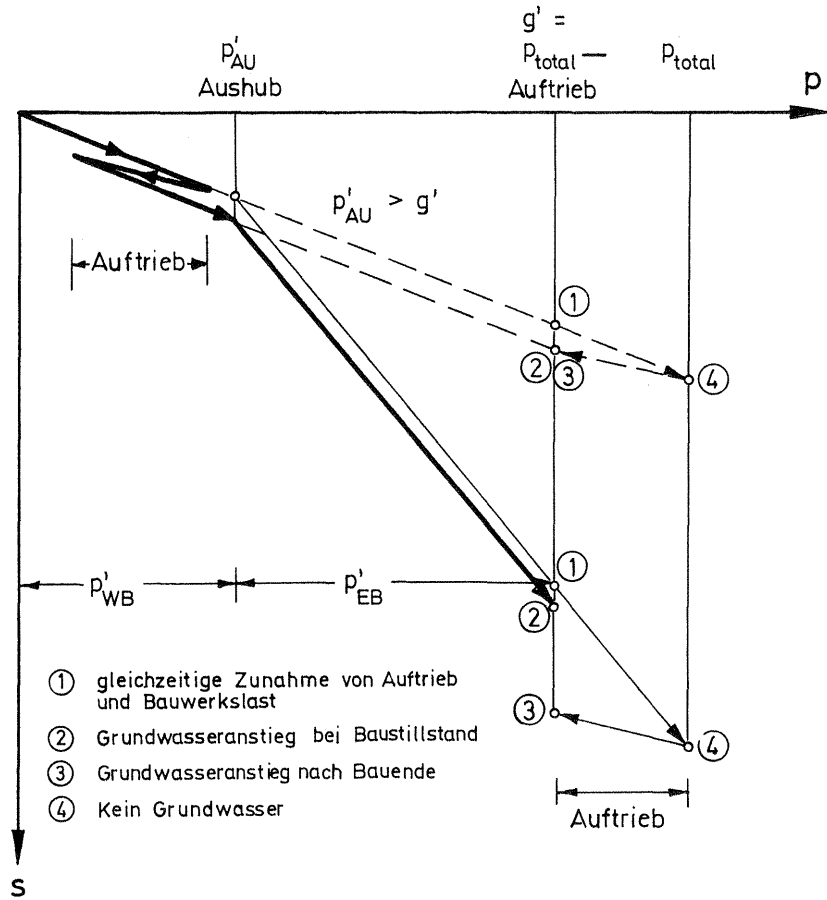


Bild 8. 1: Einfluß von Ent- und Wiederbelastung und Erstbelastung auf die Setzung eines Bauwerkes

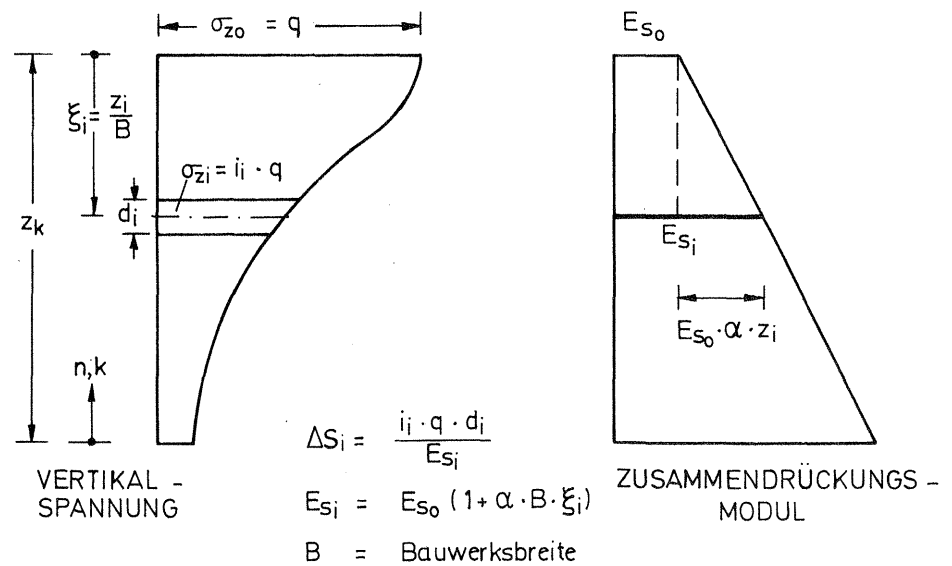


Bild 8. 2: Ermittlung der Setzungen für nach der Tiefe zunehmenden Zusammendrückungsmodul

Elastizitätsmodul ausgewertet. Die Spannungen wurden für den kennzeichnenden Punkt ermittelt und den Tafeln von Kollbrunner (1946) entnommen. Die so berechneten Setzungsverteilungen unterscheiden sich nur innerhalb der Rechengenauigkeit. Insgesamt ergab sich ein um 5 % größerer Modul.

8.4 Anwendung des Näherungsverfahrens und Hinweise für die Praxis

Zur Anwendung des Näherungsverfahrens muß zunächst die mittlere Sohl-
 pressung g' aus dem Eigengewicht des Bauwerkes vermindert um den Auf-
 trieb in die Sohlpressung p'_{WB} unter der Wiederbelastung und in die Sohl-
 pressung p'_{EB} unter der Erstbelastung aufgeteilt werden. Nach den Erläu-
 terungen in den vorstehenden Abschnitten sind die Setzungen wie folgt zu
 berechnen:

(WB) Wiederbelastung bis zum Erreichen des Aushubgewichts p'_{AU} :

$$s_{WB} = \frac{p'_{WB} \cdot a}{E_s} \cdot f^{15} \quad (8.4)$$

mit $p'_{WB} = p'_{AU}$ für $g' > p'_{AU}$

$$p'_{WB} = g' \text{ für } g' < p'_{AU}$$

$$E_s^{WB} = \text{const.} = 7.000 \text{ Mp/m}^2$$

a = kleinere Bauwerksbreite

f^{15} = Setzungseinflußwert für den kennzeichnenden Punkt bis

$$i = 0,15 \text{ für } a = E_s = 1$$

(EB) Erstbelastung nach dem Überschreiten des Aushubgewichtes:

Ermittlung nach dem Lamellenverfahren (Bild 8.1)

$$s_{EB} = p'_{EB} \sum_{i=1}^{k^{15}} \frac{i_i \cdot d_i}{E_{si}^{EB}} \quad (8.5)$$

mit $p'_{EB} = g' - p'_{WB}$ für $g' > p'_{AU}$ $E_{si}^{EB} = 700 (1 + 0,35 \cdot z_i) \text{ Mp/m}^2$

$$p'_{EB} = 0 \text{ für } g' < p_{AU} \quad z_i \text{ in m} \quad (8.1a)$$

$$k^{15} = \text{Nummer der Lamelle mit } i_k = 0,15$$

Durch den Wiederanstieg des Grundwassers kann es, je nach Baufortschritt, zu einem Ent- und Wiederbelastungsvorgang im Baugrund kommen. Die Anwendung der Gl. (8.4) und (8.5) setzt voraus, daß der Auftrieb infolge Grundwasseranstiegs und das Bauwerksgewicht synchron zunehmen, sodaß in dieser Zeit keine Entlastung des Baugrundes stattfindet. Liegen andere Belastungsverhältnisse vor, so kann die Hebung durch die Entlastung nach Gl. (8.4) berechnet werden, wobei anstelle von E_s^{WB} der Entlastungsmodul $E_s^{ENT} = 12.000 \text{ Mp/m}^2$ zu setzen ist. Für die Berechnung der Bauwerkssetzung ist die genaue Berücksichtigung des Grundwassereinflusses nur bei sehr tiefen Baugruben notwendig.

Mit dem Näherungsverfahren Gl. (8.4) und (8.5) wurden die Setzungen der in Tab. 8.1 genannten Hochhäuser überprüft. Die größte Abweichung der Rechenwerte von den Meßwerten betrug $\pm 20 \%$ für die Gesamtsetzung. Mit Ausnahme der Hochhäuser Nr. 3 und 6 wurden die Setzungen erst nach Fertigstellung der Gründungsplatte gemessen. Die Setzungen der Gründungsplatte wurden entsprechend den nachfolgenden Erläuterungen extrapoliert und sind in den Tabellenwerten enthalten. In der Baupraxis werden Setzungsmessungen meist erst nach der Fertigstellung der Gründungsplatte begonnen und wenige Jahre nach Fertigstellung des Bauwerkes abgebrochen. Die Setzung aus dem Gewicht der Gründungsplatte nach ihrer Fertigstellung kann nach dem von Heil (1971) für den Frankfurter Ton gefundenen Sofortsetzungsanteil von $\mu = 1/3$ mit etwa $2/3$ ihres Endwertes angesetzt werden. Nach Amann und Breth (1973) sind die Setzungen 3 Jahre nach Rohbauende bereits zu 95% abgeklungen. Mit dem Näherungsverfahren kann unter Beachtung der vorstehenden Angaben über den zeitlichen Ablauf die Setzung auch für den Zeitraum nach der Fertigstellung der Gründungsplatte bis 3 Jahre nach Rohbauende berechnet werden.

In der Literatur finden sich häufig Auswertungen von Setzungsmessungen, die mit einem nach der Tiefe konstanten, aber von der Bauwerksbreite abhängigen Steifemodul ausgeführt worden sind. Schwab und Wolff (1971) und Schmick und Hedberg (1972) haben in Diplomarbeiten die Setzung-

en der in Tab. 8.1 genannten Bauwerke auf diese Weise untersucht. Die beste Korrelation wurde für eine Einflußtiefe von der 1,5-fachen Bauwerksbreite und dem Erstbelastungsmodul

$$E_s^{EB} = \beta \cdot \sqrt{a_{(m)}} \quad \text{Mp/m}^2 \quad (8.6)$$

a = kleine Bauwerksbreite in m

gefunden, wobei der Wiederbelastungsmodul dreimal so groß wie der Erstbelastungsmodul angesetzt worden ist. Für die in Tab. 8.1 aufgeführten Hochhäuser ergibt sich der Parameter $\beta = 465$. Die mit Gl. (8.6) berechneten Setzungen und ihre Abweichung von den Meßwerten sind ebenfalls aus Tab. 8.1 zu ersehen. Die größte Abweichung beträgt $\pm 15\%$. Die Abweichung ist geringfügig kleiner als sie sich bei Anwendung des hier vorgeschlagenen Näherungsverfahrens ergibt. Das in dieser Arbeit vorgeschlagene Verfahren hat den Vorzug, daß es dem Verformungsverhalten des Tons gerechter wird.

Wie bereits erwähnt, setzt das Näherungsverfahren in der hier dargestellten Form voraus, daß die Gründungsfläche des Hochhauses mit der Fläche der Baugrube in etwa übereinstimmt. Sobald die Hochhauslast nicht über die ganze Aushubfläche verteilt ist, hängen die Bereiche der Wiederbelastung und der Erstbelastung im Boden von der Lastverteilung ab. Hierüber liegen bisher noch keine ausreichenden Erfahrungen vor. Weiterführende Untersuchungen werden am Institut für Bodenmechanik und Grundbau der TH Darmstadt z. Z. durchgeführt.

Die Treffsicherheit der Setzungsvorhersage hängt schließlich weitgehend davon ab, daß der Ton in der Gründungssohle nicht gestört und aufgeweicht wird. Nach unseren Erfahrungen sollte der Ton in den letzten 20 cm mit Hand abgetragen oder mit einem leichten Gerät abgeschält und die freigelegte Baugrubensohle nicht befahren werden. Die freigelegte Baugrubensohle sollte ferner sofort mit Beton abgedeckt werden und auf diese Weise vor Witterungseinflüssen geschützt werden. Anstelle von Flächendrainagen sollten Drainagegräben in größeren Abständen angeordnet werden. Schließlich sollte die Baugrube nicht in offener Wasserhaltung entwässert werden. Die hiermit verbundene Grundwasserströmung kann ebenfalls zu einer Auflockerung des Baugrundes führen.

9. Auswirkung der beobachteten Setzungsverteilung auf die Nachbarbebauung und die Beanspruchung der Gründungsplatte.

9.1 Setzungsmulde und Nachbarbebauung

Der Einfluß des nicht-linearen Stoffverhaltens auf die Form der Setzungsmulde wird für das Hochhaus AfE anhand der in den Abschnitten 7.2.1 und 7.2.3 gezeigten Ergebnisse der Parameterstudie untersucht, deren Berechnungsannahmen in Abschnitt 7.1 ausführlich behandelt worden sind. Für die Querdehnungszahl $\nu_T = 0,3$ und den Ruhedruckbeiwert $\lambda_T = 0,8$ im Ton sind in Bild 9.1 die Setzungsmulden für aufeinanderfolgende Lastschritte aufgetragen. In Bild 9.2 sind die Setzungsmulden für die einzelnen Spannungsbereiche mit den Ergebnissen der linear-elastischen Berechnung verglichen. Die Auftragungen entsprechen den Bildern 7.8a und 7.9, mit denen die Wirkung eines nichtlinearen Stoffansatzes auf die Verteilung der Setzungen nach der Tiefe gezeigt worden ist.

Wie sich aus den genannten Auftragungen ergibt, konzentrieren sich auch die Setzungen neben dem Bauwerk zum Fundament hin. Die Setzungsmulde ist gegenüber dem linear-elastischen Stoffverhalten (EC) wesentlich enger (Bild 9.2). So zeigt ein Vergleich der beiden Setzungsmulden im Abstand R vom Fundament, daß dort im linearen Fall (EC) noch 30 % der Fundamentsetzungen eintreten, während im nicht-linearen Fall (EB) dort nur noch 10 % der Fundamentsetzungen berechnet wurden. In Wirklichkeit werden die Setzungen, aufgrund der beobachteten und gegenüber der Berechnung noch geringeren Tiefenwirkung des Fundaments, auch nach der Seite noch rascher abklingen. So dürfte die Nachbarbebauung bei der Erstbelastung des Baugrundes außerhalb eines Abstands von der halben Gründungsbreite nicht mehr beeinflußt werden. Diese Feststellung stimmt mit der Erfahrung überein, daß in Frankfurt bei Neubauten Setzungsschäden außerhalb der genannten Begrenzung bisher nicht bekannt geworden sind.

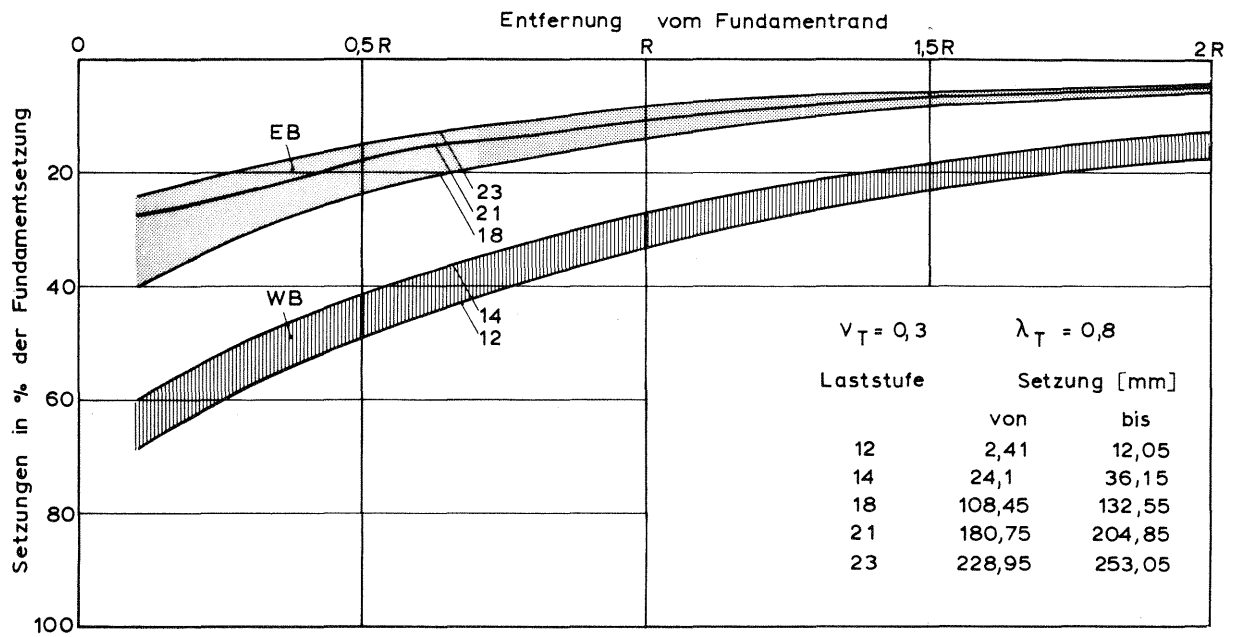


Bild 9.1: Berechnete Setzungsmulden für aufeinanderfolgende Lastschritte

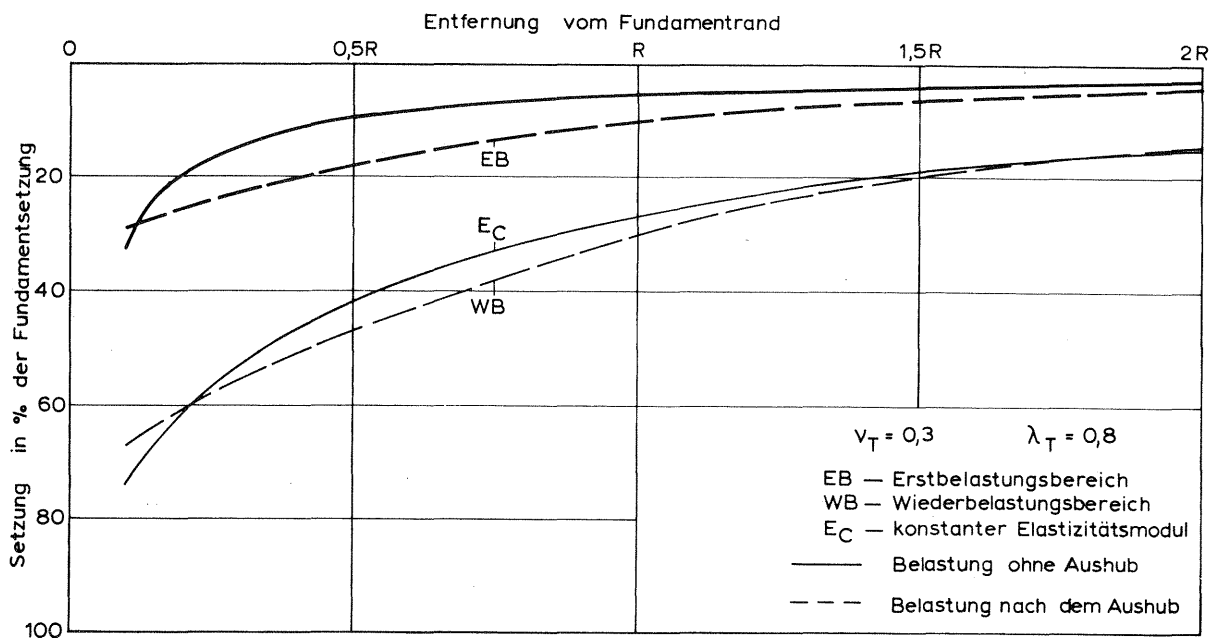
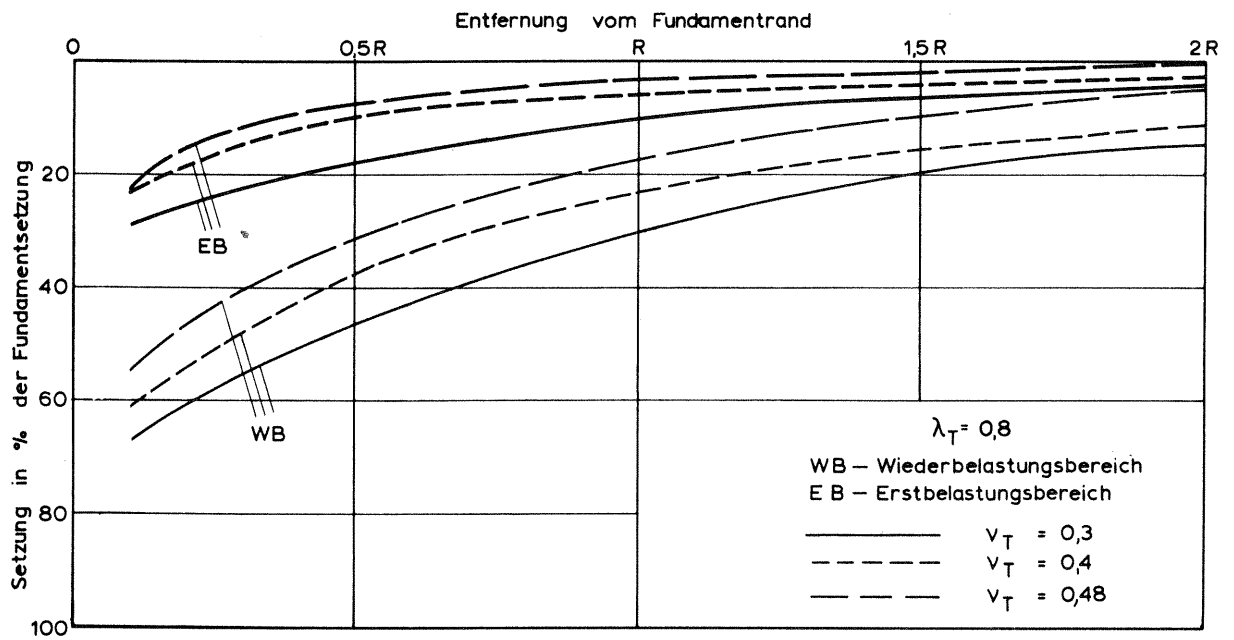
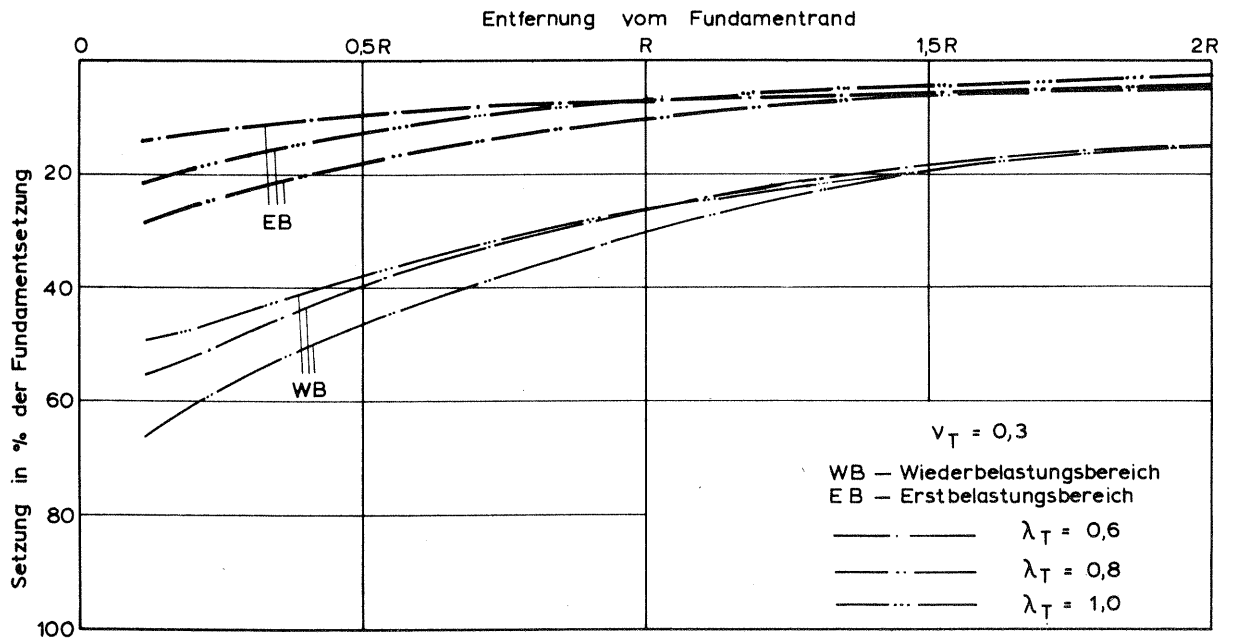


Bild 9.2: Vergleich der berechneten Setzungsmulden für linearen und nichtlinearen Stoffansatz



a) Einfluß der Querdehnungszahl



b) Einfluß des Ruhedruckes

Bild 9.3: Einfluß der Querdehnungszahl und des Ruhedruckes auf die Setzungsmulde

Noch ausgeprägter wirkt sich das nicht-lineare Verformungsverhalten unmittelbar neben dem Bauwerksrand aus. Gegenüber dem elastischen Halbraum tritt bis zu einem Abstand von etwa $0,1 R$ infolge der örtlichen Überbeanspruchung nahezu ein Setzungssprung neben dem Fundament auf. Für die Praxis bedeutet dies, daß unmittelbar benachbarte Bauteile, wie sie häufig als Flachtrakte den Hochbauten angegliedert sind, im Randbereich eine erhebliche Beanspruchung erfahren. Dies ist vor allem für die Ausbildung von durchgehenden Decken, Bauwerksfugen und die Grundwasserabdichtung bedeutsam. Das Auftreten solcher Setzungssprünge zwischen dem hochbelasteten Gründungsteil eines Frankfurter Hochhauses und der angrenzenden Bebauung hat Sommer (1972) auch durch Messungen festgestellt.

In Bild 9.3 wurde der Vollständigkeit halber auch der Einfluß des Ruhedruckes und der Querdehnungszahl auf die Setzungsmulde dargestellt. Die Auftragungen sind den Bildern 7.15 und 7.16 zugeordnet, welche die Einflüsse der beiden Parameter auf die Setzungsverteilung nach der Tiefe zeigen. Im übrigen werden die oben genannten Feststellungen durch sie nicht beeinträchtigt, weshalb ihr Einfluß auf die Form der Setzungsmulde hier nicht weiter behandelt werden soll.

9.2 Beanspruchung der Gründungsplatte

9.2.1 Durchgeführte Berechnungen und Berechnungsannahmen

Um den Einfluß der beobachteten Setzungsverteilung auf die Beanspruchung von Gründungsplatten aufzuzeigen, wurden die Biegemomente unter der Annahme eines konstanten und eines mit der Tiefe linear zunehmenden Elastizitätsmoduls im Boden für ein Vergleichsbeispiel und die Gründungsplatte des Hochhauses AfE berechnet. Die Berechnungen wurden mit dem Steifemodulverfahren durchgeführt. Für die Berechnung wurden die Spannungen bis in eine Tiefe berücksichtigt, in der sie noch 10 % des Wertes in der Gründungssohle betragen. Mit dieser Annahme wurde bei einer früheren Auswertung eine Zunahme des Zusammendrückungsmoduls im

Erstbelastungsbereich von

$$E_s = 600 (1 + 0,33 \cdot z) \quad (9.1)$$

gefunden (Ehl, 1971).

Der Unterschied zwischen den mit Gl.(9.1) und in Kap. 8 berechneten Setzungsverteilungen ist gering und liegt innerhalb der Auswertgenauigkeit. Die übrigen Berechnungsannahmen entsprechen den in Abschnitt 8.1 genannten Voraussetzungen. Die Größe des konstanten Zusammendrückungsmoduls ergibt sich aus der Bedingung, daß die mittlere Setzung mit der für den linear zunehmenden Zusammendrückungsmodul berechneten Setzung übereinstimmen muß. Ausgehend von Gl.(9.1) hängt der konstante Zusammendrückungsmodul von den Fundamentabmessungen und der Biegesteifigkeit des Bauwerks ab.

9.2.2 Vergleichsbeispiel

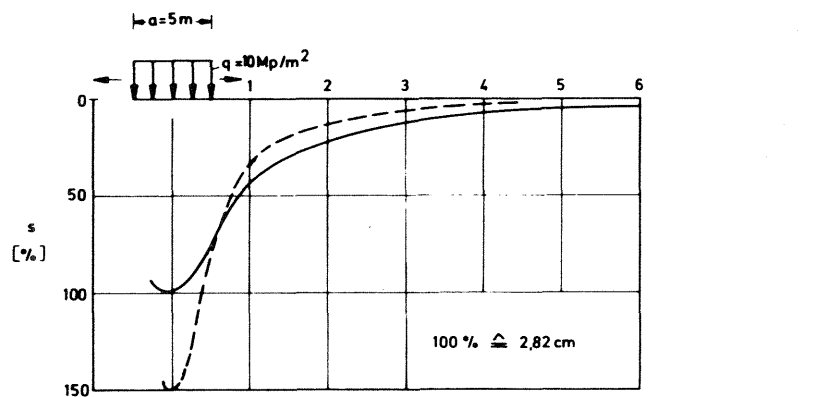
Als Vergleichsbeispiel wurde eine Gründungsplatte gewählt, deren Abmessungen und Gesamtbelastung in Anlehnung an die Frankfurter Verhältnisse festgelegt worden sind und aus Bild 9.4 hervorgehen. Für die Anwendung des Steifemodulverfahrens wurde die Platte in 10 Felder unterteilt. Es wurden 3 verschiedene Lastfälle untersucht. Der konstante Zusammendrückungsmodul wurde nach Abschnitt 9.2.1 unter Annahme einer gleichmäßig verteilten schlaffen Belastung (Lastfall (1)) zu $E_s = 2200 \text{ Mp/m}^2$ bestimmt. Wie die Berechnungen ergeben haben, weichen die mittleren Setzungen für die beiden Annahmen des Zusammendrückungsmoduls bei den untersuchten Lastfällen und Systemsteifigkeiten nur wenig voneinander ab, weshalb der konstante Zusammendrückungsmodul für alle Lastfälle näherungsweise gleich groß angenommen worden ist. In Bild 9.4 sind neben den berechneten Setzungseinflußlinien die Setzungsmulden für die untersuchten Lastfälle, unter Annahme eines schlaffen Fundaments, aufgetragen. Als Bezugsgröße für die Setzungen wurde die jeweils größte Setzung für den konstanten Modul benutzt. Wie der Vergleich der Setzungseinflußlinien zeigt, sind die Setzungsunterschiede bei den beobachteten

Setzungsverteilungen unmittelbar neben dem belasteten Feld bei linear mit der Tiefe zunehmendem Zusammendrückungsmodul wesentlich größer als beim konstanten Modul. Im Vergleich hierzu üben die Nachbarfelder einen geringeren Einfluß auf das betrachtete Feld aus. Im Lastfall (1) mit der gleichmäßig verteilten Belastung ergibt sich damit eine kleinere Durchbiegung f/s_m beim linear mit der Tiefe zunehmenden Zusammendrückungsmodul. Bei konzentrierten Lasten (Lastfälle (2) und (3)) liefert der tiefenabhängige Steifemodul größere Setzungsunterschiede f/s_m .

Die genannten Zusammenhänge zeigen sich auch in der Beanspruchung der Fundamente, die für die 3 Lastfälle und zwei unterschiedliche Systemsteifigkeiten $K = 0,1$ und $K = 0,01$ untersucht worden ist (Bild 9.5). Der linear mit der Tiefe zunehmende Zusammendrückungsmodul ergibt für beide Steifigkeiten im Lastfall (1) kleinere und im Lastfall (3) größere Biegemomente. Beim Lastfall (2) mit der konzentrierten Belastung in der Mitte des Fundaments hängt der Unterschied in der Beanspruchung von der Systemsteifigkeit ab. Durch die lastverteilende Wirkung des steifen Fundaments sind die Biegemomente im Lastfall (2) bei $K = 0,01$ und konstantem Steifemodul größer (vgl. Lastfall (1)).

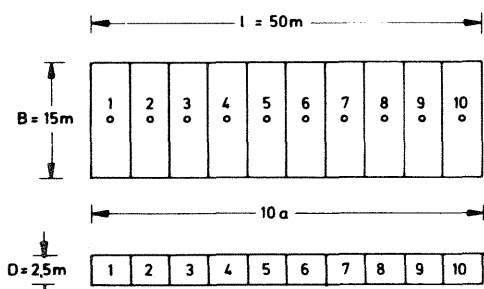
Aus den Vergleichsuntersuchungen ergibt sich, daß im Falle gleichmäßig verteilter Belastung die Gründungsplatte weniger auf Biegung beansprucht wird als bei der Anwendung des Steifemodulverfahrens mit der üblichen Annahme eines konstanten Zusammendrückungsmoduls des Bodens. Bei konzentrierten Randlasten werden die Biegemomente mit dieser Annahme zu klein berechnet. Im Falle mittig konzentrierter Lasten, wie sie z. B. bei der Gleitbauweise durch Vorseilen der Hochhauskerne auftreten, können sich ebenfalls höhere Momente einstellen. Die genannten Unterschiede in der Beanspruchung hängen, außer von der Lastverteilung, auch von der Steifigkeit des aufgehenden Bauwerks ab.

Durch die Annahme eines mit der Tiefe linear zunehmenden Elastizitätsmoduls bei der Bemessung von Gründungsplatten kann der Einfluß des Eigengewichtszustandes auf das Stoffverhalten des Untergrundes näherungs-



a) Setzungseinflusslinien

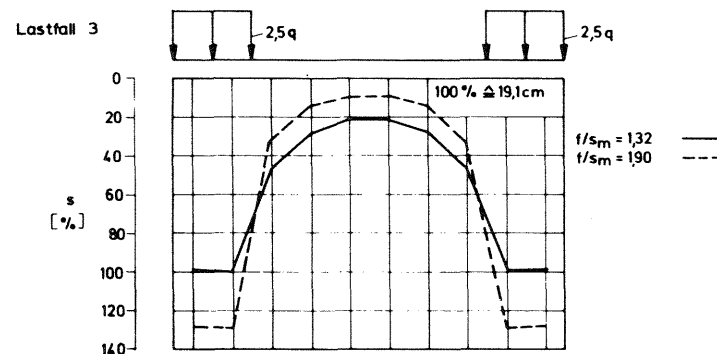
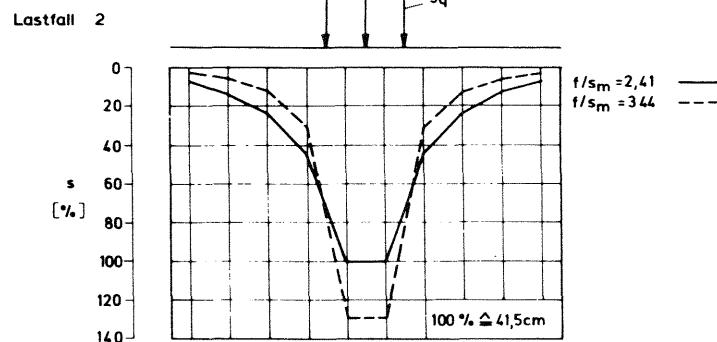
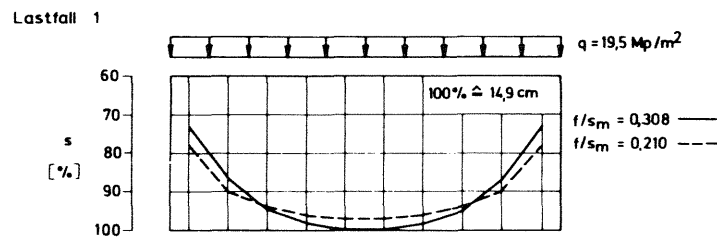
— $E_s = \text{const.} = 2200 \text{ Mp/m}^2$
 - - - $E_s = 600(1 + 0.33z) \text{ Mp/m}^2$



$$\text{Systemsteifigkeit } K = \frac{E\mathcal{I}}{L^3 \cdot B \cdot E_s(\text{const.})}$$

$E\mathcal{I}$ = Biegesteifigkeit des Fundaments
 E_s = Steifemodul des Untergrundes

b) Fundamentabmessungen



$$\frac{f}{s_m} = \frac{\text{Durchbiegung}}{\text{mittlere Setzung}}$$

c) Setzungsmulde für schlaffes Fundament

Bild 9.4: Vergleichsbeispiel nach dem Steifemodulverfahren; Einfluß eines tiefenabhängigen Zusammendrückungsmoduls auf die Setzungsmulde

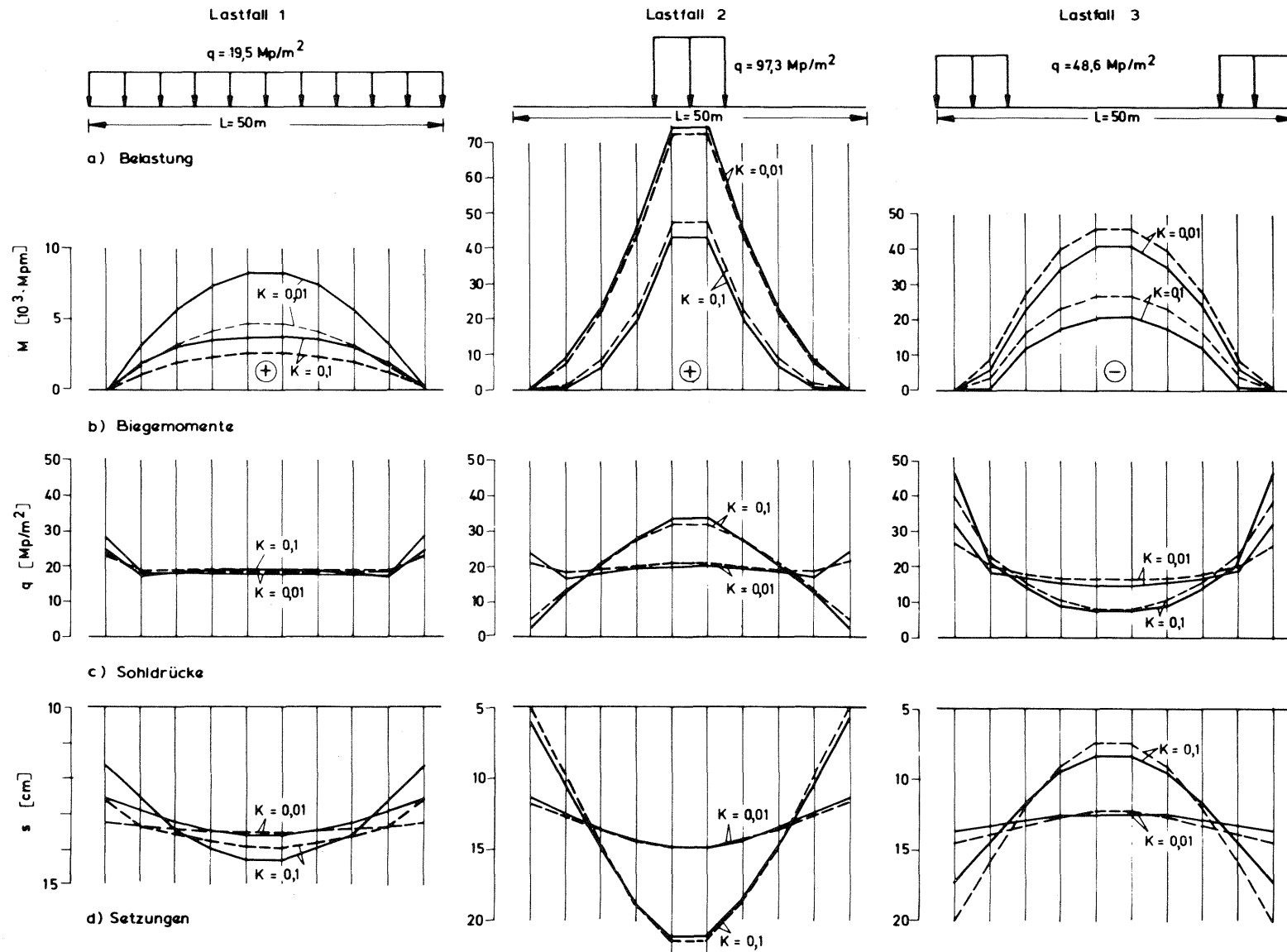


Bild 9. 5: Vergleichsbeispiel nach dem Steifemodulverfahren; Beanspruchung der Gründungsplatte für konstanten und mit der Tiefe linear zunehmenden Zusammendrückungsmodul

weise erfaßt werden. Die Wirkung der zusätzlichen Spannungen aus der Bauwerklast auf das Stoffverhalten und die Spannungsumlagerungen durch die Bildung örtlicher Bruchbereiche bleiben dabei unberücksichtigt. Die Erfassung dieser, für die Beanspruchung der Gründungsplatte wesentlichen Einflüsse ist mit den heute gebräuchlichen Steifemodulverfahren nicht möglich. Mit dem in der vorliegenden Arbeit erprobten Berechnungsverfahren nach der FEM, mit dem das nicht-lineare Stoffverhalten des Untergrundes berücksichtigt werden kann, ist jedoch eine Lösungsmöglichkeit gegeben. In Fortsetzung der hier durchgeführten Untersuchungen könnte das Rechenprogramm nach Auflösung der Gründungsplatte in geeignete Elemente erweitert werden, die bei der Berechnung in das Elementnetz mit einzubeziehen sind.

9.2.3 Gründungsplatte des Hochhauses AfE

Mit denselben Annahmen, mit denen das Vergleichsbeispiel untersucht worden ist, wurden die Biegemomente in der Gründungsplatte des Hochhauses AfE im Endzustand für die ständigen Lasten berechnet. Dabei wurde angenommen, daß das Eigengewicht der Gründungsplatte keine Biegemomente erzeugt. Der Wiederbelastungsmodul wurde näherungsweise dreimal so groß wie der Erstbelastungsmodul angesetzt. In der Vergleichsberechnung mit konstantem Steifemodul ergab sich ein Wert von $E_s = 2870 \text{ Mp/m}^2$. Die Berechnungen wurden mit dem in Abschnitt 4.3 beschriebenen und dem Steifezahlverfahren ähnlichen Rechenprogramm für eine einfach-symmetrische Platte durchgeführt, wobei nur deren eigene Biegesteifigkeit berücksichtigt worden ist. Zuvor mußte das Rechenprogramm für den tiefenabhängigen Steifemodul erweitert werden (Schmick/Hedberg, 1972). Bild 9.6 zeigt die Berechnungsergebnisse in den Mittenschnitten (Bezeichnungen s. Bild 4.4). Wie nach der gleichmäßig verteilten Belastung und den am Vergleichsbeispiel erzielten Ergebnissen zu erwarten war, ergeben sich für den mit der Tiefe linear zunehmenden Steifemodul in beiden Achsrichtungen geringere Biegemomente als im Falle des konstanten Steifemoduls. Die Biegemomente bei der Grundplatte AfE nehmen um 20 % ab. Da bei dieser Untersuchung der aus-

steifende Einfluß der aufgehenden Bauwerksteile nicht berücksichtigt worden ist und die Momente auf die Verteilung des Steifemoduls nach der Tiefe um so stärker reagieren, je steifer das Bauwerk ist, dürfte die Abnahme der Biegemomente in Wirklichkeit noch größer sein.

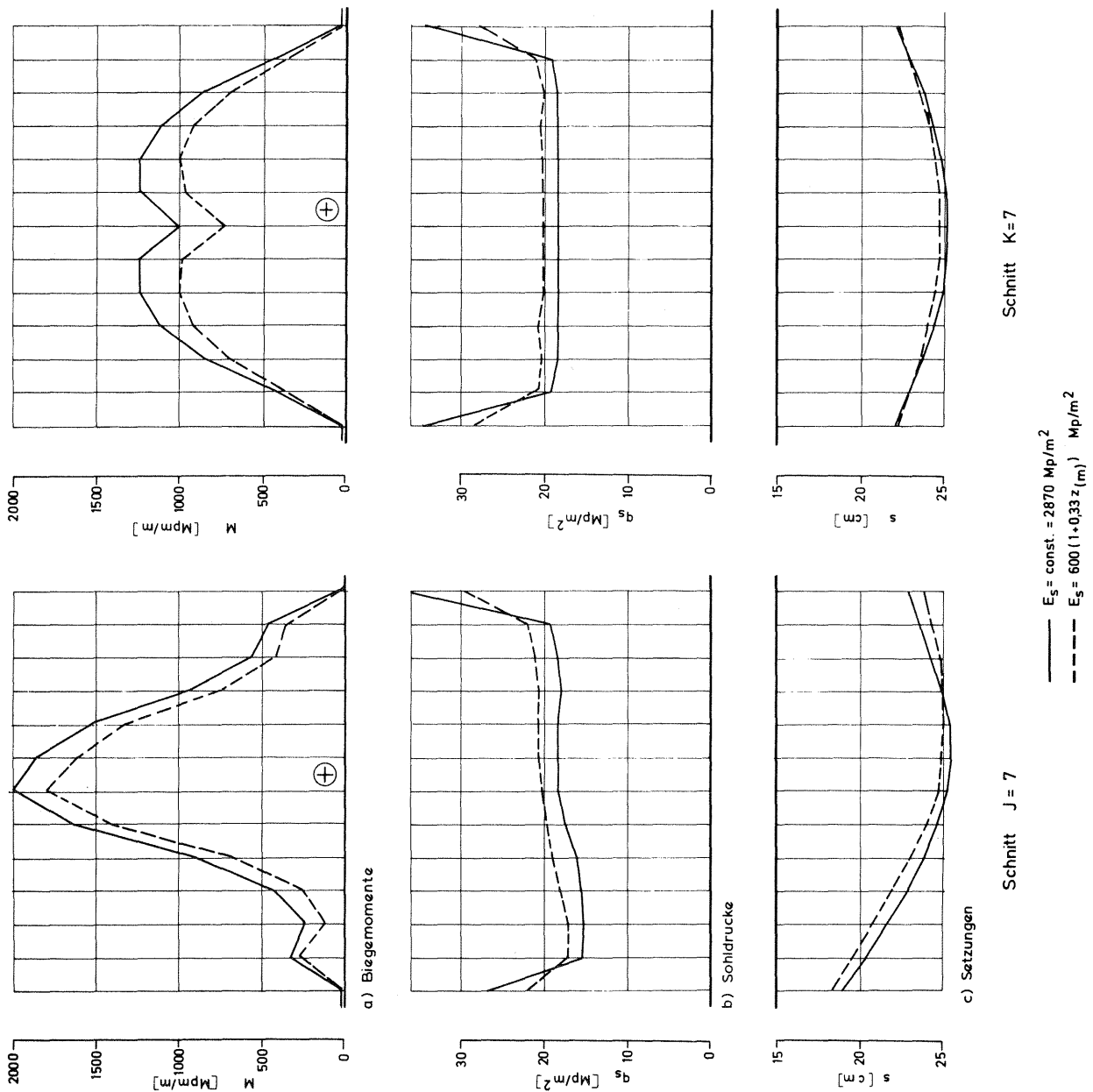


Bild 9. 6: Beanspruchung der Gründungsplatte des Hochhauses AfE für konstanten und nach der Tiefe linear zunehmenden Zusammendrückungsmodul

10. Zusammenfassung

Mit der Verdichtung der Bebauung in den Zentren der Großstädte ist eine Entwicklung zum Hochhaus zu verzeichnen. Mit zunehmender Höhe dieser Bauwerke, die oft in tiefe Baugruben gestellt werden sollen, wird der Untergrund stärker als bisher beansprucht. Aus diesem Grunde kommt der Kenntnis des Verformungsverhaltens der Böden für die Vorausberechnung der Baugrundverformung und Beanspruchung der Gründung eine größer werdende Bedeutung zu. Den heute gebräuchlichen Verfahren zur Setzungsberechnung liegt als Modell der elastisch-isotrope Halbraum zugrunde, wobei als Verformungsmodul entweder ein aus Kompressionsversuchen oder aus Setzungsmessungen ermittelter, meist konstanter Steifemodul in die Berechnung eingeführt wird. Durch dieses Berechnungsmodell, das insbesondere auch an die Annahme der Einflußtiefe des Bauwerkes gebunden ist, wird das tatsächliche Verformungsverhalten des Baugrundes nicht richtig erfaßt. Um Übereinstimmung zwischen den berechneten und den beobachteten Setzungen zu erzielen, sind Korrekturen notwendig. Während die mittlere Bauwerkssetzung bei dieser Vorgehensweise meist zutreffend vorausgesagt werden kann, sind die hiernach berechnete Biegebeanspruchung der Gründungskörper und Setzung neben dem Bauwerk unbefriedigend. Für diese Aufgabenstellungen muß die Setzungsverteilung nach der Tiefe berücksichtigt werden, die vom Stoffverhalten des Baugrundes abhängt.

Die vorliegende Arbeit versucht zur Klärung dieses Problems beizutragen, indem die Setzungsverteilung unter einem auf dem steifplastischen Frankfurter Ton gegründeten Hochhaus gemessen und der gesamte Bauvorgang unter Berücksichtigung des nichtlinearen und wegabhängigen Stoffverhaltens des Tons in einer Finite-Element-Berechnung simuliert worden sind. Hierzu wurde ein vorhandenes Rechenprogramm (Stroh, 1974) für das vorliegende rotationssymmetrische Randwertproblem erweitert.

Das Spannungs-Dehnungsverhalten des Tons wurde in dreiaxialen Druckversuchen an ungestörten Proben untersucht, wobei die Spannungswege im Versuch entsprechend den Spannungsänderungen im Boden beim Aushub der Baugrube und der nachfolgenden Belastung des Baugrundes durch das Bauwerk gewählt worden sind. Im Rechenprogramm wird bei der Schubbeanspruchung des Bodens zwischen der Ent- bzw. Wiederbelastung und der Erstbelastung unterschieden. Das Verformungsverhalten in der Erstbelastung wurde nach dem Stoffansatz von Duncan und Chang (1970) erfaßt, während der Ent- bzw. Wiederbelastungsmodul als konstante Größe in die Berechnung eingeführt worden ist. Zur Ermittlung der Stoffkennwerte wurden über 40 Versuchsserien herangezogen, von denen sich infolge der großen Störanfälligkeit des Tons 15 Serien für die Auswertung als geeignet erwiesen.

Nach der gemessenen Setzungsverteilung waren unter der 43 m breiten Gründungsplatte des Hochhauses 90 % der Setzungen in 25 m Tiefe abgeklungen. Die Hälfte der Setzungen trat in den obersten 5 m ein. Im Rahmen der getroffenen Annahmen konnte eine befriedigende Übereinstimmung der berechneten mit der beobachteten Setzungsverteilung erreicht werden. An den Berechnungsergebnissen wird der Einfluß des Stoffverhaltens des Tons auf die Verformungen und Spannungen im Baugrund unter großflächigen Gründungen gezeigt. In der Wiederbelastung verhält sich der Baugrund ähnlich wie ein elastisches Medium. In der Erstbelastung ist der Verformungsmodul nach den Versuchen stark von den Spannungen abhängig. Bedingt durch die Zunahme der Eigengewichtsspannungen nach der Tiefe nimmt der Erstbelastungsmodul nach der Tiefe zu, was durch die nach der Tiefe abnehmende Schubbeanspruchung unter der Bauwerkslast verstärkt wird. Dadurch konzentrieren sich die Setzungen bei der Erstbelastung unter dem Bauwerk. Auch der Einfluß nach der Seite ist geringer als im elastischen Halbraum. Es konnte gezeigt werden, daß der Einfluß der Eigengewichtsspannungen des Bodens auf die Setzungsverteilung im Baugrund gegenüber den Zusatzspannungen als Folge der Bauwerkslast überwiegt. Das Gleiche gilt für die Vertei-

lung der Vertikalspannungen. Durch Vergleich mit einer Gründung auf der Geländeoberfläche konnte der Einfluß des Baugrubenaushubs auf die Verteilung der Setzungen aufgezeigt werden. Mit abnehmender Gründungstiefe nimmt der Anteil der Erstbelastung an der Gesamtsetzung zu, während sich der Anteil der Wiederbelastung verringert. Die Gesamtsetzungen sind folglich um so mehr zum Bauwerk konzentriert, je geringer die Gründungstiefe ist.

In einer Parameterstudie wurden der Ruhedruckbeiwert, der von der geologischen Vorbelastung des Bodens geprägt wird und die Querdehnungszahl des Tons, die den Spannungsweg infolge der Baumaßnahme beeinflusst, variiert.

Für die Frankfurter Untergrundverhältnisse konnte schließlich für die Berechnung der Setzungen in der Erstbelastung ein mit der Tiefe linear zunehmender Verformungsmodul vorgeschlagen werden, mit dem die unter dem Hochhaus gemessene Setzungsverteilung in ausreichender Näherung berücksichtigt werden kann. Die übrigen Annahmen entsprechen dem in DIN 4019 genannten einachsialen Verformungsmodell. Insbesondere kann bei der vorgeschlagenen Setzungsberechnung weiterhin von den Vertikalspannungen nach Boussinesq ausgegangen werden, da die Änderung der Vertikalspannungen gegenüber der Zunahme des Verformungsmoduls von untergeordneter Bedeutung ist. Abschließend wurde der Einfluß des nichtlinearen Stoffverhaltens des Tons auf die Form der Setzungsmulde untersucht und der Einfluß des tiefenabhängigen Verformungsmoduls auf die Beanspruchung der Gründungsplatte aufgezeigt. Unmittelbar neben dem Bauwerk tritt ein Setzungssprung auf, der um so größer ist, je flacher das Bauwerk gegründet wurde. Die Setzungsmulde klingt in einer Entfernung, die etwa gleich der halben Gründungsbreite ist, aus. Die beobachtete Setzungsverteilung bewirkt, gegenüber der mit einem konstanten Verformungsmodul berechneten Verteilung, unter konzentrierten Lasten größere und unter gleichmäßig verteilten Lasten kleinere Biegemomente in der Gründungsplatte. Bei dem untersuchten Hochhaus würde nach der beobachteten Setzungsverteilung unter den ständigen Lasten die Platte um 20 % weniger auf Biegung beansprucht als nach dem üblichen Berechnungsverfahren mit konstantem Steifemodul.

Literaturverzeichnis

Amann, P. ; Breth, H.

"Das Setzungsverhalten der Böden nach Messungen unter einem Frankfurter Hochhaus" ; Vorträge der Baugrundtagung (1972) in Stuttgart ; Deutsche Gesellschaft für Erd- und Grundbau e. V.

Ahlvin, R.G. ; Ulery, H. H.

"Tabulated Values for Determining the Complete Pattern of Stresses, Strains and Deflections Beneath a Uniform Circular Load on a Homogeneous Half Space"
Highway Research Board Bulletin , No . 342, (1962), pp. 1-13

Barden, L.

"Stresses and Displacements in a Cross-Anisotropic Soil"
Geotechnique (1963), pp. 198 - 210

Beck, H. ; Schneider, K.H.

"Tragwerk des Hochhauses AfE der Universität Frankfurt/Main"
Beton und Stahlbetonbau, Heft 1, (1972), S. 3 - 11

Best, G. ; Müller, C.

"Nannoplankton-Lagen im Unter-Miozän von Frankfurt am Main"
Senckenbergiana Lethea, Nr. 53, (1972), S. 103 - 117

Best, G. ; Schneider, W.

"Petrographische Untersuchungen an untermiozänen Karbonatgesteinen des östlichen Mainzer Beckens (Frankfurt am Main)" N. Jb. Geol. Paläont. Abh. Nr. 144, (1974), S. 271 - 295

Biot, M. A.

"Effect of Certain Discontinuities on the Pressure Distribution
in a Loaded Soil"
Physics, No. 6, (1935), S. 367-375

Bishop, A. W.; Henkel, D. J.

"The Measurement of Soil Properties in the Triaxial Test"
Edward Arnold (Publishers) LTD, London, (1964)

Boussinesq, J.

"Applications des potentiels à l'étude de l'équilibre et du
mouvement des solides élastiques"
Verlag Gauthier-Villars, Paris, (1885)

Borowicka, H.

"Die Druckausbreitung im Halbraum bei linear zunehmendem
Elastizitätsmodul"
Ing. Arch., (1943), S. 75-82

Borowicka, H.

"Stand und Kritik der Theorie des elastisch-isotropen Halbraums"
VDI Zeitschrift (1964), Bd. 106, Nr. 14, S. 573-620

Borowicka, H.

"Einfache Lösungen im modifizierten Halbraum"
Mitteilungen des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik,
Heft 6, Technische Hochschule Wien (1965)

Borowicka, H.

"Über die Setzung von Bauwerken"
Mitt. aus dem Institut für Verkehrswasserbau (VGM) der
TH Aachen, Heft 51, (1970), S. 199-210

Breth, H.; Back, K.

"Über die Setzungen von Bauwerken auf Ton"
Proc. Europ. Baugrundtagung, Wiesbaden (1963), Bd. 1, S. 101-106

Breth, H. ; Heil, H.

Forschungsantrag Br 200/4 an die Deutsche Forschungsgemeinschaft, (1963), (unveröffentlicht)

Breth, H. ; Heil, H.

"Der Einfluß der Steifigkeiten von Hochbauten auf die Verformung der Grundkörper der Bauwerke und die Verteilung des Sohldruckes"
Forschungsbericht zu Br 200/4 an die Deutsche Forschungsgemeinschaft (1965), (unveröffentlicht)

Breth, H. et. al.

"Das Tragverhalten des Frankfurter Tons bei im Tiefbau auftretenden Beanspruchungen"
Mitteilungen der Versuchsanstalt für Bodenmechanik und Grundbau, Heft 4, (1970)

Breth, H. ; Pise, P. ; Schuster, E.

"A Study of Bulk and Shear Moduli of Sands"
Mitt. der Versuchsanstalt für Bodenmechanik und Grundbau der TH Darmstadt, Heft 11, (1973)

Breth, H. ; Schuster, E. ; Pise, P.

"Stress Strain Characteristics of a Sand"
Mitteilungen der Versuchsanstalt für Bodenmechanik und Grundbau der TH Darmstadt, Heft 11, (1973)

Breth, H. ; Amann, P.

"Time-Settlement and Settlement Distribution with Depth in Frankfurt Clay"
Settlement of Structures (COSOS), Cambridge (1974),
British Geotechnical Society, Pentech Press London

Breth, H. ; Chambosse, G.

"Settlement Distribution in the subsoil underneath a Nuclear Reactor"
Settlement of Structures (COSOS), Cambridge (1974), British Geotechnical Society, Pentech Press London

Breth, H. , Stroh, D.

"Das Verformungsverhalten des Frankfurter Tons beim Aushub einer tiefen Baugrube und bei der anschließenden Belastung durch ein Hochhaus"

Vortrag auf der Deutschen Baugrundtagung, Frankfurt, (1974),
(Veröffentlichung in Vorbereitung)

Bufler, H. ; Steyerl, A.

"Beitrag zum inhomogenen elastischen Halbraum beim ebenen und axial-symmetrischen Verzerrungszustand"

Ing. Arch. , (1963), S. 304-322

Burmister, D. M.

"Stress and Displacement Characteristics of a Two-Layer Rigid Base Soil System: Influence Diagrams and Practical Applications"

Highway Res. Board. , Nr. 35, (1956), pp. 773-814

Burmister, D. M.

"The General Theory of Stresses and Displacements in Layered Systems"

Journal of Appl. Physics, Vol. 16, (1945), pp. 89-94, pp. 126-127, pp. 296-302

Carrier, W. D. ; Christian, J. T.

"Rigid Circular Plate Resting on a Non-homogeneous Elastic Half-Space"

Geotechnique 23, No. 1, (1973), pp. 67-84

Chambosse, G.

"Einfluß der Vorgeschichte und des Spannungsweges auf das Spannungs-Dehnungsverhalten von Sand"

Arbeitstitel (1975); Forschungsarbeit am Institut für Bodenmechanik und Grundbau der TH Darmstadt

Clough, R. W. und Rashid, Y.

"Finite Element Analysis of Axisymmetric Solids"

Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 91, No. EM1, February, (1965), pp. 71-85

Clough, G. W.

"Application of the Finite Element Method to Earth-structure - interaction"

State-of-the-art report, Conference on applications of the Finite Element Method to geotechnical engineering, Vicksburg/USA, (1972)

Chang, Ch. Y. und Duncan, J. M.

"Analysis of Soil Movements Around a Deep Excavation"

Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 96, No. SM5, September, (1970), pp. 1655-1681

Desai, C. S. und Reese, C. C.

"Analysis of Circular Footings on Layered Soils"

Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 96, No. SM4, July, (1970), pp. 1289-1310

Desai, C. S. ; Abel, J. F.

"Introduction to the Finite Element Method"

Van Reinhold Company, Nostrand, (1972)

Duda, M.

"Eine vergleichende Untersuchung der Wirtschaftlichkeit ebener finiter Elemente"

Dissertation D17, Fachbereich Maschinenbau, TH Darmstadt (1975)

Duncan, J. M. and Chang, Ch. Y.

"Nonlinear Analysis of Stress and Strain in Soils"

Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 96, No. SM5, September, (1970), pp. 1629-1653

Duncan, J. M. und Clough, G. W.

"Finite Element Analysis of Port Allen Lock"

Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 97, No. SM8, August, (1971), pp. 1053-1069

Ehl, G.

Studienarbeit am Lehrstuhl für Bodenmechanik und Grundbau der TH Darmstadt, (1971)

Föppl, A.

"Versuche über die Elastizität des Erdbodens"
Zentralbl. der Bauverw., (1897)

Fröhlich, O. K.

"Druckverteilung im Baugrunde"
Verlag von Julius Springer, Wien, (1934)

Girijavallabhan, C. V. und Reese, L. C.

"Finite-Element Method for Problems in Soil Mechanics"
Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE,
Vol. 94, No. SM2, March, (1968), pp. 473-496

Goldscheider, M.

"Spannungen in Sand bei räumlicher, monotoner Verformung"
Dissertation, Fak. f. Bauingenieurwesen, Universität Fridericiana,
Karlsruhe, (1972)

Gorbunov-Possadov, M. I. ; Davydov, S. S.

Generalbericht zur Session 2 "Interaction of Soil Bases and
Structures"
Proc. 8th Int. Conf. SMFE, (1973), Moskau, Vol. 1, pp. 47-92

Heil, H.

"Der Einfluß der Steifigkeit von Stahlbetonskelettbauten auf die
Verformung und die Beanspruchung von Gründungsplatten auf
Ton"
Mitteilungen der Versuchsanstalt für Bodenmechanik und Grundbau
der TH Darmstadt, Heft 8, (1971)

Hoëg, K. ; Christian, J. T. und Whitman, R.

"Settlement of strip load on elastic-plastic soil"
Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE,
Vol. 94, No. SM2, March, (1968), pp. 431-445

Huang, Y. H.

"Stresses and Displacements in nonlinear Soil Media"
Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE,
Vol. 94, No. SM2, March, (1968), pp. 1-19, Closure, Vol.
No. SM5, Sept. (1969), pp. 1267-1269

Jelinek, R.

"Der Einfluß der Gründungstiefe und begrenzten Schichtmächtigkeit auf die Druckausbreitung im Baugrund"
Die Bautechnik, (1951), S. 125-130

Janbu, Nilmar

"Soil Compressibility as Determined by Oedometer and Triaxial Tests"
European Conference on Soil Mechanics & Foundations Engineering, Wiesbaden, (1963), Germany, Vol. 1, pp. 19-25

Kezdi, A.

"Beiträge zur Berechnung der Spannungsverteilung im Boden"
Der Bauingenieur, (1958), S. 54-58

Kollbrunner, C. F.

"Fundation und Konsolidation"
SDV Fachbuch, Schweizer Druck- und Verlagshaus, Zürich, (1946)

Kondner, R. L.

"Hyperbolic Stress-Strain Response: Cohesive Soils"
Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 89, No. SM1, Feb. (1963), pp. 115-143

Kondner, R. L. and Zelasko, J. S.

"A Hyperbolic Stress-Strain Formulation for Sands"
Proceedings, 2nd Pan-American Conference on Soil Mechanics and Foundations Engineering, Brazil, Vol. 1, (1963), pp. 269-324

Kriegel, H. J.; Wiesner, H. H.

"Problems of Stress-Strain Conditions in Subsoil"
Proc. 8th Int. Conf. SMFE, (1973), Moskau, Vol. 1.3., pp. 133-141

Kulhawy, F. H.; Duncan, J. M.; Bolton Seed, H.

"Finite Element Analyses of Stresses and Movements in Embankments During Construction"
Report No. TE-69-4, University of California, Berkeley, (1969)

Lorenz, H. ; Neumeuer, H.

"Spannungsberechnung infolge Kreislasten unter beliebigen Punkten innerhalb und außerhalb der Lastfläche"

Die Bautechnik, (1953), S. 127-129

Love, A. E. H.

"The stress produced in a Semi-infinite Solid by Pressure on Part of the Boundary"

Phil. Trans. Roy. Soc., London, Serie A, Nr. 228, (1929), pp. 377-420

Malina, H.

"Berechnung von Spannungsumlagerungen in Fels und Boden mit Hilfe der Elementmethode"

Veröffentlichungen des Instituts für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Fridericiana in Karlsruhe, Heft 40, (1969)

Malyshev, M. V. ; Zaretsky, Yd. K. ; Shirokov, V. N. ; Cheremnikh, V. A.

"Interaction of Rigid Foundations with a Base that Deforms Nonlinearly"

Proc. 8th Int. Conf. SMFE, (1973), Moskau, Vol. 1.3, pp. 155-159

Mindlin, R. D.

"Force at a Point in the Interior of a Semi-Infinite Solid"

Physics, May, (1936), Nr. 7, pp. 95-202

Muhs, H. und Weiss, K.

"Die Berechnung der Bauwerkssteifigkeit von Hochhäusern aus den Ergebnissen von Setzungsbeobachtungen"

Europäische Baugrundtagung, Wiesbaden, (1963), H. 11, S. 377-382

Ohde, J.

"Zur Theorie der Druckverteilung im Baugrund"

Der Bauingenieur, (1939), S. 451-459

Passer, W.

"Druckverteilung durch eine elastische Schicht"

Sitzungsberichte Akad. Wiss. Abt. IIa, Nr. 144, (1935), S. 267-275

Poulos, H.G.

"Stresses and Displacements in an Elastic Layer Underlain by a Rough Rigid Base"

Geotechnique 17, (1967), pp. 378-410

Poulos, H.G. und Gerrad, B.E.

"Use of Computers in Geomechanics"

Research Report No. R 195, School of Civil Engineering, University of Sydney/Aust., (1972)

Ripper, P.

Studienarbeit am Lehrstuhl für Bodenmechanik und Grundbau der TH Darmstadt, (1974)

Schiffmann, R.L.; Aggarwala, B.D.

"Stresses and Displacements Produced in a Semi-infinite Elastic Solid by a Rigid Elliptical Footing"

Proc. 5th Int. Conf. SMFE, (1961), Paris, Vol. 1, pp. 795-801

Schmick, P.; Hedberg, J.

Diplomarbeit am Lehrstuhl für Bodenmechanik und Grundbau der TH Darmstadt, (1972)

Schultze, E.

"Probleme bei der Auswertung von Setzungsmessungen"

Vorträge der Baugrundtagung in Essen, Deutsche Gesellschaft für Erd- und Grundbau e.V., (1962), S. 343-386

Schultze, E.; Muhs, H.

"Bodenuntersuchungen für Ingenieurbauten"

Springer-Verlag, Berlin/Heidelberg/New York, (1967)

Schwab, H.; Wolff, R.

Diplomarbeit am Lehrstuhl für Bodenmechanik und Grundbau der TH Darmstadt, (1971)

Shirokov, V. N.; Solomin, V. J. und Malyshev, M. V.

"Stress State and Displacements of a ponderable, nonlinearly deformable Soil Half-Space under a circular rigid Footing"
Engl. Übers. aus Osnovaniya, Fundamenty i Mekhanika Gruntov,
Januar, (1970), pp. 2-5

Sommer, H.

Diskussionsbeitrag zum Vortrag Amann/Breth:
"Das Setzungsverhalten der Böden nach Messungen unter einem
Frankfurter Hochhaus"
Vorträge der Baugrundtagung (1972) in Stuttgart, Deutsche Gesellschaft für Erd- und Grundbau e. V.

Steinbrenner, W.

"Tafeln zur Setzungsberechnung"
Die Straße 1, (1934), S. 121-124

Stroh, D.

"Berechnung verankerter Baugruben nach der Finite-Element-Methode"
Mitteilungen der Versuchsanstalt für Bodenmechanik und Grundbau der
TH Darmstadt, Heft 13, (1974)

Terzaghi, v. K.

"Erdbaumechanik auf bodenphysikalischer Grundlage"
Verlag Franz Deuticke, Leipzig und Wien, (1925)

Wibel, A. R.

"Spannungsverteilung unter flachgegründeten Kreisfundamenten auf
trockenem Sand"
Veröffentlichungen des Instituts für Bodenmechanik und Felsmechanik
der Universität Fridericiana in Karlsruhe, Heft 46, (1971)

Wilson, E. L.

"Structural Analysis of Axisymmetric Solids"
AIAA Journal, Vol. 3, No. 12, December, (1965), pp. 2269-2274

Zienkiewicz, O. C.

"The Finite Element Method in Engineering Science"
Mc Graw-Hill, London, (1971)

ANHANG

ANHANG

A1. Kontruktion der Setzungsmeßpegel

Der prinzipielle Aufbau und die Arbeitsweise der Pegel wurden in Abschnitt 4.4 erläutert. Im Folgenden sollen einige Details der Konstruktion beschrieben und die Erfahrungen beim Einbau festgehalten werden.

In Bild A1 ist der konstruktive Aufbau eines 5 m tiefen Pegels dargestellt. Als Pegelrohr (1) wurde schweres Gewinderohr nach DIN 2441 mit $\phi 1\ 1/2''$ und als Schutzrohr (2) mittelschweres Gewinderohr nach DIN 2440 $\phi 2\ 1/2''$ verwendet. Zum Einbau wurde das Gestänge auf Stücke von maximal 3 m Länge abgeschnitten und beidseitig mit Gewinde versehen. Der Zusammenbau erfolgte durch Verschrauben mit serienmäßigen Gewindemuffen während dem Einbau des Pegelgestänges in das Bohrloch. Zum Schutze gegen Korrosion wurden die Hüllrohre äußerlich nach einer Reinigung mit Sandstrahlgebläse mit einem 2-fachen Teer-Epoxidharz-Anstrich versehen. Das Anstrichmaterial wurde später auf der Baustelle auch als Dichtungsmasse für die Muffenverbindungen des Hüllrohrs verwendet. Oberhalb des Ankers (4) ist das Hüllrohr mit dem Pegelrohr wasserdicht verschweißt. Das Pegelrohr und der Innenraum zwischen Hüllrohr und Pegelrohr sind zum Druckausgleich und zum Schutz gegen innere Korrosion nach dem Einbau mit einem Rostschutzmittel aufgefüllt worden. Dies bestand aus einer wässrigen Lösung von jeweils 0,5 % Natriumnitrit und Borax. Später wurde die Füllung in den obersten beiden Metern durch Öl ersetzt um ein Zusammenfrieren der Gestänge im Winter während der unbeheizten Rohbauzeit zu verhindern.

Den oberen Abschluß eines Pegels bildet die Meßeinrichtung (7). Die Meßskala und den Nonius, die 2-fach auf dem Meßkopf angebracht sind, zeigt Bild A2. Mit der Meßeinrichtung wird die Zusammendrückung der vom Pegel erfaßten Bodenschicht mit einer Ablesegenauigkeit

von 1/10 mm direkt angezeigt. Eine besondere Führungsmuffe führt den Skalenträger im Hüllrohrabschluß, so daß die dort federnd befestigten Nonien stets an der Meßskala anliegen. Hüllrohr und Pegelrohr tragen an der Oberkante rostfreie Meßbolzen für die Messung der absoluten Setzungen durch die Feinnivellements.

Das Hüllrohr ist beweglich ausgebildet um eine Belastung des Ankers zu verhindern. Die dazu notwendigen Bewegungsmuffen (3) (Bild A1) wurden auf der gesamten Pegellänge im Abstand von 2 - 6 m angeordnet. Der Aufbau der Bewegungsmuffen geht aus Bild A3 hervor.

Ein besonderes Problem war, das Einquetschen der nach außen abdichtenden Gummimanschette in die Führungsschlitze der Bewegungsmuffen zu verhindern. Aus der Erprobung der Bewegungsmuffe in einer Druckzelle wurde ein Schutzrohr aus PVC entwickelt, das ein einwandfreies Abschieben der Gummimanschette vom Hüllrohr beim Zusammenschieben der Muffe gewährleistet. Die Beschädigung der Gummimanschetten beim Einbau wurde durch Abstandhalter verhindert, die an der Oberseite jeder Bewegungsmuffe angebracht sind. Um die Beweglichkeit der Muffe über den langen Meßzeitraum zu erhalten, wurden die beweglichen Teile mit Gleitlack versehen und zusätzlich mit Silikonpaste eingestrichen.

Im Bereich der bituminösen Bauwerksabdichtung wurde das Hüllrohr als Brunnentopf (5) (Bild A1) ausgebildet. Da das Grundwasser besonders betonaggressiv ist, haben die ausführenden Firmen hierfür besondere Auflagen gemacht. Wie Bild A4 zeigt, mußten das Hüllrohr im Dichtungsbereich sowie die Flansche und deren Schraubenverbindungen in V4A-Stahl ausgeführt werden.

Den Verankerungspunkt (4) (Bild A1) des Pegels im Untergrund bildet ein Schraubenanker zusammen mit einer etwa 60 cm langen Mörtelverpressung. Durch das Einschrauben des Ankers sollte der im Bohrloch verbliebene Bohrschmant abgezogen werden, um ein einwand-

freies Auflager für die Verpressung zu schaffen. Es erwies sich als notwendig, die Neigung der Schraubfläche durch Eindrehversuche festzulegen, da die handelsüblichen Bohrschnecken, welche zunächst geeignet erschienen, auf eine Auflockerung und Förderung des Bohrgutes ausgelegt sind. Für den Verpreßmörtel wurde anfangs ein Sand-Zement-Gemisch verwendet, das sich als schwer pumpfähig erwies. Später wurde statt dessen schnell bindender Zementbrei der Güteklasse Z 475 eingebracht.

Die Setzungsmeßpegel sind einschließlich der Meßeinrichtung im Institut für Bodenmechanik und Grundbau gefertigt worden.

A2. Einbau der Setzungsmeßpegel im Boden

Der Einbau der Pegel erfolgte von der Baugrubensohle aus, nachdem der Unterbeton eingebracht worden war. Der Einbauvorgang ist in Bild A5 beschrieben. Bild A6 zeigt den Einbau von Pegel P4. Die Bohrlöcher wurden mit einem leichten Bohrgerät in Durchmessern von 305 bis 235 mm verrohrt abgeteuft. Nach dem Einbringen des Pegelgestänges und der Mörtelverpressung am Anker wurde der verbleibende Bohrlochraum mit einer Bentonit-Zementsuspension verfüllt, um ein Zusammenfallen der Bohrlochwandungen zu verhindern. Die Bentonit-Suspension sollte nach dem Abbinden abstützend wirken, aber weicher sein als der umgebende Ton. Aus Versuchen ergab sich ein optimales Mischungsverhältnis von 4 kg Bentonit und 10 kg Zement auf 100 ltr. Wasser.

Um die Setzungen bereits während dem Betonieren der Gründungsplatte messen zu können, wurden die Hüllrohre im Unterbeton verankert. Damit die Pegelrohre bis dahin durch die Hebung der Gründungssohle nicht aus der Verankerung gerissen wurden, mußten die Hüllrohre vorher um das erwartete Hebungsmäß abgelassen werden.

Besondere Schwierigkeiten ergaben sich beim Einbau der Pegel durch das in den Kalkbänken z. T. gespannte Grundwasser. Während die flachen Pegel P5 und P6 im Trockenem hergestellt werden konnten, war zur Herstellung der tieferen Pegel P1 und P3 eine besondere Entwässerung der in den Bohrlöchern angetroffenen Kalkschichten notwendig. Das Bohren unter Wasserüberdruck erwies sich infolge der Druckhöhe von fast 7 m als unmöglich. Die Pegel der Pegelgruppe wurden deshalb wechselseitig als Brunnen ausgebaut. Durch den geringen Abstand der Bohrlöcher konnte dadurch eine fast vollkommene Entwässerung der dem Brunnen benachbarten Bohrung erreicht werden.

A3. Einbau der Setzungsmeßpegel im Bauwerk

Vor dem Verlegen der bituminösen Dichtung wurde das Pegelgestänge im Bereich der späteren Fundamentplatte eingebaut. Um eine Beschädigung der Pegel und der Dichtung während dem Einbringen der Bewehrung zu verringern, wurden besondere Stützgestelle an den Hüllrohren angebracht (Bild A7). Wie die Erfahrungen an anderen Baustellen zeigten, sind die Meßpegel besonders gefährdet, solange sie in der Baugrube freistehen. Bei den Pegeln unter dem Hochhaus AfE konnten Beschädigungen jedoch vermieden werden. Nach dem Einbau der Bewehrung wurden die rostfreien Bodenbolzen zur Messung der Verformungen der Gründungsplatte mit Schutzkästen an die oberen Bewehrungslage geschweißt. Die Ablesevorrichtung der Meßpegel war zunächst auf der Gründungsplatte bis zur Fertigstellung der Kellergeschosse installiert worden. Danach wurde das Rohrgestänge über den mittleren Grundwasserspiegel hinaus in das 1. Untergeschoß verlängert.

A4. Anlage des Feinnivellements

Die Feinnivellements sind vom Geodätischen Institut der Technischen Hochschule Darmstadt ausgeführt worden. Die Anlage der Nivellements

zeigt Bild A9. Für die unmittelbare Messung der Setzungen wurde die kleinere über 3 Festpunkte verlaufende Schleife benutzt. In jährlichen Abständen sowie vor und nach dem Beginn größerer Baumaßnahmen in der Umgebung wurden die Höhenänderungen der Festpunkte durch ein Nivellement über die große Schleife kontrolliert. Die meisten Festpunkte wurden zudem innerhalb des städtischen Höhennetzes beobachtet.

Für den Abstieg des Nivellements wurden bis zur Fertigstellung der Kellergeschosse verlorene Bolzen in der Verbauwand benutzt. Danach wurden abnehmbare Wandbolzen im Treppenhaus installiert, so daß die Höhenmessung stets auf dem gleichen Weg und ohne großen Zeitaufwand in die Kellergeschosse abgetragen werden konnte.

Da die Lage der Bodenbolzen und Pegel dem Bauherrn rechtzeitig bekannt gegeben worden waren und entsprechend der Installationsplanung festgelegt wurden, waren die Meßeinrichtungen stets zugänglich. Lediglich ein Bodenbolzen ist bei Betonierarbeiten verloren gegangen.

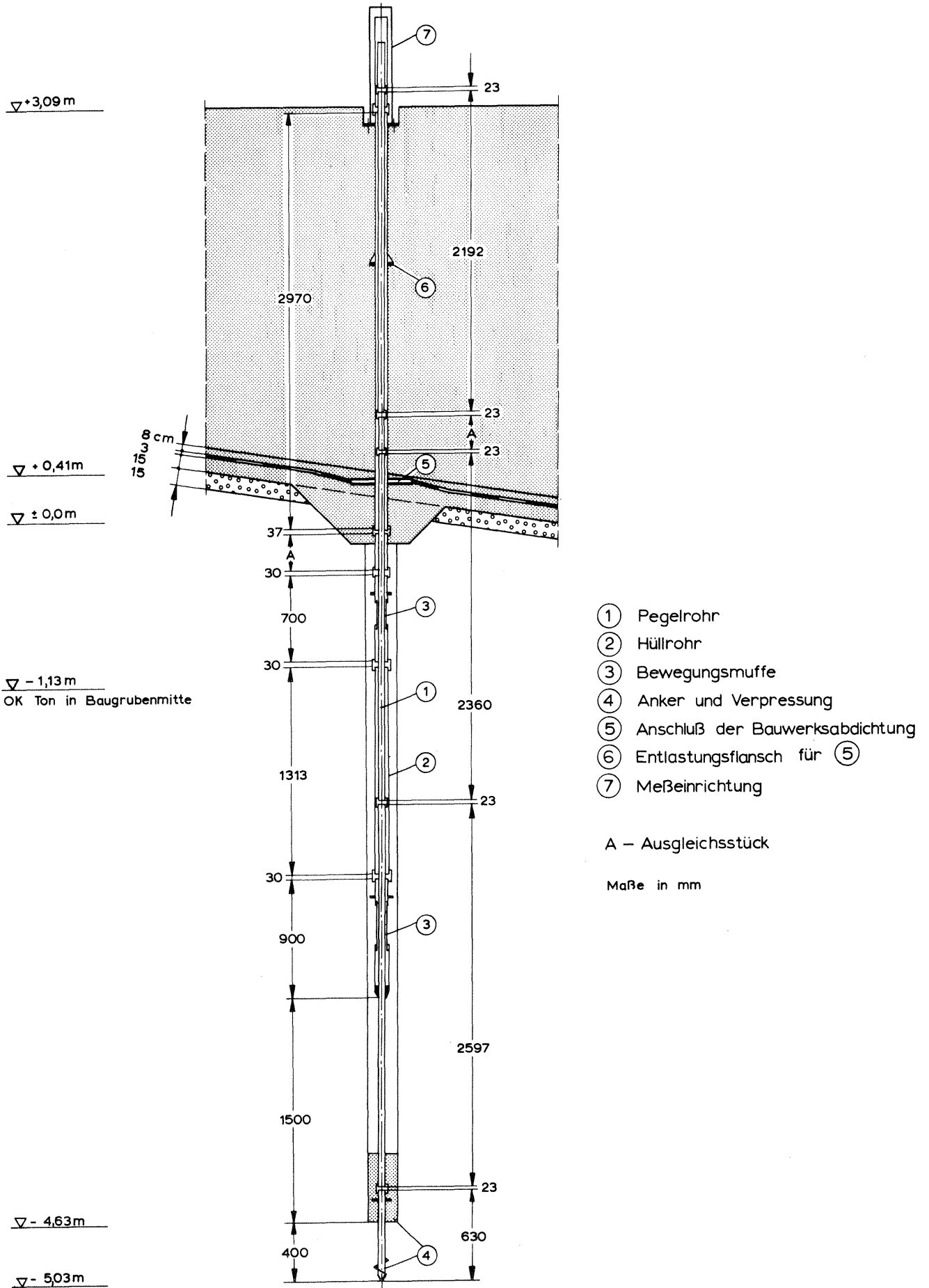


Bild A1: Aufbau eines 5 m tiefen Pegels

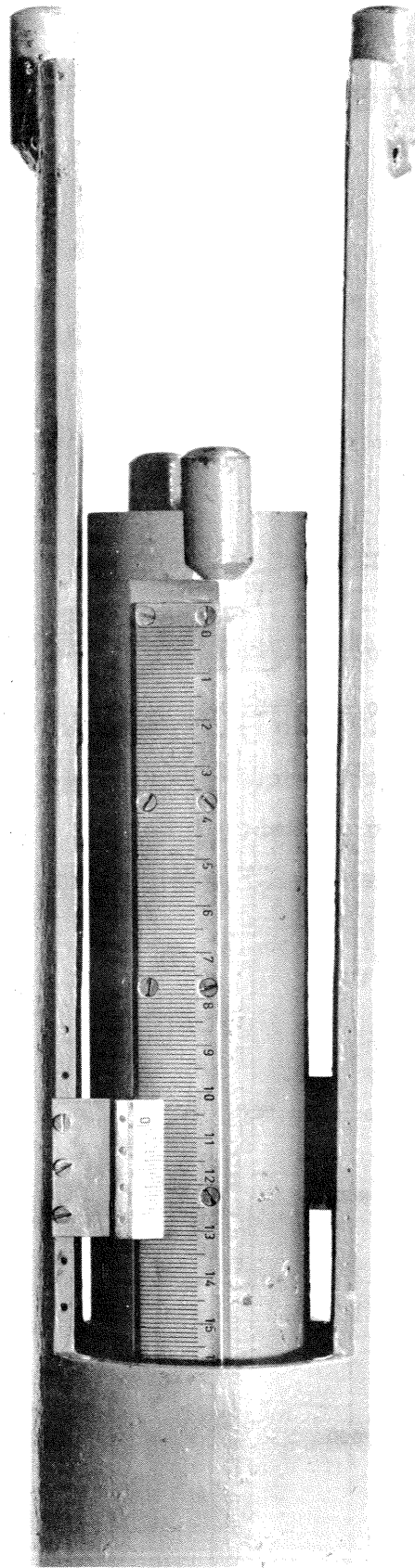


Bild A2: Meßeinrichtung

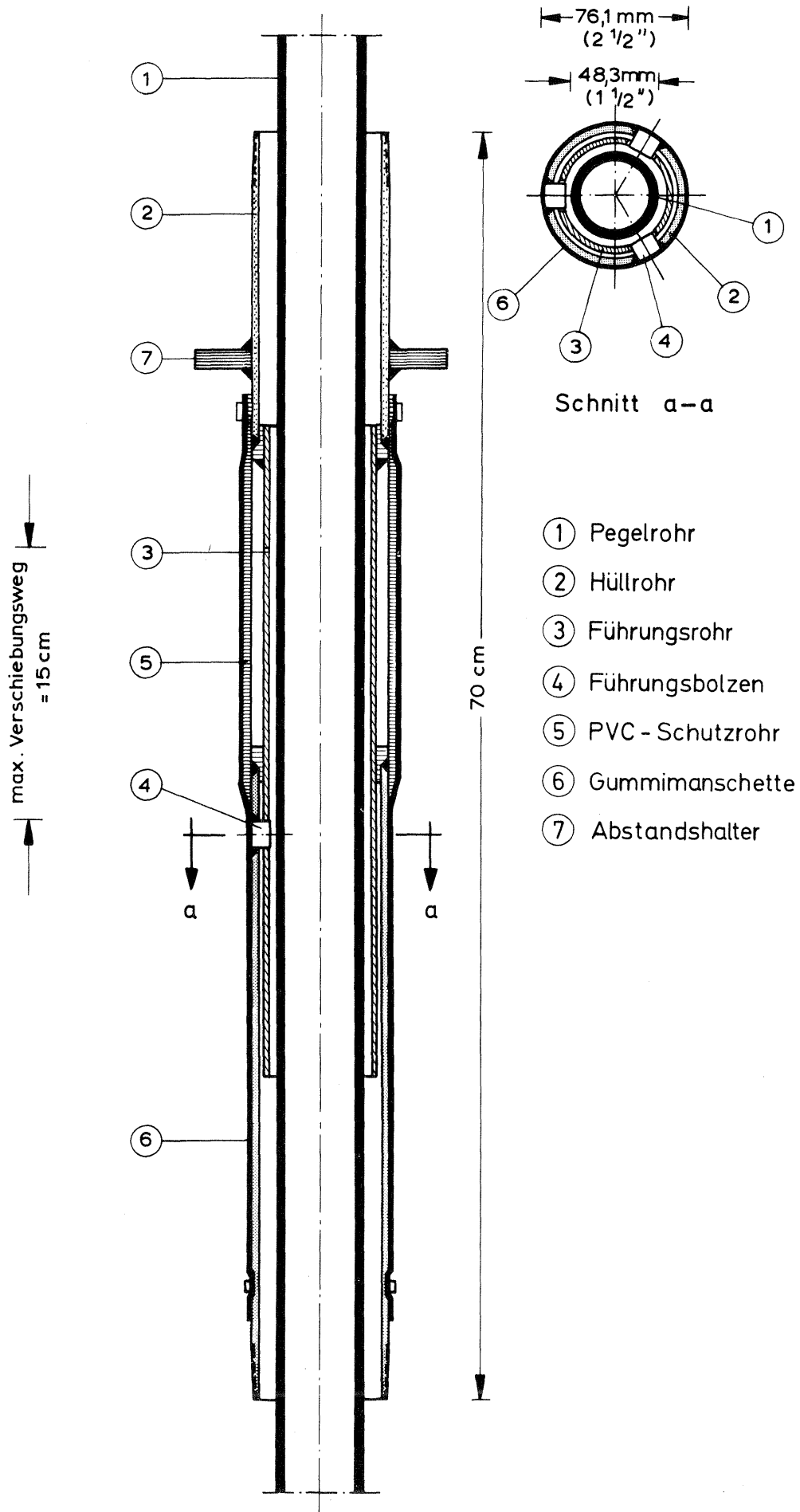
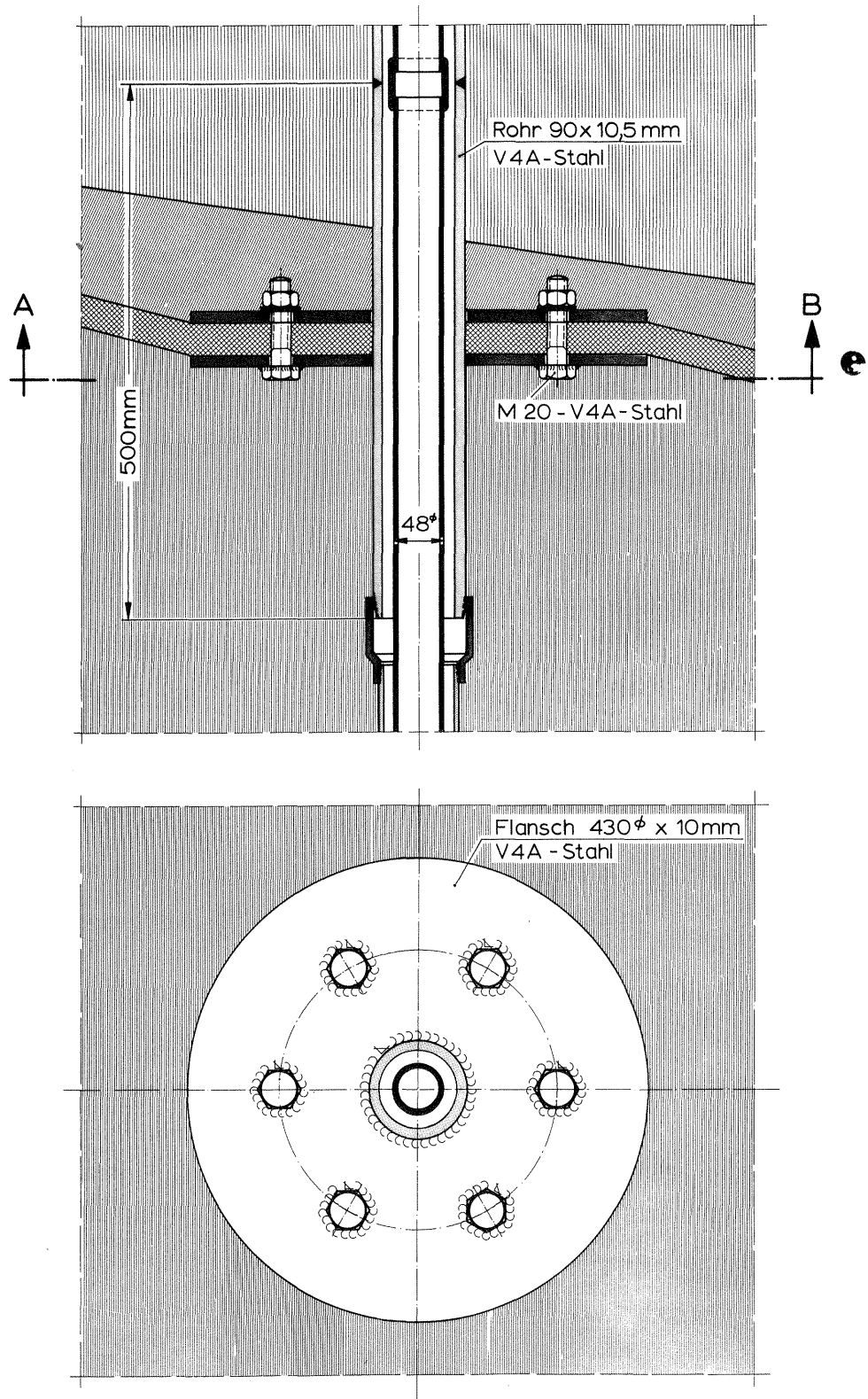


Bild A3: Bewegungsmuffe

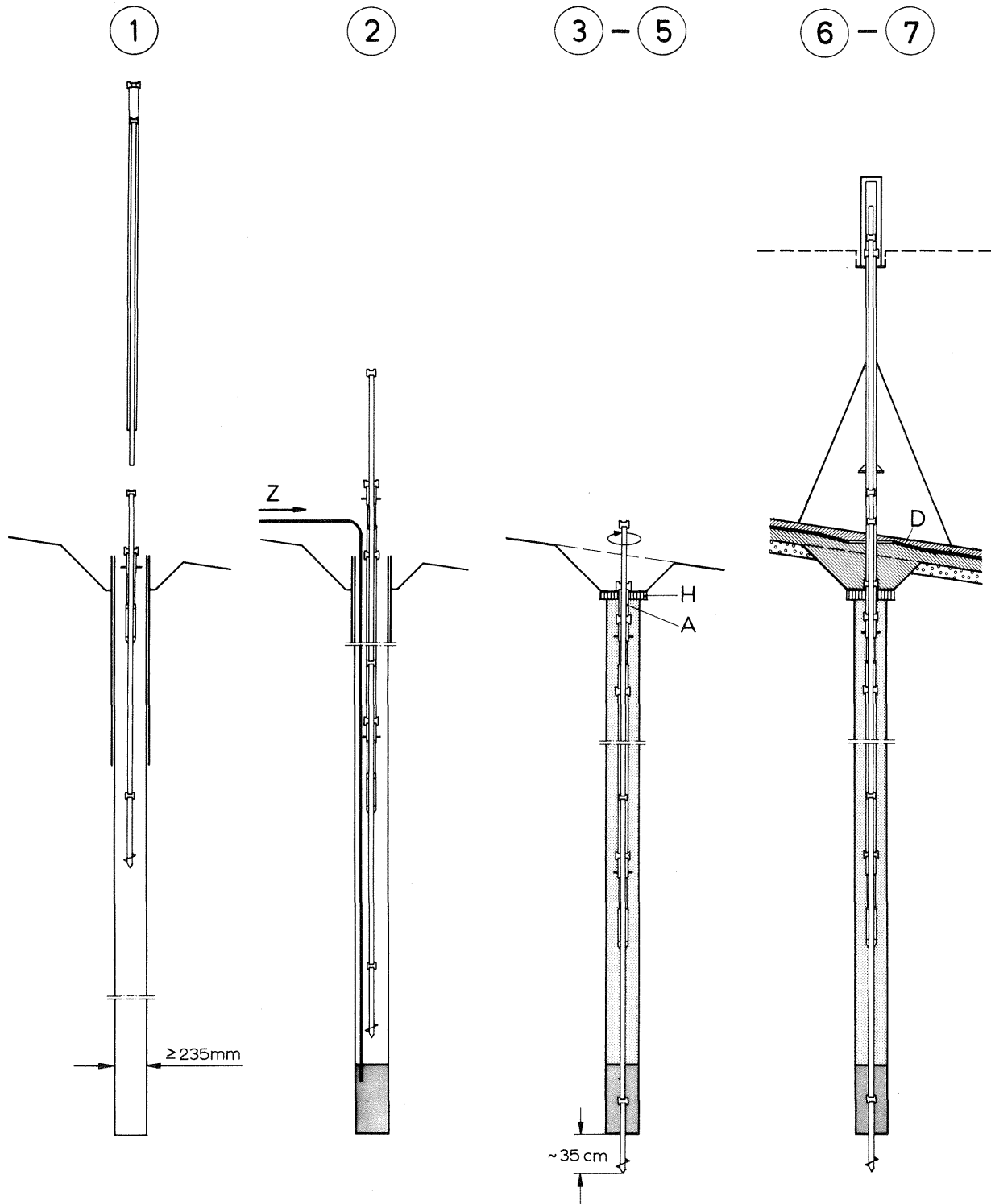


alle Schweißnähte in wasserdichter Ausführung

SCHNITT A - B

- | | | | |
|---|-----------------|--|---------------------|
|  | Fundamentplatte |  | Schutzbeton |
|  | Unterbeton |  | Bituminöse Dichtung |

Bild A4: Dichtungsdurchbruch



- 1 Abteufen des Bohrlochs und Zusammenbau des Pegels
- 2 Verpressen des Pegelfußes mit Zementbrei (Z)
- 3 Einbau des Ausgleichstückes (A) und Eindrehen des Pegels
- 4 Verfüllen des Bohrlochs mit Bentonit-Zement-Mischung und Abziehen der Bohrröhre
- 5 Absetzen des Hüllrohres auf der Halteplatte (H)
- 6 Einbau des Pegels im Fundamentbereich mit Verstrebung und Ablesevorrichtung
- 7 Anschluß der Dichtung (D)

Bild A5: Vorgang beim Pegelbau



Bild A6: Einbau von Pegel P4



Bild A7: Eindichten von Pegel P6

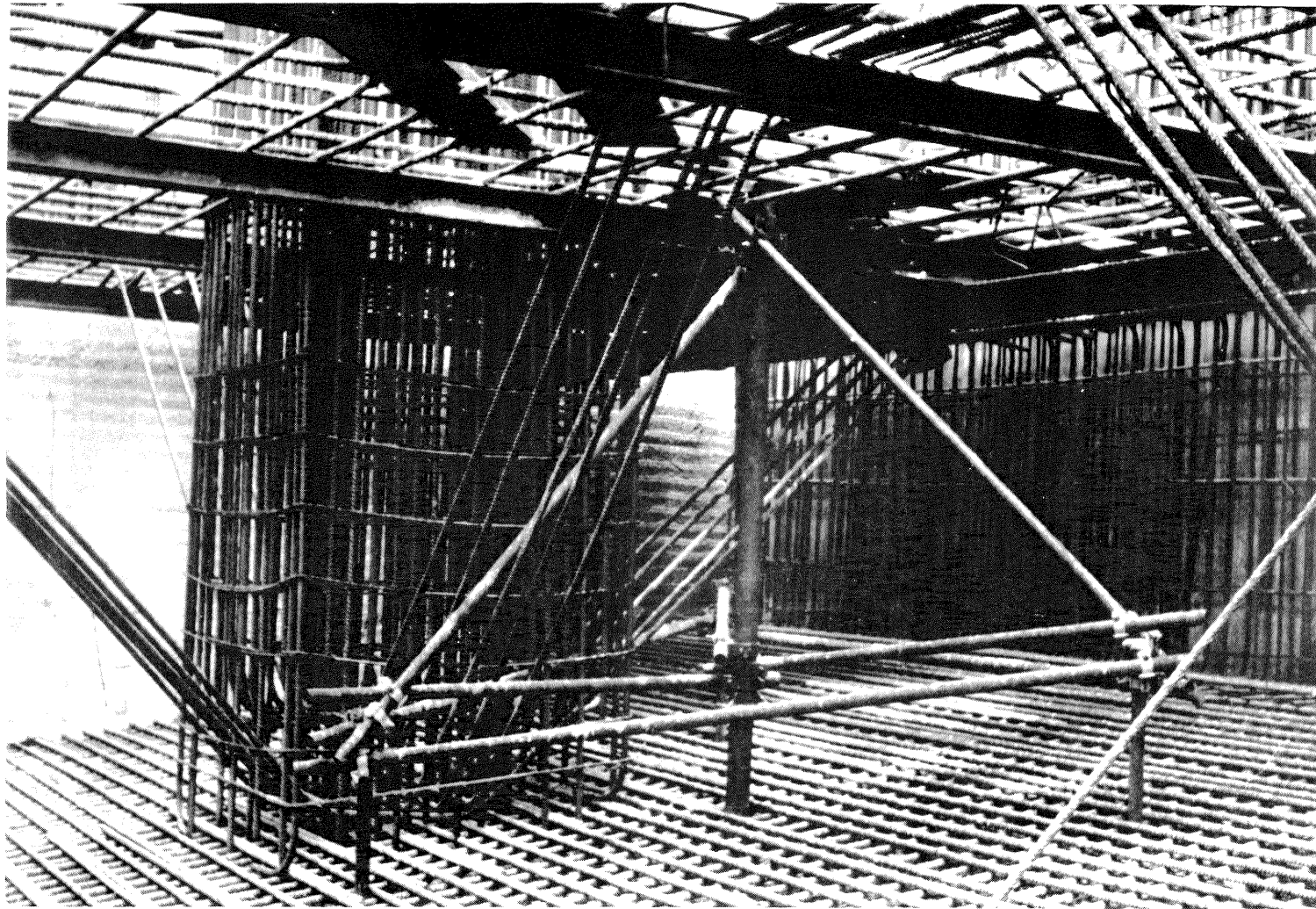
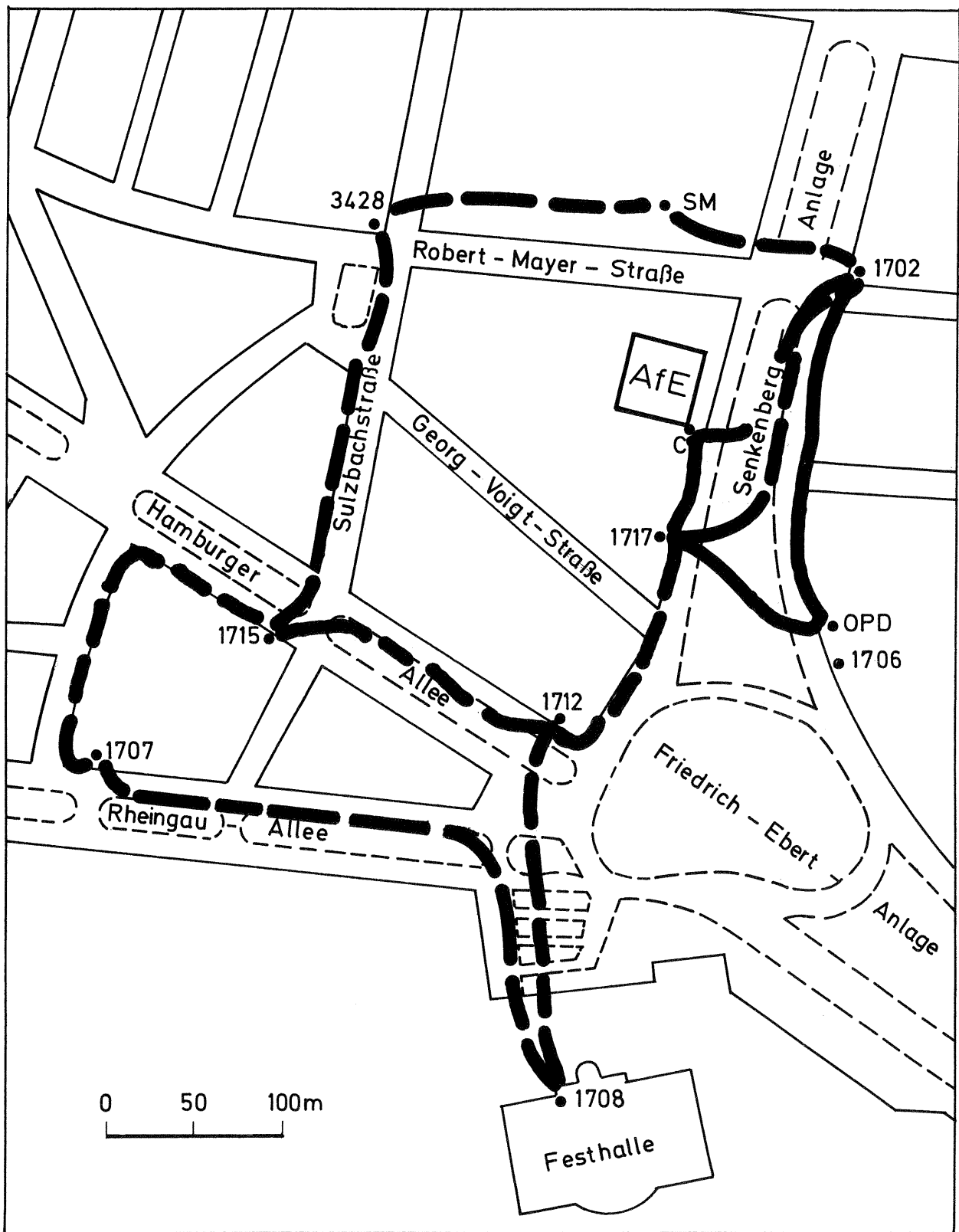


Bild A8: Ausbildung der Pegelabstützung im Fundament (P6)





-  Kontrolle der Festpunkte , große Schleife
-  Setzungsmessung , kleine Schleife

Bild A9: Anlage des Feinnivellements

Das Verformungsverhalten des Frankfurter Tons
beim Aushub einer tiefen Baugrube und bei der
anschließenden Belastung durch ein Hochhaus

Vortrag Baugrundtagung Frankfurt 1974

Prof. Dr.-Ing. H. Breth und Dr.-Ing. D. Stroh

Das Verformungsverhalten des Frankfurter Tons
beim Aushub einer tiefen Baugrube und bei der
anschließenden Belastung durch ein Hochhaus

Prof. Dr.-Ing. H. BRETH und Dr.-Ing. D. STROH

Wir wollen heute an unseren in Stuttgart 1972 gehaltenen Vortrag anknüpfen. Dort haben wir über Setzungsmessungen berichtet, die wir unter einem Hochhaus in der Frankfurter Innenstadt ausgeführt haben (Bild 1).

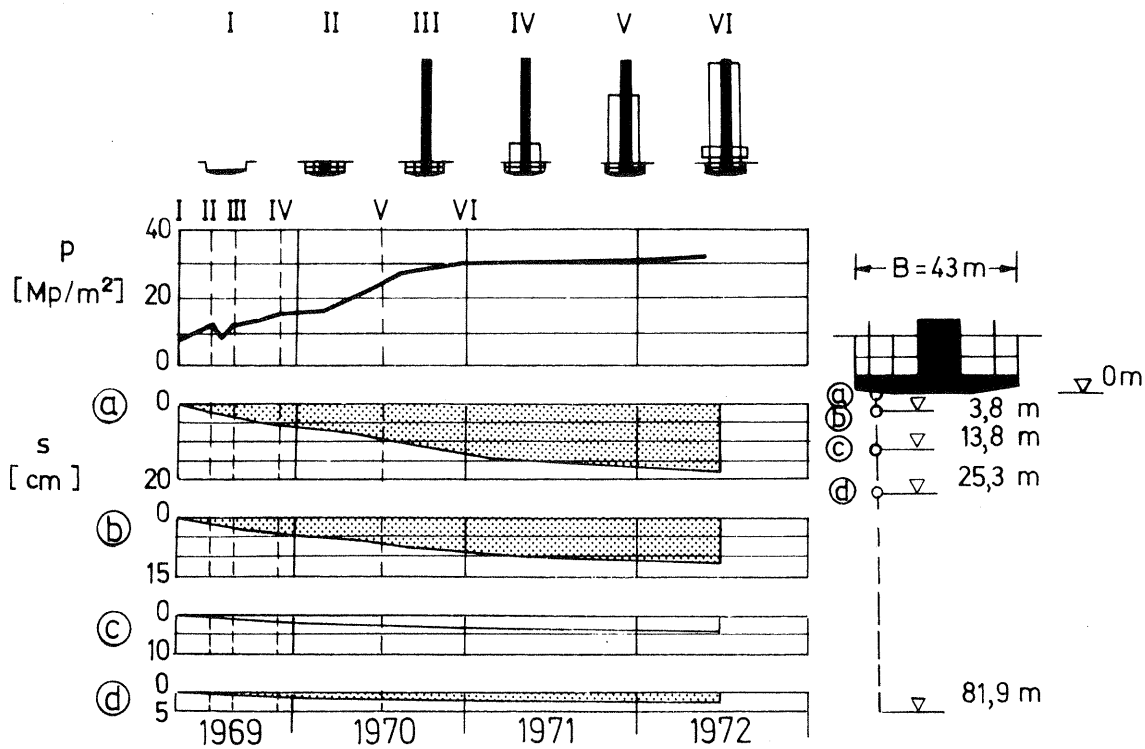


Bild 1: AfE-Setzung von Bauwerk und Baugrund

Das Bauwerk ist auf dem sogenannten Frankfurter Ton, einem steifplastischen Ton gegründet. Der Setzungsherd lag nach den Messungen wesentlich höher als dies nach der auf dem elastischen Halbraum basierenden Modellvorstellung zu erwarten war. Etwa 50% der bis dahin

erreichten Gesamtsetzung von 18 cm traten in den obersten 5 m unter der 43 x 43 m großen Gründungsplatte auf (Bild 2).

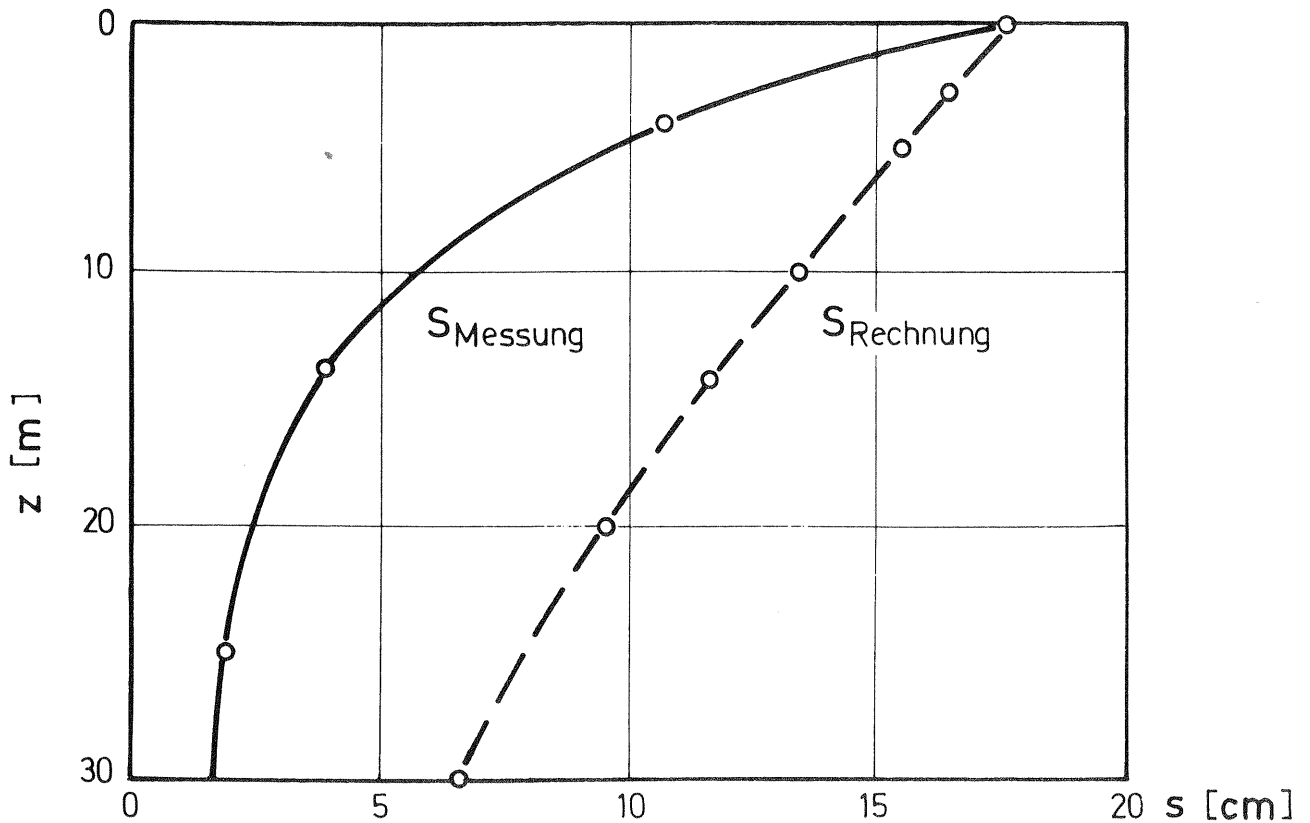


Bild 2: AfE-Gemessene und berechnete Setzungsverteilung

Mit der Verlagerung des Setzungsherd nach oben wird der Einfluß des Bauwerkes auf die Umgebung kleiner. Der höher liegende Setzungsherd wirkt sich auch auf die Setzungsunterschiede und die Biegebeanspruchung des Gründungskörpers aus.

Die Kenntnis der Verformung des Bodens gewinnt mit den größer werdenden Abmessungen der Bauwerke besonders in den Stadtzentren zunehmend an Bedeutung. Dies gilt nicht nur für die Verformung infolge der Bauwerkslast selbst, sondern auch für die Verformung, die der Boden beim Baugrubenaushub ausführt.

Unsere heute gebräuchlichen Berechnungsverfahren haben aber gerade im Hinblick auf die Ermittlung der Verformungen noch erhebliche Lücken und bedürfen der Verbesserung und Erweiterung. Das Ziel die-

ses Vortrages ist es, die Verformung im Boden beim Aushub tiefer Baugruben - das "Hineinwandern" des Bodens in die Baugrube - und die anschließende umgekehrte Verformungsrichtung unter der Last des Bauwerks zu zeigen und deutlich zu machen.

Am Beispiel eines Hochhauses wollen wir über Messungen berichten, bei denen die Verschiebungen im Boden in mehreren Horizonten unter der Gründungssohle vom Beginn des Baugrubenaushubs an gemessen wurden. Gleichzeitig wollen wir an diesem Beispiel vorführen, wie die in den letzten Jahren mit Erfolg weiterentwickelte Finite-Element Methode im Grundbau als Hilfsmittel eingesetzt und damit der Ablauf der Verformung im Boden während der Entlastung durch den Baugrubenaushub und der nachfolgenden Belastung durch das Hochhaus verfolgt werden kann. Die Brauchbarkeit unseres Finite-Element Programms mit den eingeführten Stoffgesetzen für den Boden haben wir durch Vergleich mit Messungen an mehreren Bauwerken in Frankfurt geprüft und wir wollen auch diese Messungen den Berechnungsergebnissen gegenüberstellen.

Bei dem Bauwerk, über das wir heute berichten, handelt es sich um den Neubau der Bank für Gemeinwirtschaft im Zentrum von Frankfurt. Das folgende Bild zeigt die Ansicht dieses Hochhauses (Bild 3).

Das Hochhaus soll 150 m hoch werden und 40 Stockwerke erhalten, wobei 5 Geschosse unter Gelände liegen. Für die Tiefgeschosse wurde eine 70 x 70 m große und 25 m tiefe Baugrube erforderlich.

Zur Überwachung der Bodenverformung während des Baugrubenaushubs und des anschließenden Hochhausbaues wurden umfangreiche Messungen ausgeführt, von denen heute nur auf die Setzungsmessungen näher eingegangen werden soll. Außer den üblichen Setzungsmessungen wird die vertikale Verschiebung des Bodens in der Mitte der Baugrube in verschiedenen Tiefen unter der Baugrubensohle gemessen. Im folgenden Bild wird ein Schnitt durch die 25 m tiefe Baugrube mit dem Bodenaufbau und der Pegelanordnung gezeigt (Bild 4).

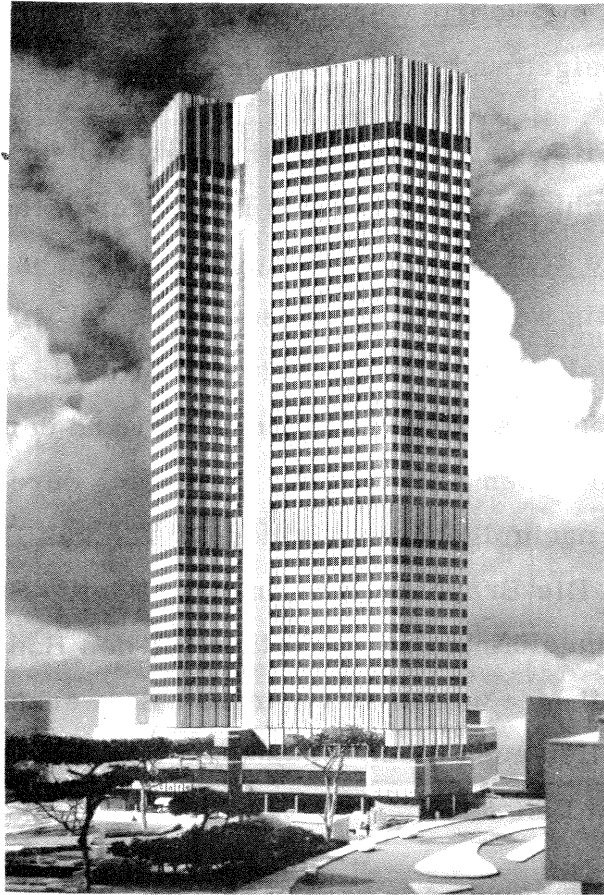


Bild 3: Hochhaus Bank für Gemeinwirtschaft

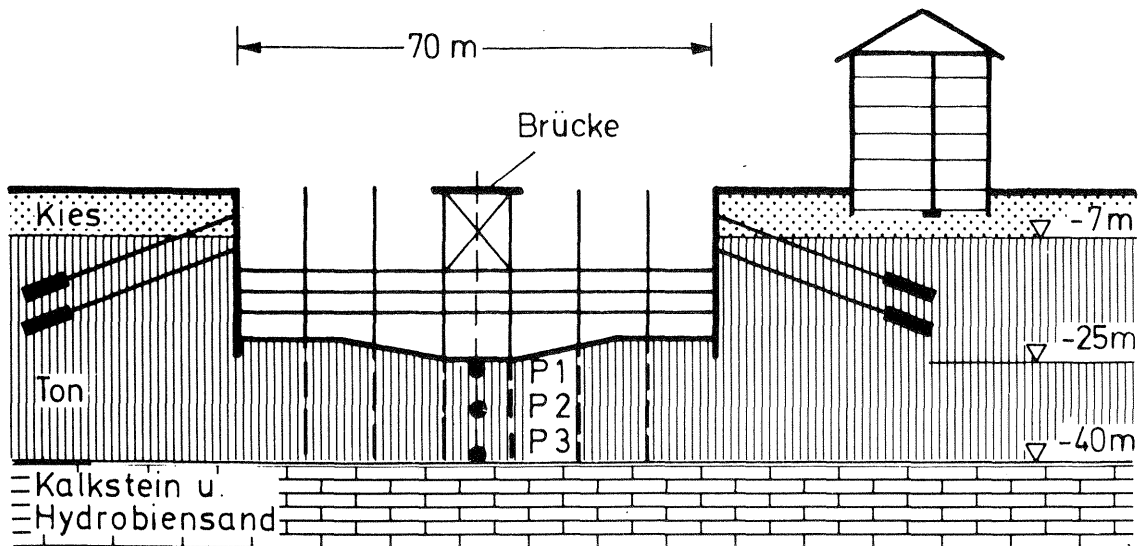


Bild 4: Baugrube BfG

Bodenaufbau und Messpegel

Der Untergrund besteht in den obersten 7 m aus Auffüllung, Sanden und Kiesen. Darunter folgen bis in 40 m Tiefe tertiäre Tone und Tonmergel, die von unterschiedlich dicken, nicht horizontbeständigen, klüftigen, wasserführenden Kalkstein- und Kalksandsteinschichten durchzogen sind. Unter dem Tonhorizont folgt eine mächtige Schichtenfolge aus sehr dicht gelagerten Hydrobiensanden und Kalksteinbänken.

Die Baugrube war oben mit 2 Ankerlagen und darunter mit 3 Steifenlagen gesichert. Die Verankerung über die gesamte Tiefe schied aus, weil in diesem Fall die Bodenverschiebung im Umkreis der Baugrube bei deren Aushub zu groß geworden wäre und diese die benachbarte Bebauung gefährdet hätte. Es wird in diesem Zusammenhang auf unseren in Düsseldorf 1970 gehaltenen Vortrag hingewiesen.

Die Steifenlagen waren in einem Raster von 10 x 10 m angeordnet und wurden an den Kreuzungspunkten von Mittelbohrträgern gestützt. Die Mittelbohrträger waren 40 m lang. Sie wurden unter dem Ton in den Hydrobiensanden gegründet. Über der Mitte der Baugrube waren 3 Baggerstände und eine 10 m breite Baubrücke für den Materialtransport montiert worden. Zur Messung der Bodenverschiebungen unter der Baugrube war ein 3-fach-Extensometer nach dem System Interfels vor Beginn des Baugrubenaushubs eingebaut und später an der Baubrücke befestigt worden. Die Verankerungspunkte der Pegel lagen 26 m, 31,5 m und 39,5 m tief unter der Geländeoberfläche. Die vertikale Verschiebung der Meßpunkte wird als Relativverschiebung zwischen dem Gestänge und dem Pegelkopf an einer Meßuhr gemessen. Der Pegelkopf ist über ein Nivellement an einen Festpunkt angeschlossen, wodurch die Absolutverschiebung der Meßpunkte angegeben werden kann. Zur Ausschaltung der Reibung werden die Meßgestänge in einem Hüllrohr geführt. Die Hüllrohre waren über die gesamte Höhe der Baugrube in einem 16 cm weiten Stahlrohr vor Beschädigungen infolge des Baubetriebes geschützt.

Mit dem Fortschritt des Baugrubenaushubs mußten die Pegel und der Meßkopf einige Male umgebaut werden. Die Relativverschiebung zwischen dem Meßgestänge und dem Pegelkopf kann sehr genau gemessen werden, so daß die Meßgenauigkeit in erster Linie von der Genauigkeit des Anschlußnivelements bestimmt wird.

Im folgenden Bild wird das Ergebnis der Pegelmessung über die Zeit gezeigt (Bild 5) .

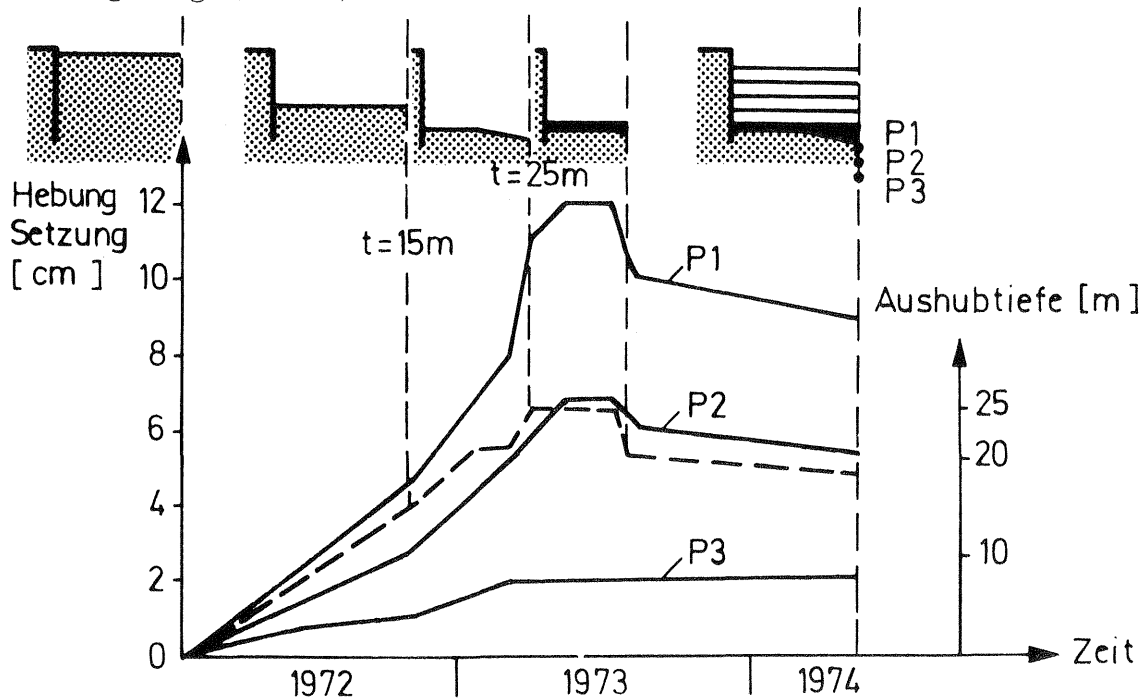


Bild 5: Hochhaus BfG Pegelmessung

Die zugehörigen Bauzustände sind oben im Bild dargestellt. Die linke Vertikalachse gibt den Maßstab für die Hebung der Pegelpunkte an. Die strichierte Linie gibt den Bauablauf an. Die entsprechende Baugrubentiefe kann rechts abgelesen werden. Die Belastung durch das Hochhaus wurde auf den Tiefenmaßstab bezogen.

Mit dem Baugrubenaushub wurde Anfang 1972 begonnen. Die strichierte Linie zeigt, daß der Endaushub mit 25 m Tiefe im Frühjahr 1973 erreicht war. Durch den Einbau der Steifenlagen gab es kurze zeitliche Verzögerungen beim Aushub, die in diesem Maßstab nicht darzustellen sind. Nach dem Baugrubenaushub wurde der Baugrund durch den Hoch-

hausbau wieder belastet. Zunächst wurden die Sauberkeitsschicht aufgebracht und nahezu 4.000 Tonnen Stahl für die Bewehrung der Gründungsplatte eingebaut. Danach wurde die Platte, die in der Mitte 4,8 m und am Rand 1,5 m dick ist, betoniert. Hierdurch ist der Baugrund innerhalb von 10 Tagen mit 15.000 m^3 Beton, das sind etwa 35.000 Mp, belastet worden. Am starken Abfall der strichierten Linie ist die Belastung durch die Platte zu erkennen. Anschließend folgt die Belastung mit dem Hochhausbau. Bisher ist etwa $1/3$ der Gesamtlast aufgebracht worden.

Die mit P1 gekennzeichnete Linie gibt die vertikale Verschiebung des oberen Meßpegels, der 1 m tief unter der Baugrubensohle verankert war, an. Bis 18 m Aushubtiefe hat sich dieser Meßpunkt zunächst gleichlaufend mit dem Bodenaushub etwa 5 cm gehoben. Danach nimmt die Hebung schneller als die Aushubtiefe zu und beim Endaushub wurden 11 cm Hebung gemessen. Nach dem Erreichen des Endaushubs ist die Hebung schnell abgeklungen. Sie hat einen Größtwert von 12 cm erreicht. Das schnelle Abklingen der Hebung ist zum Teil auf die Belastung durch die Sauberkeitsschicht und den Einbau der Bewehrung zurückzuführen. Die Höhenlage des Pegels bleibt jetzt etwa 2 Monate lang unverändert. Mit dem Betonieren der Sohle setzt eine rückläufige Bewegung ein. Der obere Pegel hat sich durch das Betonieren der Gründungsplatte innerhalb von 2 Wochen 2 cm gesetzt. Zur Zeit geht die Setzung nahezu im linearen Verhältnis zur Hochhauslast weiter. Insgesamt hat sich der Pegel seit dem Stillstand der Hebung um 3 cm gesetzt.

Der mittlere, 6,5 m tief unter der Baugrubensohle liegende Meßpunkt hat sich bis zum Endaushub 7 cm gehoben, wobei die Hebung mit zunehmender Aushubtiefe etwas schneller wird. Mit dem Betonieren der Gründungsplatte ist auch hier die Hebung in eine Setzung übergegangen.

Der untere Meßpunkt hat sich insgesamt um 2 cm gehoben. Diese Hebung resultiert aus der Entlastung der Hydrobiensande. Sie folgt unmittelbar dem Aushub. Dieser Pegel hat sich bisher durch die Wiederbelastung noch nicht gesetzt.

Im nächsten Bild soll versucht werden, die Spannungs- und Dehnungswege im Boden während des Aushubs und der folgenden Belastung an Hand des Mohr'schen Spannungskreises anschaulich zu machen. Dazu wollen wir die Spannungen und Dehnungen in einem Bodenelement unter der Baugrubensohle verfolgen (Bild 6).

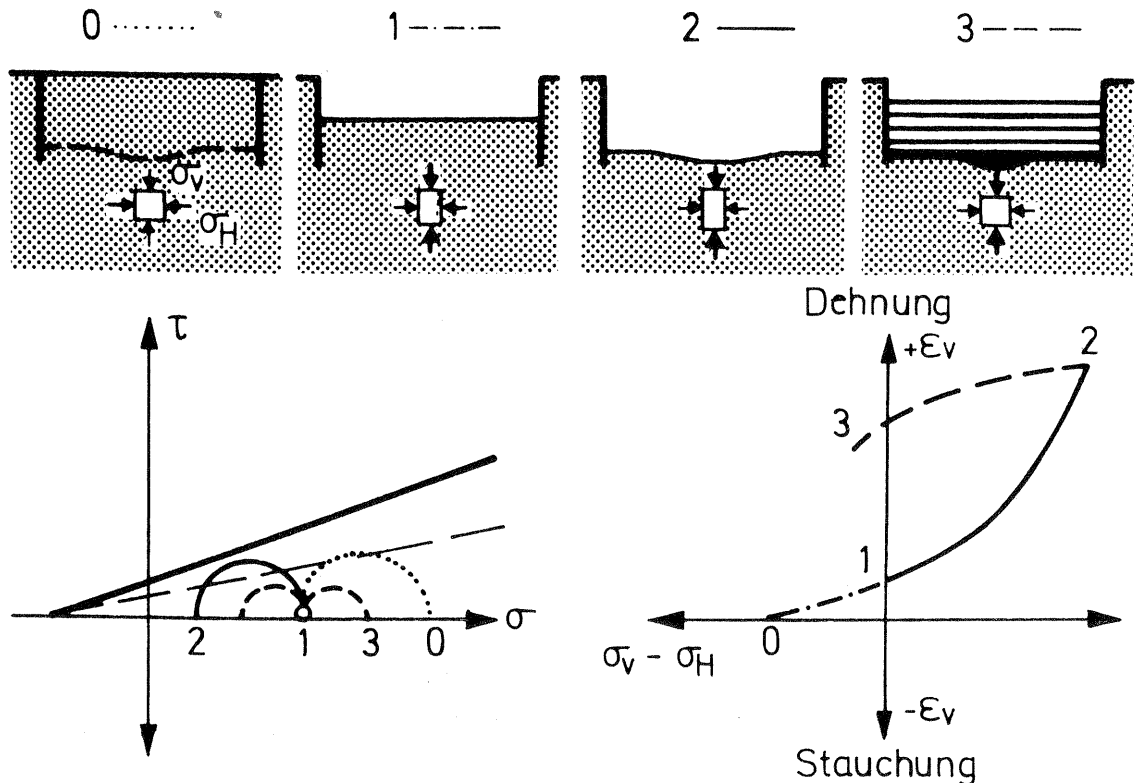


Bild 6: Spannungs-Dehnungsweg im Boden

Im Bild oben sind einige Bauzustände und die Spannungen, die jeweils auf das betrachtete Bodenelement wirken, schematisch dargestellt. Die entsprechenden Spannungszustände sind links unten im Bild in das Mohr'sche Bruchdiagramm eingezeichnet worden. Rechts daneben sind die entsprechenden Spannungs-Dehnungswege aufgetragen. Als Bezugsachse wurde die Differenz zwischen Vertikal- und Horizontalspannung gewählt. In diesem Bild wird der einfachen Darstellung wegen angenommen, daß sich die Horizontalspannung nicht ändert.

Vor Beginn des Bodenaushubs herrscht in dem betrachteten Bodenelement der von der Natur vorgegebenen Spannungs- und Dehnungszustand; das Gewicht des überlagerten Bodens $\sigma_1 = \gamma \cdot h$ und der Seitendruck $\sigma_3 = \lambda_0 \gamma h$. Letzterer hängt von der Beschaffenheit des Bodens

und von der geologischen Vorbelastung ab. Der punktierte Spannungskreis im Mohr'schen Diagramm kennzeichnet den Ausgangszustand (0). Der zugehörige Dehnungszustand ist im Spannungs- Dehnungsweg mit Null bezeichnet. Beim Bodenaushub vermindert sich zunächst die Vertikalspannung, bis sie die gleiche Größe wie die Horizontalspannung erreicht. Beim Übergang zu diesem hydrostatischen Spannungszustand schrumpft der Spannungskreis zum Punkt (1). Gleichzeitig wird die Scherbeanspruchung des Bodens vermindert. Der entsprechende Dehnungsweg ist 0 - 1. Beim folgenden Aushub wird die Vertikalspannung, die jetzt zur kleineren Hauptspannung σ_3 geworden ist, weiter vermindert und wir erkennen am durchgezogenen Spannungskreis (2) im Mohr'schen Diagramm, daß die Scherfestigkeit des Bodens mehr als im Ausgangszustand ausgenutzt wird, sobald die dünn gestrichelte Linie vom Spannungskreis geschnitten wird. Mit der stärkeren Inanspruchnahme der Scherfestigkeit ist eine entsprechende Zunahme der Verformung verbunden. Wir können diese Phase, in der die Scherfestigkeit des Bodens mehr als zu irgend einem früheren Zeitpunkt ausgenutzt wird, als Erstbelastung auffassen. Der entsprechende Spannungs-Dehnungsweg ist 1 - 2. Nach dem Aushub folgt die Belastung durch das Hochhaus. Die Vertikalspannung nimmt zu, bis sie schließlich wieder zur größeren Hauptspannung wird. Solange der entsprechende strichierte Spannungskreis (3) im Mohr'schen Diagramm den Ausgangs-Spannungskreis (0) nicht erreicht hat, können wir diesen Spannungsweg als Wiederbelastung auffassen. Der zugehörige Spannungs-Dehnungsweg ist 2 - 3. Der Spannungs-Dehnungsablauf wird im folgenden kurz als "Spannungsgeschichte" bezeichnet.

Die Zuordnung der Pegelmessung zu dem schematisch dargestellten Spannungsweg bringt das nächste Bild (Bild 7). In diesem Bild sind die gemessenen Pegelverschiebungen auf die Entlastung des Bodens durch den Baugrubenaushub und die nachfolgende Belastung durch das Hochhaus bezogen.

Die Diagramme verlaufen ähnlich wie die zuvor gezeigte Spannungs-Dehnungsbeziehung. Bis zu einer Aushubtiefe von 18 m nimmt die He-

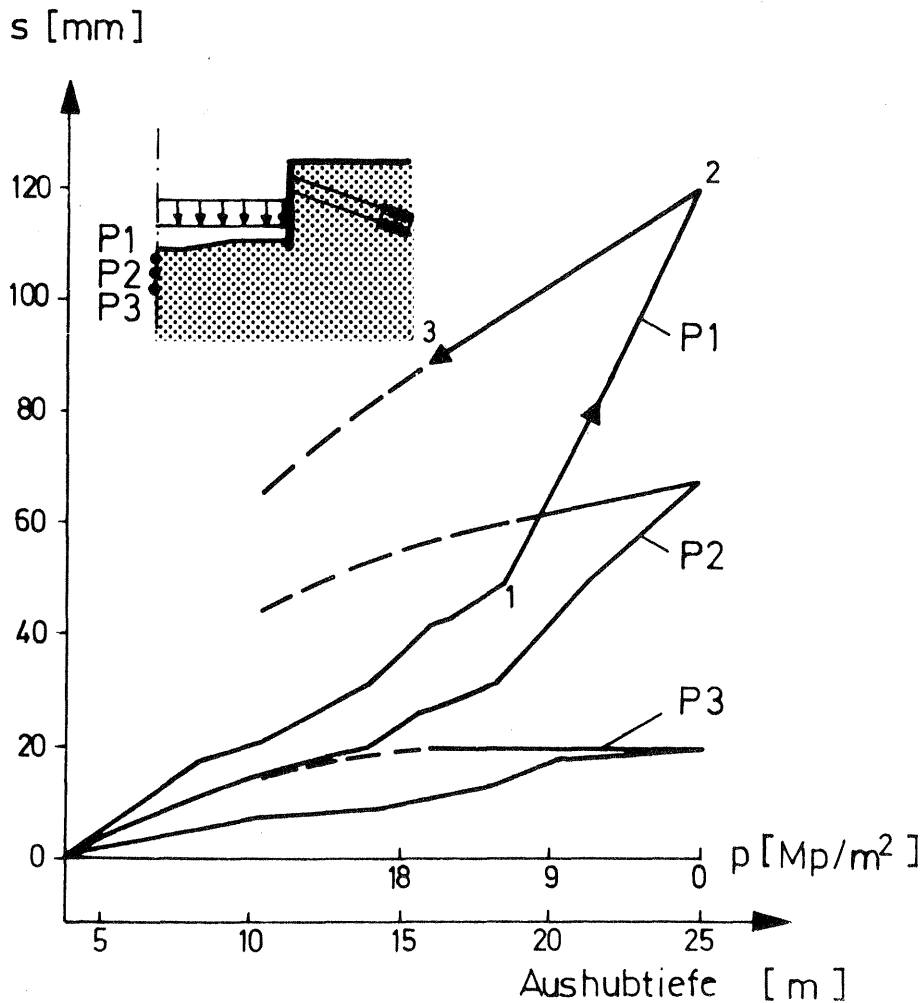


Bild 7: Hochhaus BfG

Last - Hebungs - Setzungs - Diagramm

bung der oberen Pegel P1 und P2 fast linear mit dem Aushub zu. Bis zu dieser Baugrubentiefe wurde die Scherspannung im Boden unter der Baugrubensohle durch den Bodenaushub vermindert. Mit dem weiteren Aushub nimmt die Hebung schneller zu. Der Übergang von der Entlastung zur Belastung durch die Abnahme der kleineren Hauptspannung ist deutlich zu erkennen. Im Gegensatz hierzu hat unter dem tiefsten Pegel P3 kein Wechsel in der Art der Beanspruchung stattgefunden. Dieser Meßpunkt hat sich deshalb bis zum Endaushub gleichmäßig um 2 cm gehoben.

In diesem Zusammenhang sei noch vermerkt, daß die Mittelbohrträger, obwohl von der Baubrücke und den Steifenlagen belastet, 6 cm angehoben wurden. Das ist fast das gleiche Maß wie die Hebung des mittleren

31,5 m tiefen Pegels, obwohl die Mittelbohrträger viel tiefer als dieser reichten. Vom tiefsten Pegel in Höhe des Fußes der Mittelbohrträger wurden in 40 m Tiefe unter Gelände nur 2 cm Hebung angezeigt. Daraus geht hervor, daß die gesamte Last der Mittelbohrträger über den Mantel in den Boden abgetragen worden ist.

Um einen Anhalt über das unterschiedliche Verformungsverhalten des Tons bei der Ent- und Belastung zu erhalten, soll die Änderung der Schichtdicke zwischen 2 Pegeln bezogen auf die Aushubtiefe betrachtet werden. Die obere Tonschicht zwischen den Pegeln P1 und P2 hat sich bei der Belastung (1 - 2) fünfmal mehr als bei der vorangegangenen Entlastung (0 - 1) ausgedehnt. Bei der tieferliegenden Tonschicht zwischen den Pegeln P2 und P3 beträgt das Verhältnis etwa 3. Der Verformungsmodul des Frankfurter Tons ist zwar spannungsabhängig und nicht konstant; für Näherungsberechnungen können wir jedoch aus den Messungen schließen, daß der mittlere Verformungsmodul des Frankfurter Tons bei der Entlastung etwa 3 bis 5 mal größer ist als bei der Belastung. Das gleiche gilt für die Wiederbelastung durch das Hochhaus. Die Last-Setzungskurven (2 - 3) haben fast die gleiche Neigung wie die Last-Hebungskurven (0 - 1). Damit ergibt sich die Möglichkeit aus den gemessenen Hebungen beim Baugrubenaushub die Setzungen für die folgende Belastung durch das Bauwerk zu berechnen.

Aus der Darstellung wird auch ersichtlich, wie sich der Boden in Abhängigkeit von der Spannungsgeschichte bei ein und demselben Ausgangs-Spannungszustand unterschiedlich verformt. Wenn wir nun die Verformung des Bodens infolge des Baugrubenaushubs und unter der nachfolgenden Hochhauslast berechnen wollen, kommt zu dem komplizierten Spannungs-Dehnungsverhalten des Bodens, das es hierbei zu berücksichtigen gilt, erschwerend hinzu, daß sich das statische System durch den Baugrubenaushub, den Einbau und das Vorspannen der Anker und Steifen und durch den folgenden Hochhausbau laufend ändert. Mit der Entwicklung der Finite-Element Methode ist es jedoch möglich ge-

worden, diese Vorgänge und den Bauablauf wirklichkeitsnah zu simulieren. Das unterschiedliche Verformungsverhalten des Bodens bei den verschiedenen Spannungswegen haben wir im Finite-Element Programm mit drei simultan gültigen Spannungs-Dehnungsbeziehungen berücksichtigt. Dazu haben wir am Beispiel des Frankfurter Tons die unterschiedlichen Spannungswege in entsprechenden Dreiaxialversuchen nachgeahmt und aus ihnen die Spannungs-Dehnungsbeziehungen nach einem modifizierten Ansatz von Duncan und Chang gewonnen (Bild 8).

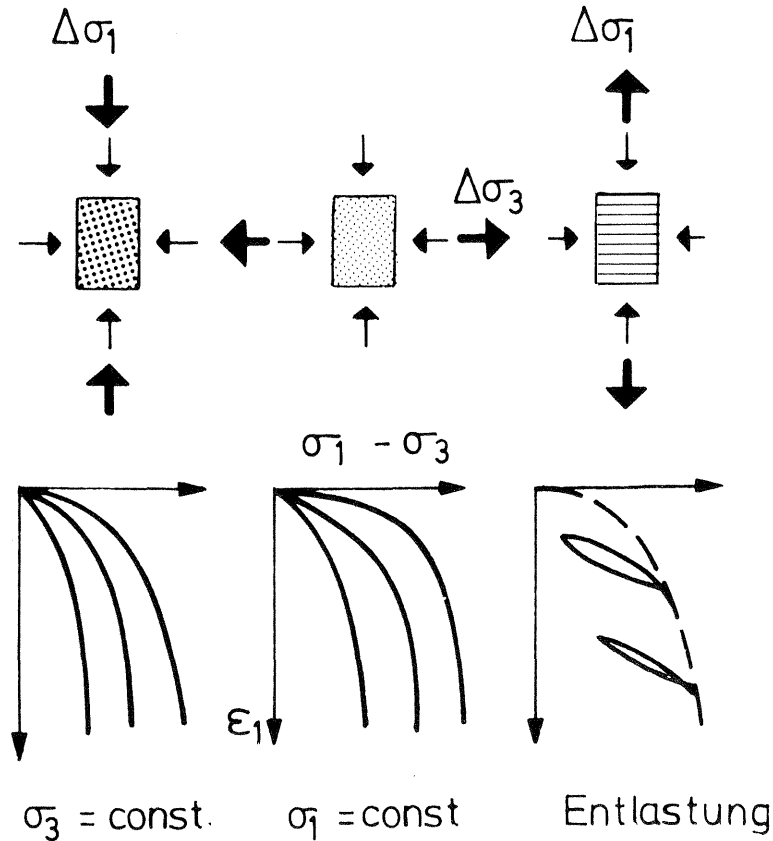


Bild 8: Spannungs-Dehnungsbeziehungen

Die erste Spannungs-Dehnungsbeziehung wurde aus Dreiaxialversuchen mit konstantem Seitendruck σ_3 und zunehmender Vertikalspannung σ_1 erhalten. Die zweite Beziehung wurde aus Versuchen gefunden, bei denen bei konstanter Vertikalspannung der Seitendruck vermindert worden ist. Die Last-Setzungskurven aus diesen Versuchen können in guter Näherung durch Hyperbeln beschrieben werden. Die dritte Spannungs-Dehnungsbeziehung gilt schließlich für Ent- und Wiederbelastungsvorgänge. Sie kann nach den Messungen mit einem konstanten Verformungsmodul beschrieben werden. Das in den einzelnen Elementen anzuwendende Stoffgesetz

ergibt sich aus dem vorausgegangenen Spannungsablauf und der im nächsten Rechenschritt zu erwartenden Spannungsänderung. Spannungsänderungen, durch die der Boden über das bisherige Maß hinaus auf Schub beansprucht wird, werden als Belastung und Spannungsänderungen, durch die die Schubbeanspruchung vermindert wird, als Ent- oder Wiederbelastung aufgefaßt (Bild 9).

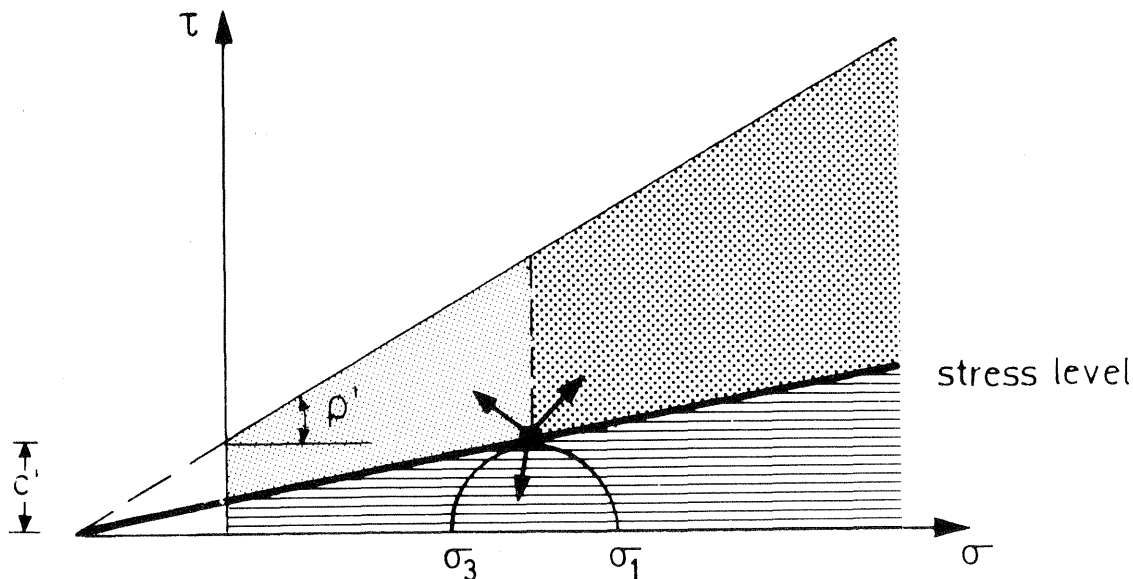


Bild 9: Unterschiedliche Spannungswege

Als Kriterium für die Unterscheidung wurde der stress level gewählt, wobei als stress-level die bisher erreichte steilste Tangente vom Ursprung der Mohr'schen Bruchgeraden an den Spannungskreis verstanden wird. Bei monotoner Belastung wird an der Spannungsänderung des letzten vorangegangenen Lastschrittes geprüft, welches Stoffgesetz jeweils maßgebend ist. Spannungskreise, die im strichtierten Bereich unter dem stress level liegen, werden als Ent- oder Wiederbelastung aufgefaßt. Spannungsänderungen, die dazu führen, daß die Scherfestigkeit mehr als bisher ausgenützt wird, werden als Belastung aufgefaßt. Sofern die Erhöhung der Beanspruchung von σ_1 verursacht wird, wandert der Spannungspunkt in den dick punktierten Bereich, im anderen Fall wandert er in den dünn punktierten Bereich. Nach dem jeweiligen Spannungsweg wurde für jeden Lastschritt an den Versuchskurven die zugehörige Spannungs-Dehnungsbeziehung abgelesen. Mit diesen Spannungs-Dehnungsbeziehungen wurde der Aushub, der Einbau

und die Vorspannung der Anker und Steifen sowie die Belastung durch die Gründungsplatte und das Hochhaus in der Berechnung simuliert, wobei das räumliche Problem vereinfacht als ebenes Verformungsproblem behandelt worden ist. Das folgende Bild zeigt das für die Berechnung verwendete Elementnetz mit den Randbedingungen (Bild 10).

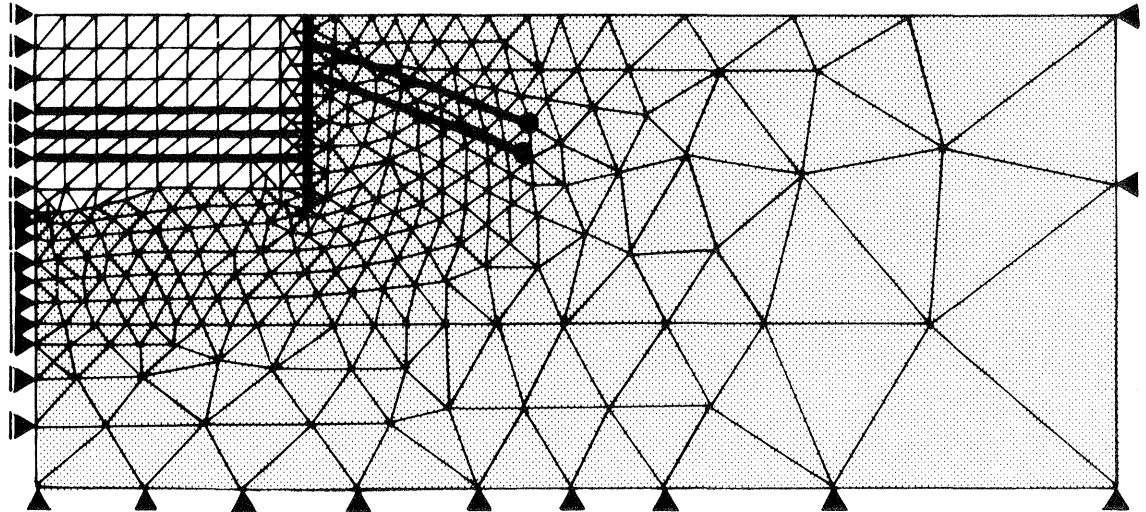


Bild 10: Elementnetz Baugrube Hochhaus BfG

Das Netz besteht aus 606 Elementen und 348 Knoten. Der Bauvorgang wurde in 40 Rechenschritten simuliert und die Struktur dem Bauvorgang automatisch angepaßt. Die Rechenzeit betrug 3 Stunden an der Anlage TR 440, wobei zu bemerken ist, daß die Anlage TR 440 eine leistungsfähige Rechenanlage ist. Es wurde mit Dreieckselementen mit linearem Verschiebungsansatz gerechnet, so daß die Spannungen und Dehnungen in einem Element konstant sind. Diesem einfachen Verschiebungsansatz wurde der Vorzug gegeben, um die jeweils gültigen Spannungs-Dehnungsbeziehungen leichter erkennen und verfolgen zu können. Zum Ausgleich wurde ein entsprechend feines Maschennetz gewählt. Für die überwiegend auf Biegung beanspruchten Baugrubenwände sind diese Elemente weniger geeignet. Für die Wand wurden daher Elemente mit einem quadratischen Verschiebungsansatz verwendet, die sich für biegebeanspruchte Strukturen gut eignen. Die Anker wurden durch einfache Stabelemente mit 2 Knoten ersetzt, mit denen die "freie Ankerlänge" eingehalten und die Ankerkraft im Bereich der Verpreßstrecke

in den Boden eingeleitet werden kann. Für die Steifen wurde der gleiche Element-Typ verwendet.

Im folgenden Bild ist die FE-Berechnung der Pegelmessung gegenübergestellt (Bild 11).

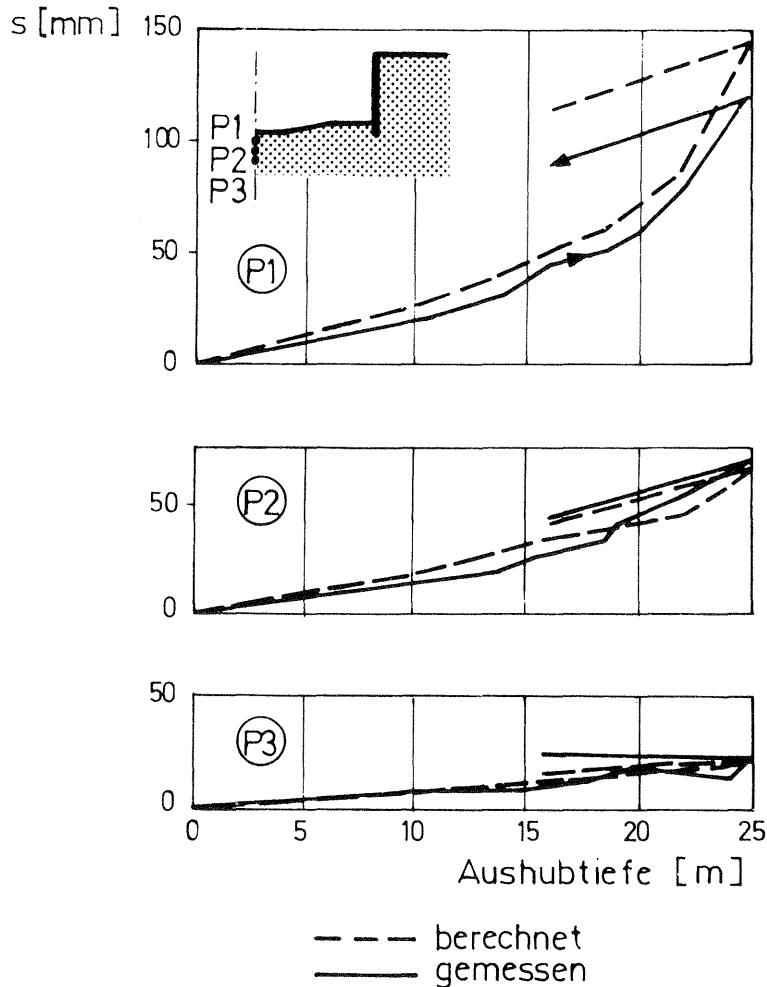


Bild 11: Hochhaus BfG Hebung und Setzung

Die gemessenen Verschiebungen sind mit durchgezogenen und die berechneten Verschiebungen mit strichierten Linien dargestellt. Die Punkte P1 bis P3 kennzeichnen die Lage der Meßpunkte. Die erreichte Übereinstimmung läßt erkennen, daß die Verformung des Bodens beim Aushub einer tiefen Baugrube und unter der nachfolgenden Bauwerkslast hinreichend genau angegeben werden kann, auch wenn die Spannungs-Dehnungsbeziehungen des Bodens aus den üblichen Triaxialversuchen abgeleitet werden. Die zunächst langsa-

me Hebung bestätigt, daß der Boden in dieser Phase unter der Baugrube entlastet wird. Beim weiteren Aushub folgt eine Schubbeanspruchung über den ursprünglichen Zustand hinaus. Mit der Belastung durch das Hochhaus geht die Schubbeanspruchung zurück. Wiederbelastungs- und Entlastungskurve verlaufen wie beim Triaxialversuch in etwa parallel.

An dieser Stelle sei darauf hingewiesen, daß sich auch der tieferliegende Boden noch an der Hebung beteiligt hätte und insgesamt eine größere Hebung aufgetreten wäre, wenn der Ton bis in größere Tiefe gereicht und nicht wie hier 15 m tief unter der Baugrubensohle festgelagerte Hydrobiensande und Kalksteinbänke angestanden hätten.

Messung und Rechnung zeigen ferner, daß wir uns in der Frankfurter Innenstadt mit 25 m Tiefe der zulässigen Aushubtiefe nähern. Sie wird von der Verformung des Bodens unter und im Umkreis der Baugrube bestimmt, wobei auch die Breite und der Verbau der Baugrube zu berücksichtigen sind. Wir wollen die zulässige Aushubtiefe für die Frankfurter Verhältnisse in der nächsten Zeit prüfen.

Mit den folgenden Bildern soll ein Überblick über die Verformung des Bodens beim Baugrubenaushub und der nachfolgenden Belastung durch das Hochhaus gegeben werden.

Zunächst wird das berechnete Verschiebungsfeld beim Endaushub in Form einer Vektordarstellung (Bild 12) und in Form von Linien gleicher Vertikalverschiebung (Bild 13) gezeigt. Man kann deutlich erkennen, wie der Boden in die Baugrube wandert. Unter der Baugrubensohle hebt sich der Boden und neben der Baugrube setzt er sich. Unmittelbar hinter der Baugrubenwand wurde eine geringe Hebung berechnet, während hier eine Setzung gemessen worden ist. Diese Randstörung wird dadurch verursacht, daß wir in der Berechnung einen festen Verbund zwischen dem Boden und der Baugrubenwand annehmen mußten.

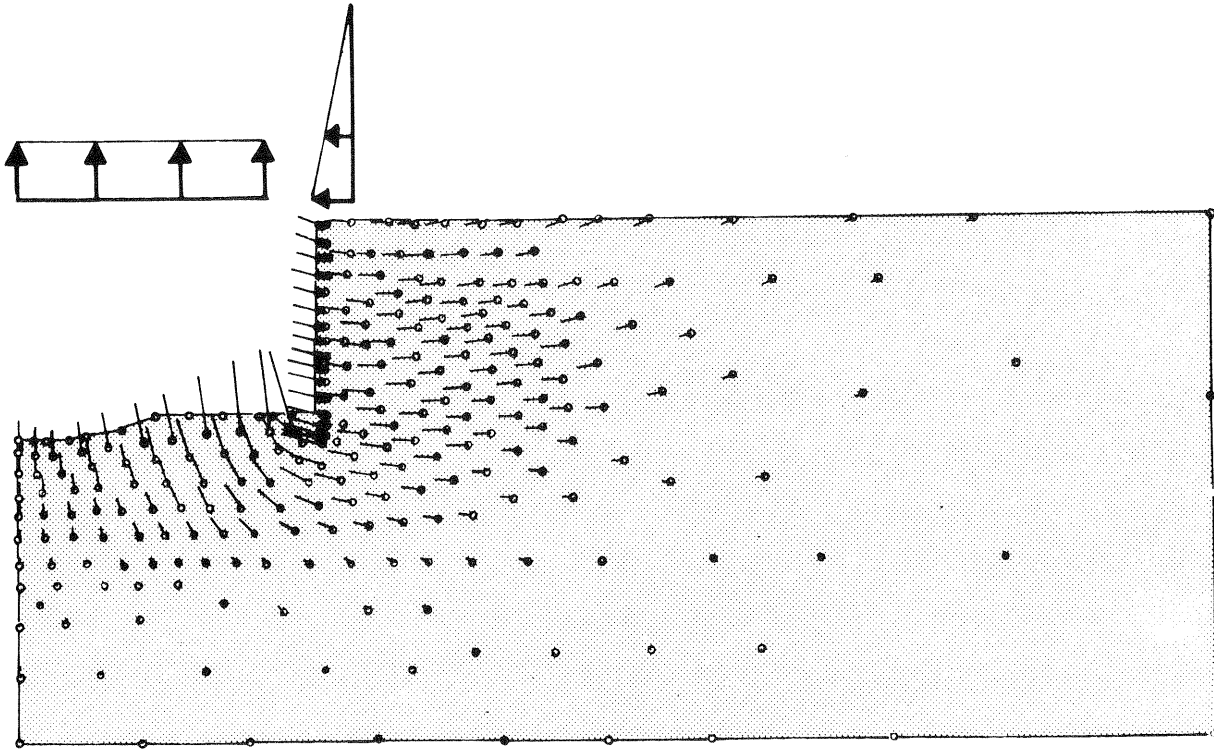
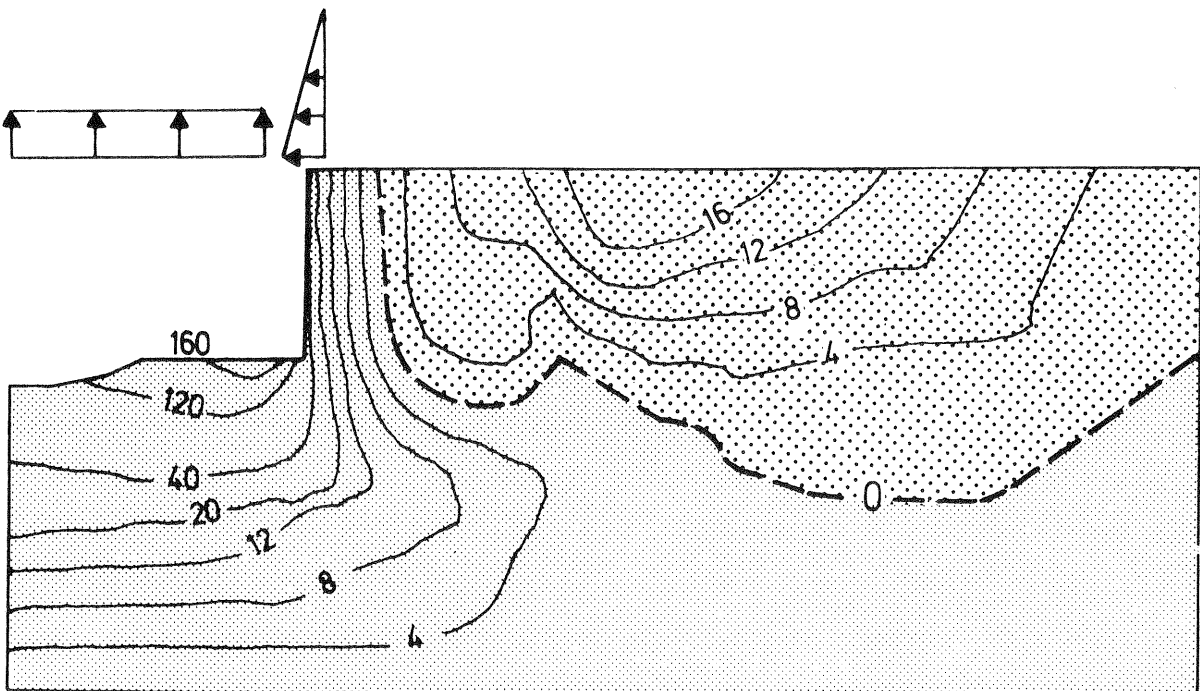
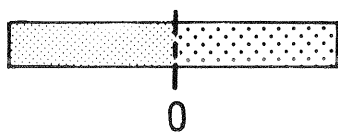


Bild 12: Hochhaus BfG - Verschiebung infolge Baugrubenaushub



[mm] Hebung



Setzung [mm]

Bild 13: Hochhaus BfG - Vertikalverschiebung infolge Baugrubenaushub

Wir sind gerade dabei, ein weiteres Element in unser Finite-Element Programm einzubauen, welches auch Relativverschiebungen zwischen benachbarten Elementen zuläßt, so daß damit auch das Randproblem unmittelbar hinter der Verbauwand, entlang der der Boden abrutschen und ein Setzungssprung entstehen kann, in der Berechnung wirklichkeitsnah erfaßt werden kann.

Mit der Hebung unter der Baugrubensohle ist durch die Querdehnung eine Horizontalverschiebung des Bodens neben der Baugrube verbunden. Durch den Abbau des Ruhedruckes auf den aktiven Erddruck wird die Horizontalverschiebung noch vergrößert. Die Folge der Horizontalverschiebung ist eine Verschiebung der Verbauwand, die sich im vorliegenden Fall nahezu parallel in die Baugrube verschoben hat.

Mit der nachfolgenden Belastung durch das Hochhaus setzt eine Umkehr der Verschiebung ein (Bild 14 und Bild 15). Man erkennt, daß sich hauptsächlich die Bodenschichten unmittelbar unter der Gründungsplatte an der Zusammendrückung beteiligen und sich neben der Platte nur eine kleine Setzungsmulde ausbildet.

Es war Ziel dieses Vortrages, die Verformung des Bodens beim Aushub einer tiefen Baugrube und bei der anschließenden Belastung durch das Hochhaus vorzuführen. Die festgestellte Hebung des Bodens ist auf den Abfall der Vertikalspannung als Folge der Entlastung durch den Aushub zurückzuführen. Die Hebung beschleunigt sich, wenn der Boden durch den Aushub stärker auf Schub beansprucht wird als dies zuvor der Fall war. Dies hängt nicht nur von der Tiefe der Baugrube, sondern auch von der geologischen Vorbelastung des Bodens ab. Die Entlastung infolge des Aushubs verursacht auch eine Horizontal- und Vertikalverschiebung des Bodens im Unkreis der Baugrube. Die bekannt gewordenen Wandverschiebungen, sowie Setzungen und Zerrungen neben der Baugrube sind die Folge. Der mit dem Aushub verbundene Spannungswechsel wirkt sich auch auf die Größe und Verteilung der Setzung unter dem Bauwerk aus, das in der Baugrube errichtet wird. Unsere Untersu-

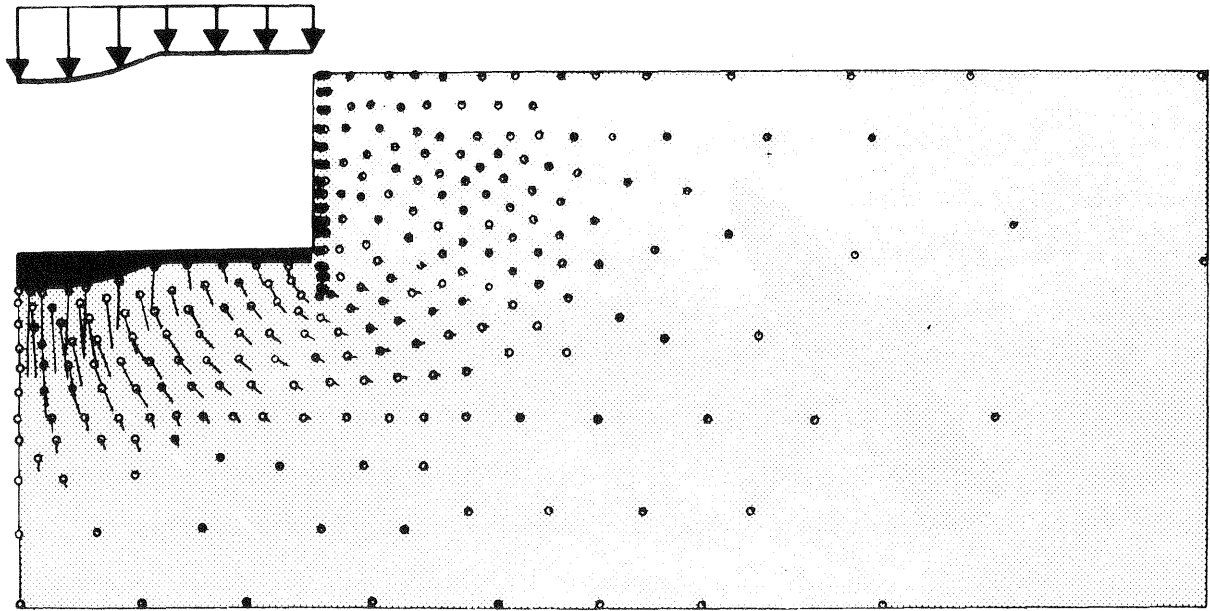


Bild 14: Hochhaus BfG - Verschiebungen infolge Belastung

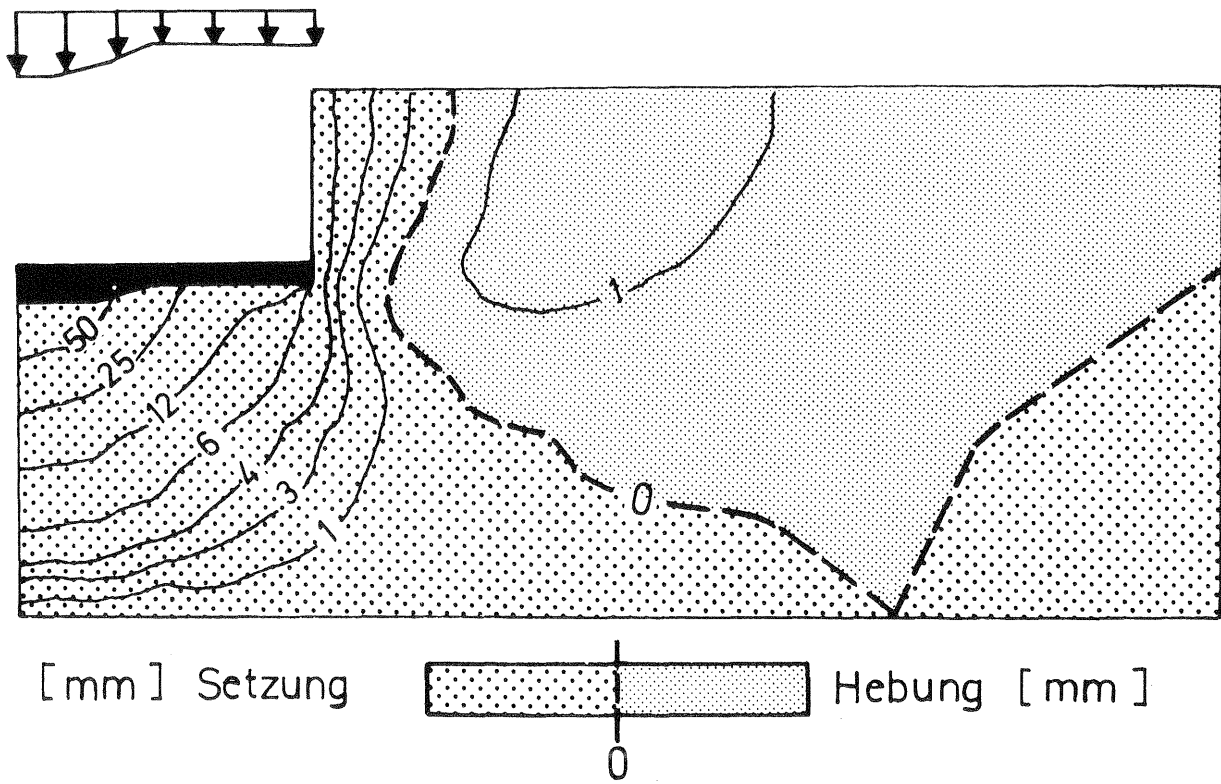


Bild 15: Hochhaus BfG - Vertikalverschiebung infolge Belastung

chungen haben auch bestätigt, daß das Verformungsverhalten des Bodens für die praktischen Bedürfnisse hinreichend genau beschrieben werden kann, wenn die mit den üblichen dreiaxialen Druckversuchen gewonnenen Spannungs- Dehnungsbeziehungen benützt werden. Voraussetzung hierfür ist, daß die Eigengewichtsspannungen und die zu erwartenden Spannungswechsel bei den Versuchen berücksichtigt werden. Schließlich wollten wir mit unserem Bericht zeigen, wie die Finite-Element-Methode im Grundbau eingesetzt und damit zu einem wertvollen Hilfsmittel bei der Verbesserung unserer Modellvorstellungen und Rechenansätze werden kann. Wir verfolgen diesen Weg in unserem Institut weiter und hoffen, damit brauchbare Erkenntnisse für die Praxis erarbeiten zu können. Unsere Untersuchungen wurden von der Deutschen Forschungsgemeinschaft und vom Innenminister des Landes Nordrhein-Westfalen gefördert. Unser Dank gilt auch dem Bauherrn, der die Messungen durch den Einbau der Pegel ermöglicht hat.

Literaturverzeichnis

- 1 Amann , P. und Breth, H.
"Das Setzungsverhalten der Böden nach
Messungen unter einem Frankfurter Hochhaus"
Vorträge der Baugrundtagung 1972 in Stuttgart, S. 179
- 2 Breth, H. und Stroh, D.
"Das Tragverhalten von Injektionsankern in Ton"
Vorträge der Baugrundtagung in Düsseldorf 1970, S. 57
- 3 Duncan, J. M. and Chang, C. Y.
"Nonlinear Analysis of Stress and Strain in Soils"
Journ. ASCE 96 SM 5, 1970, pp 1629 - 1653

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
- Nr. 12 Messungen an einer verankerten Baugrubenwand
Dipl.-Ing. W. Romberg, Dezember 1973
- Nr. 13 Berechnung verankerter Baugruben nach der Finite Element Methode
Dr.-Ing. D. Stroh, Juni 1974
- Nr. 14 Ein Beitrag zur Klärung des Tragverhaltens einfach verankerter Baugru- benwände
Dr.-Ing. Gert-Peter Schmitt, Juli 1974