

Mitteilungen der Versuchsanstalt für Bodenmechanik und Grundbau
der Technischen Hochschule Darmstadt

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

Heft 9

**Der Einfluß von Fundamentlasten
auf die Größe und Verteilung des Erddrucks
auf biegsame, abgesteifte Baugrubenwände**

Sachbearbeiter

Dr.-Ing. H. R. Wanoschek

März 1972

Mitteilungen der Versuchsanstalt für Bodenmechanik und Grundbau
der Technischen Hochschule Darmstadt

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

Heft 9

**Der Einfluß von Fundamentlasten
auf die Größe und Verteilung des Erddrucks
auf biegsame, abgesteifte Baugrubenwände**

Sachbearbeiter

Dr.-Ing. H. R. Wanoschek

März 1972

44131-9-1

Lehrstuhl für
Bodenmechanik und Grundbau
Prof. Dr.-Ing. H. Breth
Technische Hochschule
Darmstadt

Vorwort

Den bisher in Vorschlag gebrachten Bemessungsansätzen haftet gemeinsam der Widerspruch an, daß die Wechselwirkung zwischen Wandbewegung und Erddruck nur beim Eigengewicht des Bodens, nicht aber bei der Hauslast berücksichtigt wird. Tatsächlich erfaßt aber die Wechselwirkung den gesamten Erddruck, gleichgültig, wodurch er im einzelnen erzeugt wird. Wie sich hierbei die Fundamentlasten auswirken, ist weitgehend unbekannt. Mit den nachfolgend beschriebenen Modellversuchen wurde der Versuch unternommen, diese Wechselwirkung aufzuzeigen. Das benutzte Modell war nicht nur der Großausführung ähnlich, auch der Aushub und die Aussteifung der Baugrube wurden beim Modellversuch wirklichkeitsgetreu nachgeahmt. Die Versuche zeigen, daß die Hauslast wohl die Größe des Erddrucks, die Erddruckverteilung jedoch nicht wesentlich verändert. Letztere wird entscheidend vom Aushub- und Aussteifungsvorgang beeinflusst. Der Anteil der Hauslast am Erddruck kann den Versuchen zufolge nach Coulomb ermittelt werden.

Aufbauend auf diese Arbeit haben wir einen Vorschlag für die Ermittlung des Erddrucks infolge von Hauslasten bei Berücksichtigung der festgestellten vielfältigen Einflüsse und Wechselwirkungen ausgearbeitet. Er wird demnächst in der Zeitschrift "Straße, Brücke, Tunnel" zur Diskussion gestellt.

Die Deutsche Forschungsgemeinschaft hat die Untersuchungen durch eine Beihilfe unterstützt.

Darmstadt, im März 1972

H. Breth

Inhaltsverzeichnis

	Seite
1. Einleitung	1
2. Bisherige Untersuchungen	5
3. Aufgabenstellung	8
4. Versuchsanlage	9
4.1 Allgemeine Gesichtspunkte	9
4.1.1 Bauart der Anlage	9
4.1.2 Modellähnlichkeit	11
4.1.3 Verhalten des Versuchsbodens	13
4.2 Eigene Versuchseinrichtung	15
4.2.1 Maße und Lasten	15
4.2.2 Versuchssand	17
4.2.3 Versuchskasten	21
4.2.4 Verminderung der Seitenreibung	24
4.2.5 Modellwand	27
4.2.6 Modellfundament	37
4.2.7 Setzungspegel	37
4.2.8 Kraftaufnehmer	40
4.2.9 Meßgenauigkeit	43
4.2.10 Meßwertregistrierung und Auswertung	44
4.2.11 Versuchsdurchführung	46
5. Versuchsprogramm	48
6. Reproduzierbarkeit	53
7. Ergebnisse	55
7.1 Allgemeines	55
7.2 Setzungsverhalten	56
7.3 Einfluß des Aushubvorgangs auf die Erddruckverteilung	61
7.4 Einfluß der Laststellung	67
7.4.1 Erddruckverteilung	67
7.4.2 Gesamtdrücke	68
7.5 Einfluß der Lastgröße	68
7.6 Überlagerung der Einflüsse zweier Fundamentlasten	69
7.7 Einfluß der Wandsteifigkeit	71
7.8 Einfluß der Steifenvorspannung	76
7.9 Zusammenfassung	78

	Seite
8. Vergleiche	82
8.1 Aktive Erddrücke nach COULOMB	82
8.2 Vergleich mit anderen Modellversuchen	84
9. Vergleichbare Feldmessungen	89
9.1 Messung in Stuttgart	89
9.2 Messung in Frankfurt/M., U-Bahn-Baulos 1/5	89
10. Bemessungsvorschlag	95
11. Zusammenfassung	113
Literaturverzeichnis	115

Bildregister

- 1 Berücksichtigung von Fundamentlasten beim Erddruckansatz auf Baugrubenwände
- 2 Die Auswirkung einer Streifenlast auf den Erddruck bei Aufbringung vor und nach dem Aushubvorgang
- 3 Fehlereinflüsse aus den Seitenwänden des Versuchskastens
- 4 Abmessungen und Lasten
- 5 Einfaches Rahmenschergerät für kleine Normalspannungen
- 6 Kennwerte des Versuchssandes
- 7 Versuchsstand (Foto)
- 8 Seitenansicht (Foto)
- 9 Viskoses Verhalten der Schmiermasse
- 10 Gemessene Erddruckflächen mit und ohne Verwendung der Gleitfolien an den Seitenwänden des Versuchskastens
- 11 Schema der Versuchswand
- 12 Modellwand mit Steifen (Foto)
- 13 Aufbau der Modellwand
- 14 Aufbau der Modellwand, Schnitt A-A
- 15 Aufbau der Modellwand, Schnitt B-B
- 16 Steifenwiderlager
- 17 Steifenwiderlager mit Meßuhren zur Messung der Wandverformung; schräge Draufsicht (Foto)
- 18 Belastetes Modellfundament mit Meßträgern und Setzungspegeln (Foto)
- 19 Kraftaufnehmer
- 20 Charakteristik der Kraftaufnehmer
- 21 Aushubvorgänge

- 22 Versuchsprogramm
- 23 Sonderversuche
- 24 Reproduzierbarkeit
- 25 Veränderung der Steifenkräfte mit dem Aushubfortschritt
- 26 Setzungsverhalten
- 27 Ergebnisse im Endzustand, Serien 1 und 2
- 28 Ergebnisse im Endzustand, Serie 3
- 29 Ergebnisse der Vorbauzustände
- 30 Erddruckverteilung e_h/E_h im Endzustand
- 31 Einfluß der Laststellung a auf den Erddruck E_h
- 32 Einfluß der Wandsteifigkeit
- 33 Biegemomente, Wandverformungen und Setzungen in Abhängigkeit von der Wandsteifigkeit
- 34 Auswirkung einer Steifenvorspannung
- 35 Vergleich von errechneten und gemessenen Gesamtdrücken E_h
- 36 Eigene Zusatzversuche
- 37 Modellversuche von MECCKE
- 38 Modellversuche von LEHMANN und TERZAGHI
- 39 Feldmessung in Stuttgart
- 40 Feldmessung in Frankfurt/M.
- 41 Erddruckansatz: Gesamtdruck E_h
- 42 Erddruckansatz: Erddruckverteilung mit und ohne Fundamentlasten
- 43 Auswirkung der Wandverformung auf die Schnittgrößen
- 44 Vergleich der errechneten Schnittgrößen mit den Meßwerten

- 45 Erddruckverhältnisse in den Vorbauzuständen
- 46 Gemessene Einflußlinien in den Vorbauzuständen
- 47 Erddruckansatz für die Vorbauzustände: Gesamtdruck E_h
- 48 Erddruckansatz für die Vorbauzustände: Erddruckverteilung
- 49 Vergleich der errechneten Schnittgrößen mit den Meßwerten
(Vorbauzustände)

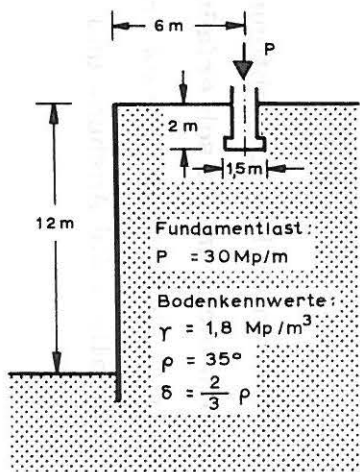
1. Einleitung

Im städtischen Tiefbahnbau befinden sich die Baugruben mehr oder weniger nahe an den Gebäudefundamenten, so daß die Baugrubenwände neben dem reinen Erddruck noch zusätzlich durch den Seitendruck aus den Fundamentlasten belastet werden.

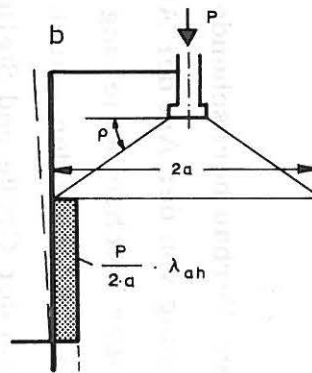
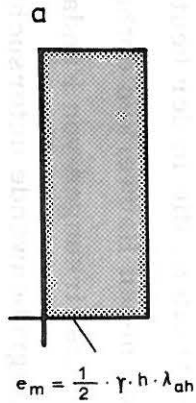
In der heute üblichen Bemessungspraxis ermittelt man den Erddruckanteil infolge Fundamentlasten nach einfachen Ansätzen, die auf theoretischen Überlegungen oder zum Teil auch auf willkürlichen Annahmen beruhen und fügt ihn dem reinen Erddruck hinzu (Bild 1). Diese vereinfachenden Ansätze beruhen auf der Vorstellung, daß die Baugrubenwände völlig starr sind und sich während des Aushubs als Ganzes entweder um den Fußpunkt oder den Kopfpunkt drehen.

Tatsächlich trifft keine dieser Vorstellungen die am Verbau herrschenden Verhältnisse. In Wirklichkeit hängt die Wandbewegung von der Art der Absteifung und vom Aushubvorgang ab und steht in enger Wechselbeziehung zur Erddruckverteilung. Die Erddruckverteilung an Baugrubenwänden - auch neben Gebäudefundamenten - wird deshalb außer von der Größe und Stellung der Fundamentlast auch von den Verformungseigenschaften des Bodens, der Steifenanordnung und dem Aushubvorgang geprägt. Die gebräuchlichen Bemessungsansätze lassen diese Tatsache außer Acht. Ihre widersprüchlichen Ergebnisse veranschaulichen ferner die Unsicherheiten, die in der heute üblichen Bemessung von Baugrubenumschließungen neben Bauwerken enthalten sind. In der vorliegenden Arbeit sollen deshalb Auswirkungen von Fundamentlasten auf die Belastung daneben errichteter Baugrubenwände untersucht werden.

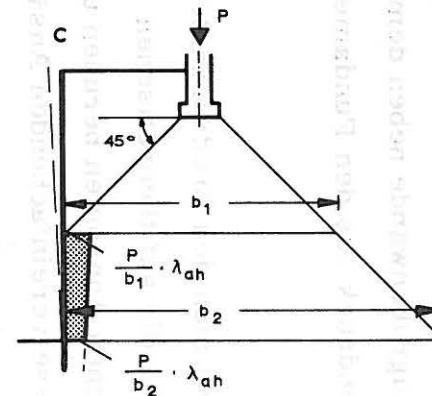
Da die Wechselbeziehung zwischen Verbau und Boden unter Berücksichtigung des Verformungsverhaltens des Bodens derzeit noch nicht analytisch erfaßt werden kann, erfolgen die Untersuchungen in einer Modellanlage, die es erlaubt, neben den Abmessungen und Belastungen vor allem die Aushub- und



Querschnitt

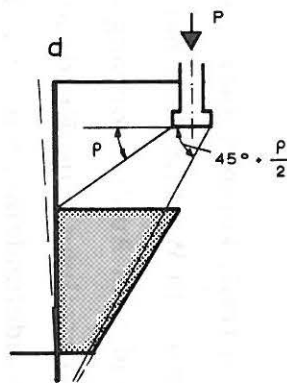


vereinfachter Ansatz [49]

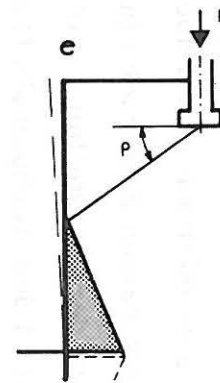


vereinfachter Ansatz [49]

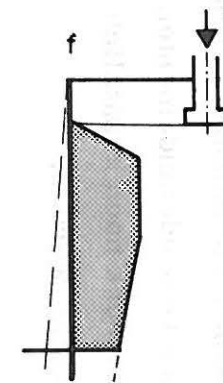
a — aktiver Erddruck (umgelagert)
 b - f — zusätzlicher Erddruckanteil aus Fundamentlast



vereinfachter Ansatz [42]



Ansatz nach Jenne [19]



Ansatz nach Lehmann [25]

Bild 1: Berücksichtigung von Fundamentlasten beim Erddruckansatz auf Baugrubenwände (maßstäblich)

Absteifungsvorgänge der Praxis an einer Modellwand wirklichkeitsgetreu nachzuahmen, so daß die erhaltenen Ergebnisse wiederum in die Wirklichkeit übertragbar sind. Die Fundamentlast ist dabei bereits beim Aushubbeginn vorhanden, so daß sie, ebenso wie in der Wirklichkeit, während des Aushubs in die Wechselwirkung zwischen Aushubvorgang und Erddruckverteilung einbezogen ist.

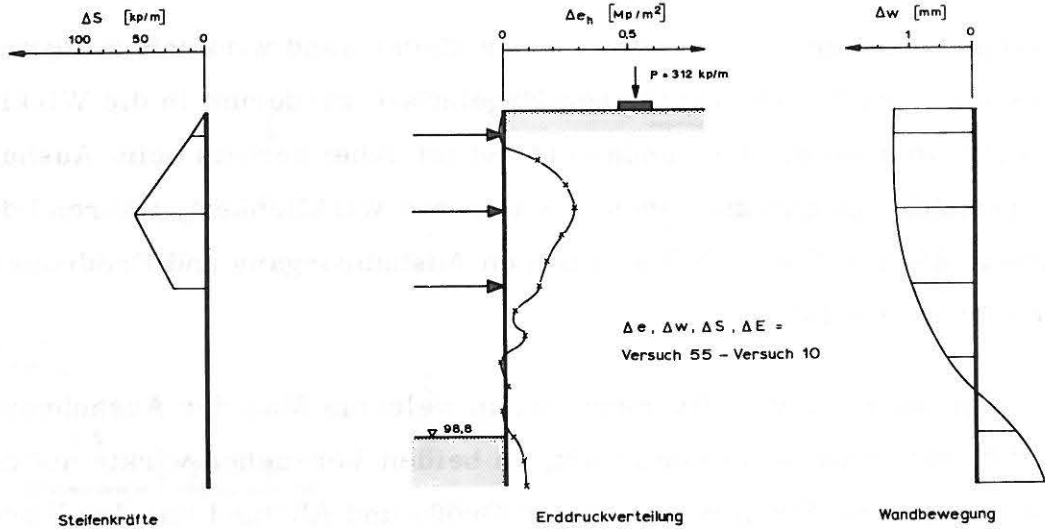
Bild 2 zeigt an zwei Modellversuchen, in welchem Maß der Aushubvorgang die Erddruckverhältnisse beeinflußt. In beiden Versuchen wirkte auf der Erdoberfläche eine Streifenlast, deren Größe und Abstand von der Wand in beiden Fällen gleich waren.

Im ersten Fall war die Streifenlast - ebenso wie die Gebäudelast in der Wirklichkeit - bereits vor dem Aushubbeginn vorhanden. Ihre Auswirkungen auf den Erddruck gehen aus einem Vergleich mit einem ohne Last ausgeführten Versuch hervor. Im zweiten Fall wurde die Last erst nach beendetem Aushubvorgang aufgebracht, wobei ihre Auswirkung als Erddruckzuwachs direkt gemessen wurde.

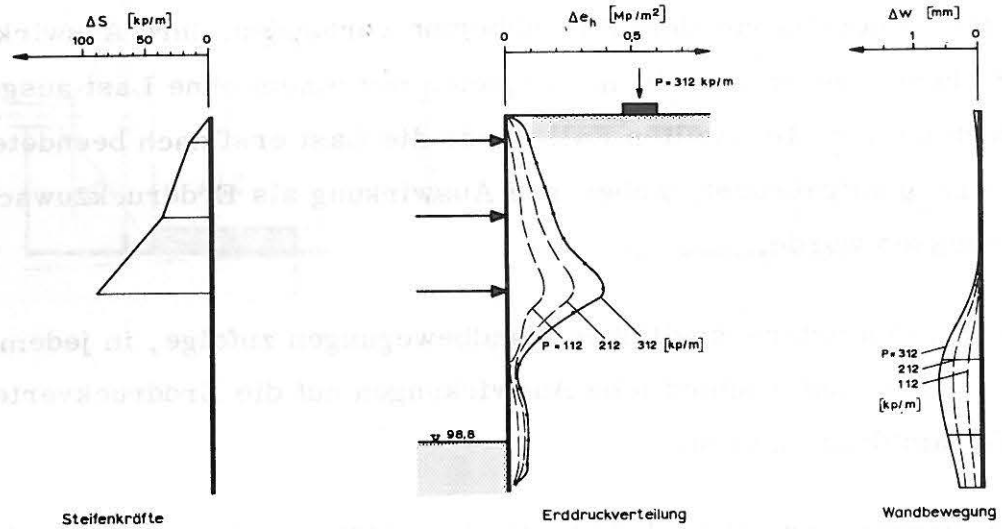
Die Last hat, den unterschiedlichen Wandbewegungen zufolge, in jedem der beiden Fälle ganz unterschiedliche Auswirkungen auf die Erddruckverteilung und den Gesamtdruck gehabt.

Die Gegenüberstellung zeigt, daß bei der Durchführung derartiger Modellversuche, deren Ergebnisse auf die Wirklichkeit übertragbar sein sollen, der Aushubvorgang erfaßt werden muß. Sein Einfluß auf den Erddruck wird in der vorliegenden Arbeit - jeweils mit und ohne Fundamentlasten - gesondert untersucht.

Das Ziel dieser Arbeit ist es, an Hand der Versuchsergebnisse einen Erddruckansatz für Baugrubenwände zu entwickeln, der die Wirkung neben der Baugrubenwand angreifender Fundamentlasten erfaßt und die Voraussetzungen für seine Anwendbarkeit zu untersuchen.



Versuch 55: Lastaufbringung vor dem Aushubbeginn



Versuch 53: Lastaufbringung nach beendetem Aushub

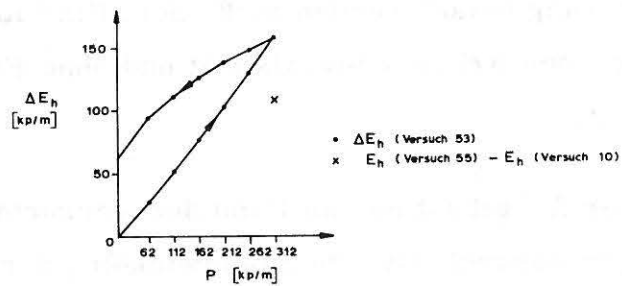


Bild 2: Die Auswirkung einer Streifenlast auf den Erddruck bei Aufbringung vor und nach dem Aushubvorgang

2. Bisherige Untersuchungen

Bisher bekannte theoretische Arbeiten, die sich mit Baugrubenwänden befassen, beschränken sich auf die Erfassung des reinen Erddruckes aus dem Eigengewicht des Bodens, ohne daß der Einfluß begrenzter Auflasten untersucht würde:

GRASSHOFF (1962) versucht, Erddruckverhältnisse und Beanspruchung einer unverankerten biegsamen Spundwand analog dem Steifezifferverfahren von OHDE (1942) zu bestimmen und unterstellt dabei dem Boden ein ideal elastisches Verhalten.

TURABI/BALLA (1968) untersuchen die einfach verankerte biegsame Wand, wobei sie dem Boden bei sonst ideal elastischem Verhalten eine mit der Tiefe linear ansteigende Federsteifigkeit zu Grunde legen.

HALIBURTON (1968) behandelt die mehrfach gestützte biegsame Wand. Er legt dem Boden ein unstetiges, elastisch-plastisches Verformungsverhalten zu Grunde und erhält das Endergebnis durch Iteration; er erfaßt aber auch damit weder das Stoffgesetz des Bodens noch die wechselnden Verformungszustände des Verbaus, dessen statisches System sich mit fortschreitendem Aushub verändert.

Wegen der Schwierigkeiten, die einer exakten theoretischen Behandlung des Erddruckes auf abgestützte, biegsame Wände entgegenstehen, sind schon frühzeitig Steifenkraftmessungen (SPILKER, 1937; KLENNER, 1941) ausgeführt worden, die durch neuere und genauere Messungen an biegsamen Baugrubenwänden (HEEB/BONZ/SCHURR/HENKE/MÜLLER, 1966; BRISKE/PIRLET, 1968) und Modellwänden (ROWE, 1952; ROWE/BRIGGS, 1961 bzw. BRIGGS, 1960; LAZEBNIK/CERNYSEVA, 1966) ergänzt worden sind. Diese empirischen Untersuchungen haben zwar die Grundlagen für die derzeitige Bemessungspraxis geliefert, sie sind aber auf den Fall des reinen Erddruckes beschränkt geblieben, während die Wirkung von Streifenlasten auf den Erddruck bisher nur unzulänglich untersucht worden ist:

Als erster hat MÜLLER-BRESLAU (1906) eine Streifenlast auf die Sandoberfläche neben einer starren, annähernd unnachgiebigen gelagerten Modellstützwand aufgebracht und die dabei eintretende Änderung des Gesamterddruckes gemessen.

GERBER (1929) hat die Beeinflussung der Erddruckverteilung an einer starren, unbeweglichen Modellwand infolge einer auf der Oberfläche der Sandhinterfüllung aufgetragenen Streifenlast mit Hilfe von Erddruckdosen direkt gemessen.

SPANGLER (1938) hat im wesentlichen gleichartige Messungen mit größeren Abmessungen durchgeführt.

Bei den Modellversuchen von VERDEYEN/ROISIN (1965) wurde zwar an Stelle der starren Modellwände eine einfach verankerte, biegsame Modellwand verwendet, jedoch die Streifenlast erst nach der Simulierung des Aushubvorganges auf der Sandoberfläche hinter der Wand aufgebracht. Ihre Ergebnisse zeigen lediglich den Einfluß einer nachträglich aufgetragenen Last auf und können, ebenso wie die der drei zuvor genannten Messungen nicht auf Baugrubenwände neben bestehenden Gebäuden übertragen werden.

Um den Einfluß von Fundamentlasten zu untersuchen, hat erstmals LEHMANN (1942) Modellversuche mit einer starren, um den Kopfpunkt gekippten Wand durchgeführt. Er unterschied bereits zwischen der Wirkung solcher Lasten, die vor der Wandkipfung - die den Aushub nachahmen sollte - vorhanden waren und solcher, die erst nachträglich, nach erfolgter Wandbewegung aufgebracht wurden. Die Bewegungsverhältnisse in seiner Versuchsanordnung entsprechen aber nach unseren heutigen Erkenntnissen nicht den Verformungsbedingungen an biegsamen Wänden.

Eine Feldmessung der letzten Jahre (BRETH/WANOSCHEK, 1969) läßt darauf schließen, daß auch bei der Einwirkung von Fundamentlasten Aushub und Absteifung einen entscheidenden Einfluß auf die entstehende Erddruckverteilung haben dürften. Es sind aber bisher keine systematischen Untersuchungen

gen an Modellen oder Baugrubenwänden bekannt, die mit dem Aushubvorgang neben bestehenden Gebäuden in Zusammenhang gebracht werden könnten und einen Schluß auf die tatsächliche Belastung von Baugrubenwänden sowie die dafür ausschlaggebenden Faktoren gestatteten.

3. Aufgabenstellung

Es sollen Modellversuche durchgeführt werden mit dem Ziel, die Wirkung von Fundamentlasten auf die Größe und Verteilung des Erddrucks aufzuzeigen.

Die Fundamentlasten werden dabei bereits vor dem Aushubbeginn aufgebracht. Ihre Wirkung erhält man aus einem Vergleich mit den Ergebnissen gleichartiger, ohne Fundamentlasten durchgeführter Versuche.

Von den vielen Einzelfaktoren, die die Erddruck- und Verformungsverhältnisse an der Baugrubenwand beeinflussen können, kann sich die vorliegende Arbeit nur mit den bedeutsamsten befassen:

Im einzelnen soll untersucht werden, welchen Einfluß die Fundamentbelastung und der Fundamentabstand von der Wand, sowie der Aushub- und Absteifungsvorgang auf die Erddruckgröße und -verteilung haben.

Weiterhin soll noch überprüft werden, wie sich eine Erhöhung der Wandsteifigkeit und die Vorspannung der Steifen auswirken.

In den Versuchen werden außer den Erddrücken und Steifenkräften auch die Wandverformungen und die Fundament- und Oberflächensetzungen gemessen, so daß die Veränderungen der Erddruck- und Verformungsverhältnisse im Verlauf des Aushubvorgangs beobachtet werden können.

Neben einem maßstabgerechten Aufbau der Modellwand ist es deshalb erforderlich, daß die Versuchsanlage die wirklichkeitsgetreue Nachahmung von Aushub- und Absteifungsvorgängen im Modell ermöglicht.

An Hand der Versuchsergebnisse sollen die einzelnen Zusammenhänge am System der Modellwand aufgezeigt und in einem Bemessungsvorschlag zusammengefaßt werden.

4. Versuchsanlage

4.1 Allgemeine Gesichtspunkte

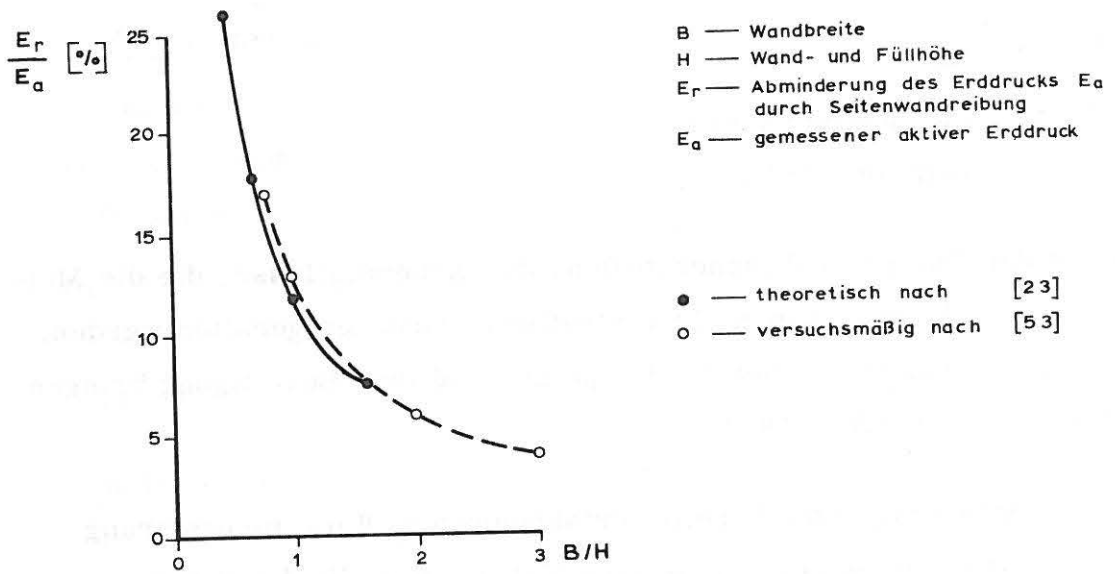
4.1.1 Bauart der Anlage

Die Bauart der Anlage muß sicherstellen, daß Nebeneinflüsse, die die Meßergebnisse verfälschen können, in vertretbaren Grenzen gehalten werden. Eine Diskussion von möglichen Fehlerquellen und ihre Beseitigung bringen LAZEBNIK/CERNYSEVA (1968).

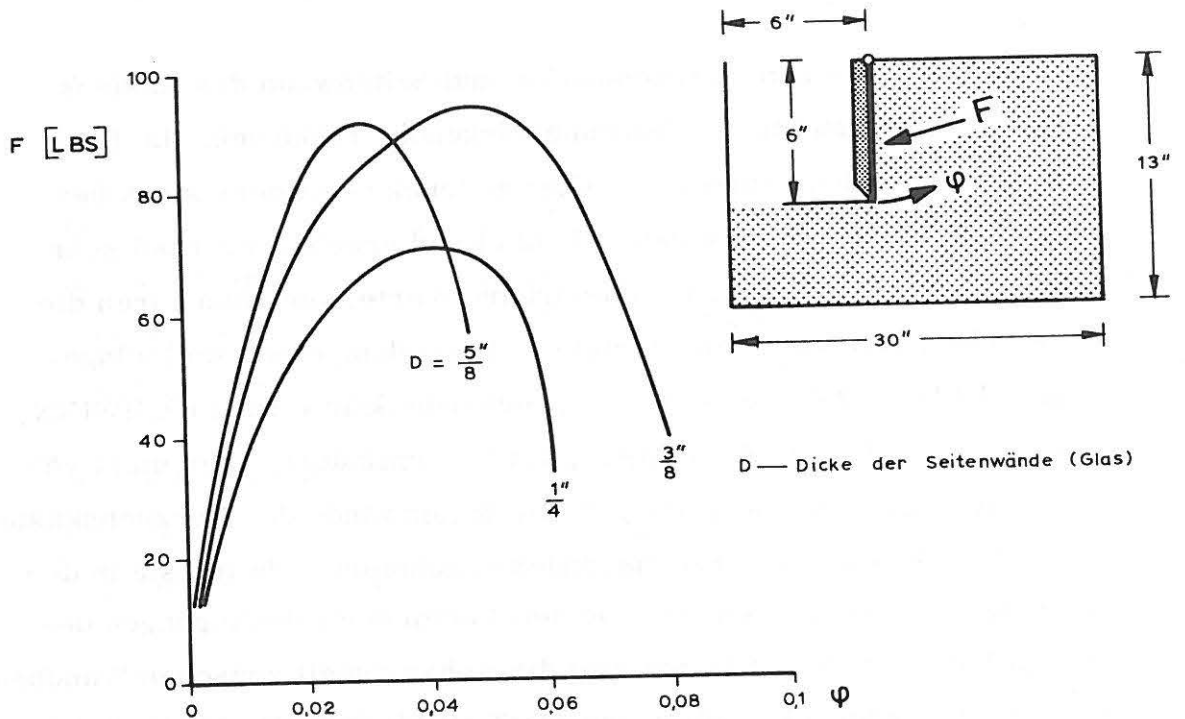
Die größten Schwierigkeiten bereitet erfahrungsgemäß die Realisierung des ebenen Falles im Modell. Im ebenen Fall müssen die Schubspannungen in den Längsebenen der Versuchsanlage und die Verformungen des Sandbodens in Querrichtung gleich Null sein. Tatsächlich können diese Forderungen durch die Bauweise des Versuchskastens, der die eigentliche Modellwand aufnimmt, nicht restlos erfüllt werden:

Die Reibung zwischen Versuchsboden und Seitenwand des Kastens vermindert den auf die Modellwand wirkenden Erddruck. Ihr Einfluß verfälscht den gemessenen Gesamtdruck besonders stark bei schmalen, hohen Modellwänden (Bild 3) und erreicht erst bei sehr großen Kastenbreiten vernachlässigbare Werte. Sie kann durch die Verwendung von poliertem Hartglas, Anwendung einer Rollenlagerung (FELD, 1923) oder eine entsprechende Schmierung (SCHWINN, 1967; POLSCHIN / DJANARDAN, 1963) vermindert, aber nicht völlig ausgeschaltet werden. Da sich die Seitenwände des Versuchskastens unter dem Druck des Versuchssandes durchbiegen, leiten sie in den Boden Querverzerrungen ein, die den Verformungsbedingungen des ebenen Falles widersprechen und die Abhängigkeit zwischen Wandbewegung und Erddruck verfälschen (ARTHUR/ROSCOE, 1965), (Bild 3).

Beide Fehlereinflüsse lassen sich durch die Verwendung möglichst breiter Modelle, eventuell in Verbindung mit einer geeigneten Schmierung der seitlichen Kastenwände, sowie durch eine möglichst starre Ausführung der Sei-



Veränderung des gemessenen Gesamtdrucks auf eine Modellwand in Abhängigkeit von der relativen Modellbreite



Einfluß der Seitenwandsteifigkeit auf den Kraft - Weg - Verlauf im zweidimensionalen Modell nach [2]

Bild 3: Fehlereinflüsse aus den Seitenwänden des Versuchskastens

tenwände des Versuchskastens verringern.

Häufig wird versucht, den Einfluß der Seitenreibung dadurch auszuschalten, daß die Erddruckverteilung in Wandmitte mit Erddruckdosen gemessen wird. Die so erhaltenen Erddruckflächen sind indessen nicht frei von Fehlern, da der auf den jeweiligen Geber wirkende Erddruck von der örtlichen Beschaffenheit des umgebenden Versuchsbodens beeinflusst wird. Deshalb sind in den "punktweisen" Meßergebnissen von Erddruckdosen immer die zufallsbedingten örtlichen Ungleichmäßigkeiten des Versuchsbodens enthalten, die die Genauigkeit und Reproduzierbarkeit derartiger Messungen beeinträchtigen. Hinzu kommt als weitere Unsicherheit, daß die Eichkurven von Erddruckdosen nicht linear verlaufen und erhebliche Hysteresis-Schleifen aufweisen können (vgl. hierzu BRIGGS, 1960).

Wegen der Nachteile von Erddruckdosen wird in der vorliegenden Arbeit zur direkten Erddruckmessung die Wand ähnlich wie bei LEHMANN (1942, 1943) in waagerechte Lamellen unterteilt, deren jeweilige Erddruckbelastung mit besonderen Kraftaufnehmern gemessen wird. Die Kraftaufnehmer sind hierbei so steif, daß ihre Verformungen im Verhältnis zu der Wandverformung minimal bleiben.

4. 1. 2 Modellähnlichkeit

Der Zustand am Modell ("M") ist dem Zustand in der Natur ("N") ähnlich, wenn sich die Spannungen (σ) und die Verschiebungen (s) im gleichen Verhältnis verändern wie die geometrischen Abmessungen (L) (OBERTI, 1959).

Führt man als Maßstabsfaktoren

$$\lambda_L = \frac{L_N}{L_M} \quad 1) \quad \text{für die Abmessungen,}$$

$$\lambda_\sigma = \frac{\sigma_N}{\sigma_M} \quad \text{für die Spannungen und}$$

$$\lambda_s = \frac{s_N}{s_M} \quad \text{für die Verschiebungen}$$

ein, so muß bei vollkommener Ähnlichkeit

$$\lambda_L = \lambda_\sigma = \lambda_s \quad \text{sein.}$$

Die Spannungs- oder Erddruckähnlichkeit ($\lambda_\sigma = \lambda_L$) ist bei Erddruckproblemen nur dann gegeben, wenn die Raumgewichte in der Natur und im Modell gleich sind ($\gamma_N = \gamma_M$). Andernfalls ist das Spannungsverhältnis - und ebenso das Erddruckverhältnis' - zwischen Natur und Modell

$$\lambda_\sigma = \lambda_L \frac{\gamma_N}{\gamma_M} .$$

Die Verhältnisse der Schnittgrößen - jeweils auf 1 m Wandbreite bezogen - lassen sich aus den soeben angegebenen Beziehungen herleiten:

Für die Kräfte P (Steifenkräfte, Querkräfte, Streifenlasten in Mp/m) gilt

$$\lambda_P = \frac{P_N}{P_M} = \frac{\gamma_N}{\gamma_M} \cdot \lambda_L^2 .$$

Einer in der Natur vorhandenen Streifenlast P_N entspricht demnach im Modell eine Streifenlast P_M von der Größe

$$P_M \text{ [Mp/m]} = P_N \text{ [Mp/m]} \frac{1}{\lambda_L^2} \frac{\gamma_M}{\gamma_N} ,$$

1) N = Natur ; M = Modell

einer im Modell gemessenen Steifenkraft S_M dagegen am Prototyp ein Wert von

$$S_N \text{ [Mp/m]} = S_M \text{ [Mp/m]} \cdot \lambda_L^2 \cdot \frac{\gamma_N}{\gamma_M} .$$

Für die Biegemomente - in Mp m/m - gilt

$$\lambda_M = \frac{M_N}{M_M} = \frac{\gamma_N}{\gamma_M} \cdot \lambda_L^3 .$$

Die Verformungsähnlichkeit ($\lambda_s = \lambda_L$) ist nach ROWE (1952) dann erfüllt, wenn an Prototyp und Modell das Verhältnis H^4/EJ gleich ist, was sich aus den obigen Beziehungen ebenfalls leicht ableiten läßt. Die Biegesteifigkeit der Modellwand errechnet sich somit zu

$$(EJ)_M \text{ [Mp m}^2\text{/m]} = (EJ)_N \text{ [Mp m}^2\text{/m]} \frac{1}{\lambda_L^4} .$$

Da man im allgemeinen sowohl im Modell als auch in der Natur Stahlwände verwendet, muß

$$J_M \text{ [m}^4\text{/m]} = J_N \text{ [m}^4\text{/m]} \frac{1}{\lambda_L^4}$$

sein.

Diese Beziehung gilt wiederum nur für den Fall, daß die Raumgewichte in der Natur und im Modell gleich sind. Andernfalls ergibt sich das Trägheitsmoment im Modell zu

$$J_M \text{ [m}^4\text{/m]} = J_N \text{ [m}^4\text{/m]} \frac{1}{\lambda_L^4} \frac{\gamma_M}{\gamma_N} .$$

4.1.3 Verhalten des Versuchsbodens

Die bisher angegebenen Ähnlichkeitsbedingungen betreffen nur die Modellwand und sind leicht zu erfüllen. Die Verformungsähnlichkeit zwischen Modell und Prototyp ist aber damit allein keineswegs sichergestellt, da als Versuchsboden meist natürlicher Sand verwendet wird, der von den strengen Ähnlichkeitsbedingungen mehr oder weniger stark abweicht. Das strenge Ähn-

lichkeitsgesetz verlangt - für ideal elastischen Boden -, wie aus der Bedingung

$$s_M = s_N \cdot \frac{1}{\lambda_L}$$

und den einfachen Beziehungen

$$s_N \sim \frac{s_N}{E_N} \cdot L_N = \frac{\gamma_N}{E_N} \cdot L_N^2 ;$$

$$s_M \sim \frac{s_M}{E_M} \cdot L_M = \frac{\gamma_M}{E_M} \cdot L_M^2 ;$$

$$E_N/E_M = \lambda_E = \lambda_L \cdot \frac{\gamma_N}{\gamma_M} = \lambda_\sigma$$

hervorgeht, daß sein E-Modul im Modell im gleichen Verhältnis abgemindert wird wie die Spannungen. Der - in Wirklichkeit nicht konstante - Verformungsmodul des Bodens müßte demnach bei gleichem Raumgewicht in Natur und Modell im selben Maße wie die Abmessungen des Modells abgemindert werden können.

ROWE (1955) hat hingegen gezeigt, daß sich natürlicher Sand bei derselben Lagerungsdichte unter kleineren Spannungen nicht weicher, sondern steifer verhält, weshalb sich im quasi-elastischen Zustand die Verformungen der Wirklichkeit aus den Ergebnissen von Modellversuchen nicht zahlenmäßig ableiten lassen. Diesem Mangel kann man jedoch durch Wahl einer anderen Lagerungsdichte im Modell begegnen: Da sich die Verformbarkeit des Bodens stark mit der Lagerungsdichte ändert - lockere Lagerung kann unverhältnismäßig große Verformungen verursachen -, kann man durch Einbau des Versuchssandes mit einer kleineren Lagerungsdichte erreichen, daß die Verformungen des Modells zumindest größenordnungsmäßig auf die Wirklichkeit übertragen werden können.

Bei der Untersuchung von Bruchzuständen im Modell, in denen die Spannungen und Kräfte vom Reibungswinkel des Bodens abhängen, ist zu beach-

ten, daß der innere Reibungswinkel bei kleinen Spannungen mehr oder weniger stark anwächst und deshalb bei gleicher Lagerungsdichte im Modell größer ist als in der Natur. Erddrücke und Grenzlaster des Bruchzustandes dürfen deshalb nicht nach den angegebenen Ähnlichkeitsgesetzen ($\lambda_{\sigma} = \lambda_L \cdot \gamma_N / \gamma_M$) des elastischen Zustandes vom Modell auf den Prototyp übertragen werden. Die Umrechnung muß auf der Grundlage der Erddrucktheorie unter Berücksichtigung der in Modell und Natur unterschiedlich großen Reibungswinkel erfolgen.

Die Zunahme des Reibungswinkels mit abnehmender Normalspannung ist bei dichter Lagerung am größten. Da hierbei der Wert des Reibungswinkels über die Modellwandhöhe allzu stark variieren und deshalb im Modell von der Wirklichkeit auch qualitativ abweichende Ergebnisse vortäuschen kann, ist die dichte Lagerung für derartige Modellversuche im allgemeinen wenig geeignet.

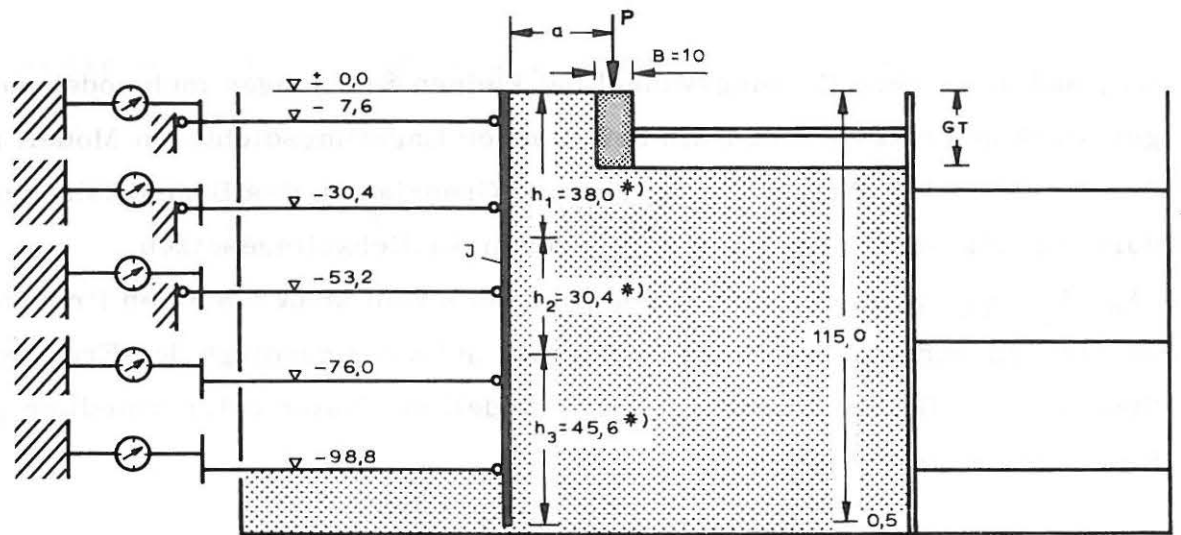
Die dichte Lagerung ist somit bei Untersuchungen sowohl im quasi-elastischen Zustand als auch im Bruchzustand nur bedingt brauchbar. Die Lagerungsdichte im Modell sollte so gewählt werden, daß die im Modell auftretenden Wandverformungen, gemessen an den wirklichen, in der durch die Ähnlichkeitsgesetze gegebenen Größenordnung liegen.

Die Abweichungen von der Wirklichkeit können damit in vertretbaren Grenzen gehalten werden. Kap. 9 zeigt an einem Vergleich mit Feldmessungen die grundsätzliche Brauchbarkeit der so erhaltenen Versuchsergebnisse.

4.2 Eigene Versuchseinrichtung

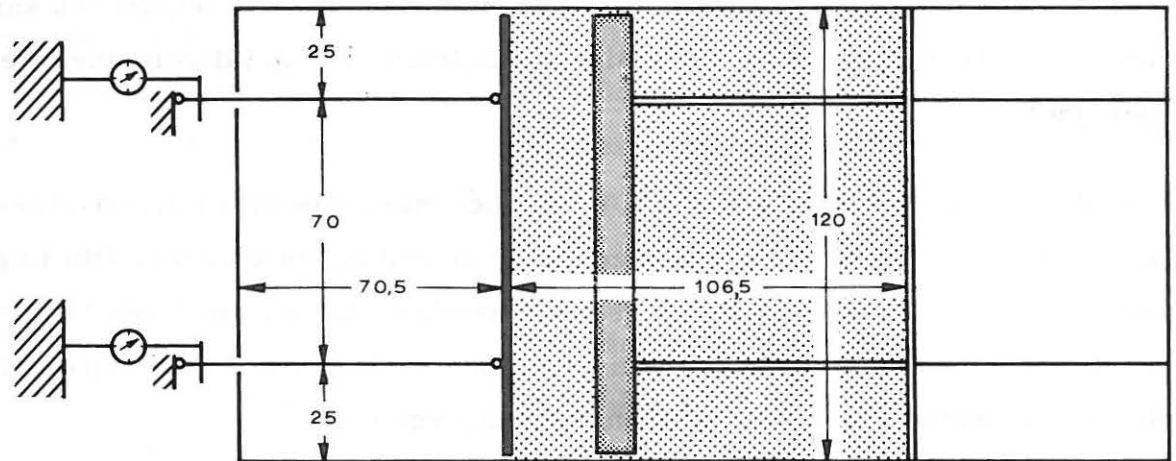
4.2.1 Maße und Lasten

Bild 4 zeigt schematisch die Versuchsanlage mit den Hauptabmessungen. Ferner sind neben den Maßen und Lasten des Modells die der Wirklichkeit entsprechenden Werte aufgeführt, die sich nach den Modellgesetzen errechnen.



*) Der Wandreibungswinkel δ kann für diese Bereiche getrennt angegeben werden

Maße in [cm]



			Modell	umgerechnet auf die Wirklichkeit*)
Wandhöhe	H	cm	115,0	17,2
Wandsteifigkeit	J	cm ⁴ /m	0,48	27 400
Steifenzahl	-		2 ; 3	2 ; 3
Steifenabstand	A	m	0,456 ; 0,228	6,8 ; 3,4
Fundamentbreite	B	m	0,1	1,5
Gründungstiefe	GT	m	0,1 ; 0,2	1,5 ; 3,0
max. Aushubtiefe	T	m	0,988	14,8
Last	P	Mp/m	0,162 ; 0,312	41 ; 79

*) Umrechnung: mit $\lambda_L = \frac{L_N}{L_M} = 15$; $\frac{\gamma_N}{\gamma_M} = \frac{1,85}{1,64}$

(Vergl. Kap. 4.1.2)

Bild 4: Abmessungen und Lasten

Die Modellwand ist im geometrischen Maßstab von etwa 1 : 15 errichtet und entspricht einer rund 17 m langen Spundwand. Die Wandsteifigkeit entspricht in den Hauptversuchen mit $J_M = 0,480 \text{ cm}^4/\text{m}$ einem Trägheitsmoment in der Wirklichkeit von $J_N = 27\,400 \text{ cm}^4/\text{m}$, das in etwa mit denen der Spundwandprofile LARSSEN III neu ($23\,200 \text{ cm}^4/\text{m}$), LARSSEN 43 ($31\,780 \text{ cm}^4/\text{m}$) oder KRUPP K IV ($30\,800 \text{ cm}^4/\text{m}$) vergleichbar ist.

In einer besonderen Versuchsserie wurde das Wandträgheitsmoment von $0,480 \text{ cm}^4/\text{m}$ auf $0,278$ und $1,138 \text{ cm}^4/\text{m}$ variiert.

Die verwendeten Fundamentlasten betragen 162 und 312 kp/m. Die zugehörigen Lasten von 41 Mp/m und 79 Mp/m in der Wirklichkeit stellen im ersten Fall die im städtischen Tiefbau angenommene Regellast (40 Mp/m) dar, während der zweite Wert bereits eine ausgesprochen schwere Bebauung kennzeichnet.

Es werden zwei Aushubvorgänge angewandt: im ersten Fall ist die Wand zweifach abgesteift, wobei der Steifenabstand 45,6 cm ($\hat{=} 6,85 \text{ m}$ in der Wirklichkeit) beträgt, im zweiten Fall, bei dreifacher Abstützung, entspricht der Steifenabstand mit 22,8 cm einem wirklichen Maß von 3,4 m.

In beiden Fällen wird der Boden vor der Wand bis auf 98,8 cm Tiefe ausgehoben, entsprechend einer rund 15 m tiefen Baugrube.

4.2.2 Versuchssand

Das Versuchsmaterial ist gewaschener Quarzsand mit einem Größtkorn von 2 mm. Sein Trockenraumgewicht beträgt bei lockerster Lagerung rund $1,51$ und bei dichtester Lagerung rund $1,77 \text{ Mp}/\text{m}^3$. Wird der Sand ohne Druck durchmisch, zum Beispiel gereicht, so stellt sich ein Raumgewicht um $1,64 \text{ Mp}/\text{m}^3$ ein, entsprechend einem Porenvolumen von $n = 0,38$ und einer Lagerungsdichte von $D_v = 0,5$. In diesem Zustand wurde der Sand durch lagenweises Einfüllen und gründliches Verrechen - in den Versuchskasten

eingebaut. Die mittleren Raumgewichte bei den einzelnen Versuchen streuen zwischen $1,63$ und $1,65 \text{ Mp/m}^3$. Durch diesen Einbau wird erreicht, daß die Verformungen etwa in einer den Modellgesetzen entsprechenden Größenordnung liegen:

Nimmt man an, daß die Wandbewegungen in der Wirklichkeit in Fällen, in denen keine Fundamentlasten vorhanden sind, rund $2 - 4 \text{ cm}$ betragen, so müßten die Verformungen des Modells bei einem Maßstab von $\lambda_L = 15$ rund $1,3 - 2,5 \text{ mm}$ betragen. Die Wandverformungen bei den Versuchen 9, 10 und 16, 27 liegen zwischen $1,5$ und 2 mm . Die Modellähnlichkeit ist damit auch für die Verformungen annähernd erreicht.

Der Reibungswinkel des Sandes wurde für den im Modell herrschenden Spannungsbereich bestimmt. Hierzu wurde ein einfaches Schergerät für sehr kleine Normalspannungen verwendet (Bild 5). Es besteht jeweils aus zwei U-Profilrahmen mit den Innenmaßen $25 \times 25 \text{ cm}$, die mit Hilfe einer Handspindel über einen Kraftmeßring gegeneinander verschoben werden können, wobei der Scherweg und die Vertikalbewegung gemessen werden. Bild 5 zeigt die damit erhaltenen Ergebnisse. Der Reibungswinkel ergab sich für eine Normalspannung von $\sigma = 0,53 \text{ Mp/m}^2$ zu $\rho = 40,5^\circ$ (bei größerer Verschiebung fiel er auf ca. 35° ab) und in einem weiteren Versuch bei einer Normalspannung von $2,13 \text{ Mp/m}^2$ zu $\rho = 39,5^\circ$. Locker eingebauter Sand lieferte unter einer Normalspannung von $0,53 \text{ Mp/m}^2$ einen Wert von $\rho = 36^\circ$.

Weiterhin wurde ein Kippversuch mit einer starren, glatten Wand durchgeführt, aus dem der Reibungswinkel des Sandes ebenfalls hervorgeht. Die starre Wand wurde bei diesem Versuch mit der bereits beschriebenen Gleitfolie belegt und so weit um ihren Fußpunkt gekippt, daß auf der Sandoberfläche ein Gleitflächenausritt zu erkennen war. Aus dessen Entfernung von der Wand kann der Reibungswinkel des Sandes leicht bestimmt werden. Das erhaltene Ergebnis ist im Bild 6 gezeigt. Der mittlere Reibungswinkel ergab sich zu rund 42° .

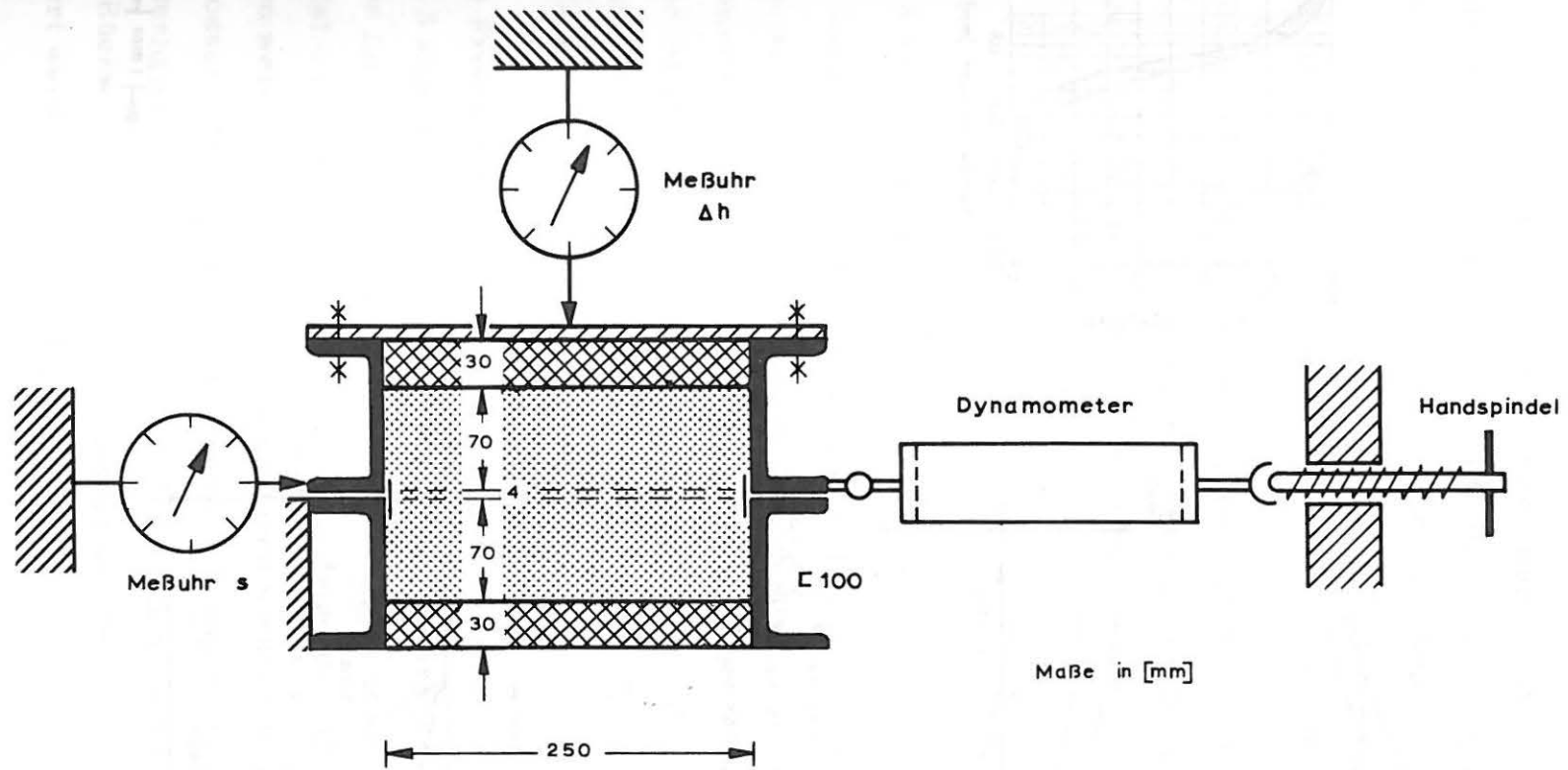


Bild 5: Einfaches Rahmenschergerät für kleine Normalspannungen

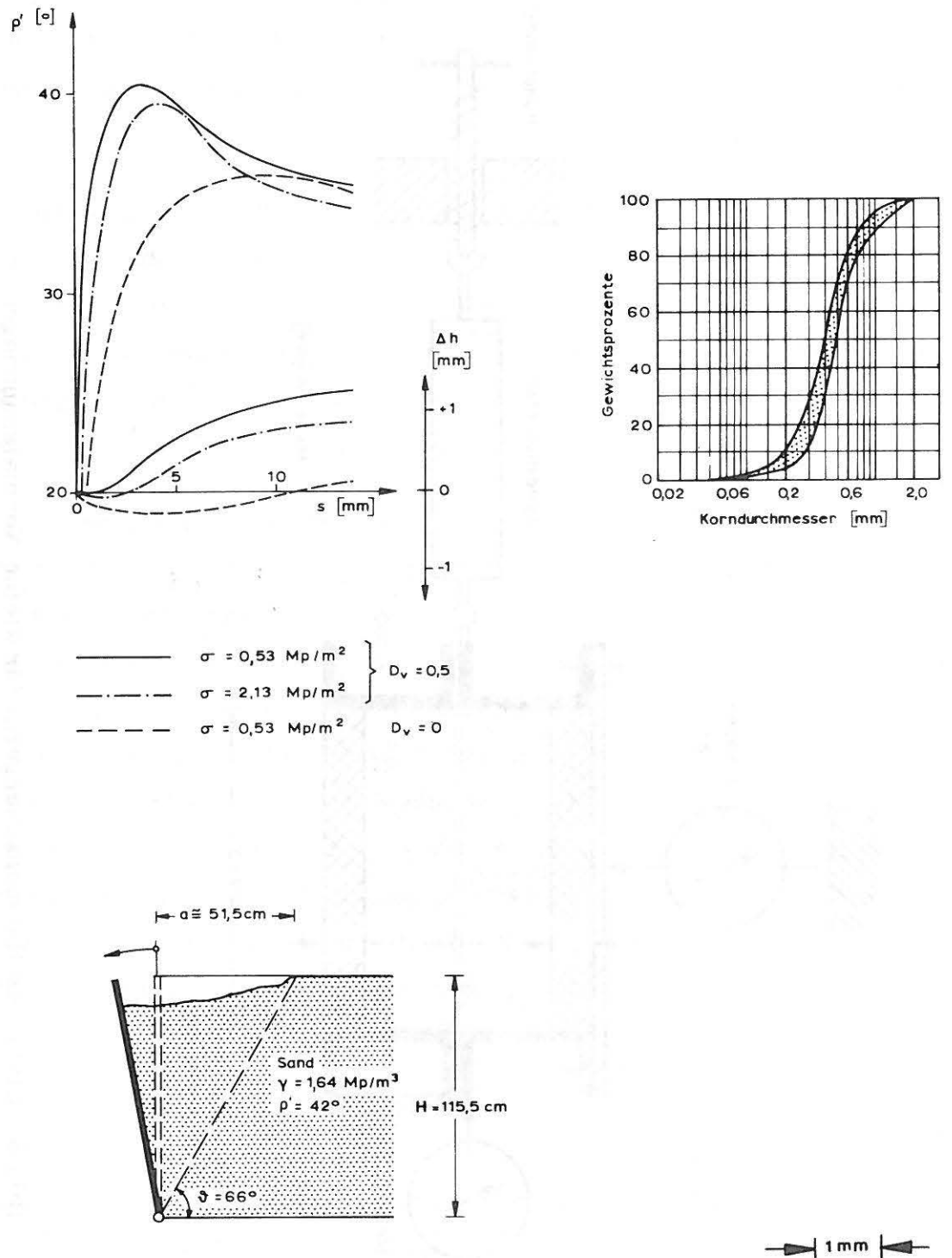


Bild 6: Kennwerte des Versuchssandes

Zusätzlich wurde der natürliche Böschungswinkel bei mitteldichter Lagerung bestimmt. Ein waagerechter Behälter wurde mit eingerechtem Sand gefüllt und danach langsam schräg gestellt. Bei einer Neigung von 40° rutschte die schräge Sandoberfläche als Ganzes ab. Mit dem Abrutschen stellte sich eine Böschungsneigung von rund 35° ein. Der gemessene Grenzwert von 40° entspricht dem Reibungswinkel im Bruchzustand.

Vernachlässigt man den Umstand, daß sich der Reibungswinkel von Sand unter kleinen Spannungen ändert und rechnet man für den im Modell vorhandenen Spannungsbereich mit konstantem Reibungswinkel, so kann man dafür einen Wert von 40° bis 42° ansetzen,

4.2.3 Versuchskasten

Der Versuchskasten besteht aus einem Gerüst von Stahlprofilträgern. Die Seitenwände sind mit Dickglastafeln abgestellt, die zur Verminderung der Seitenreibung mit besonderen Gleitfolien belegt werden können. Der Kastenboden ist durch eine aufgeklebte Schicht Grobsand rau ausgebildet, womit vermieden wird, daß eine glatte Stahlsohle die Erddruckverhältnisse, vor allem am Wandfuß, verfälschen könnte.

Eine Frontansicht des Versuchstandes ist in Bild 7, eine Teilansicht in Bild 8 angegeben. Die Stirnseite des Kastens trägt die Halterung der Meßuhren für die Messung der Wandverformungen sowie die Steifenwiderlager. Sie ist mit waagerechten Plexiglasleisten abgestellt, die beim Aushub gezogen werden. Die Rückwand wird durch senkrechte Plexiglasscheiben abgeschlossen. Sie können ebenfalls einzeln gezogen werden, wobei die hintere Kastenhälfte direkt in den anschließenden Sandbehälter entleert werden kann. Die Rückwand kann verschoben und damit die Länge des Versuchskastens verändert werden (vgl. Bild 4!).

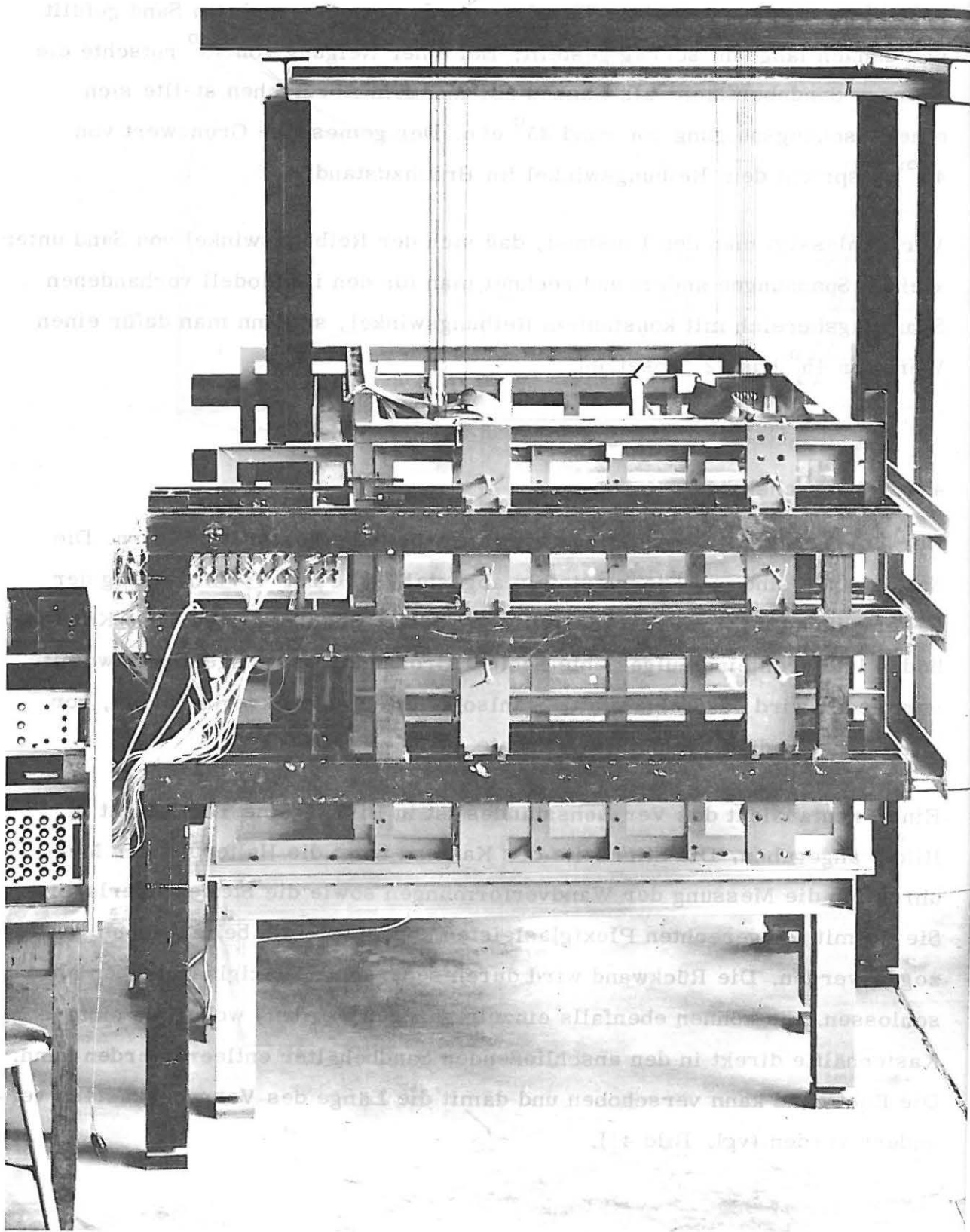
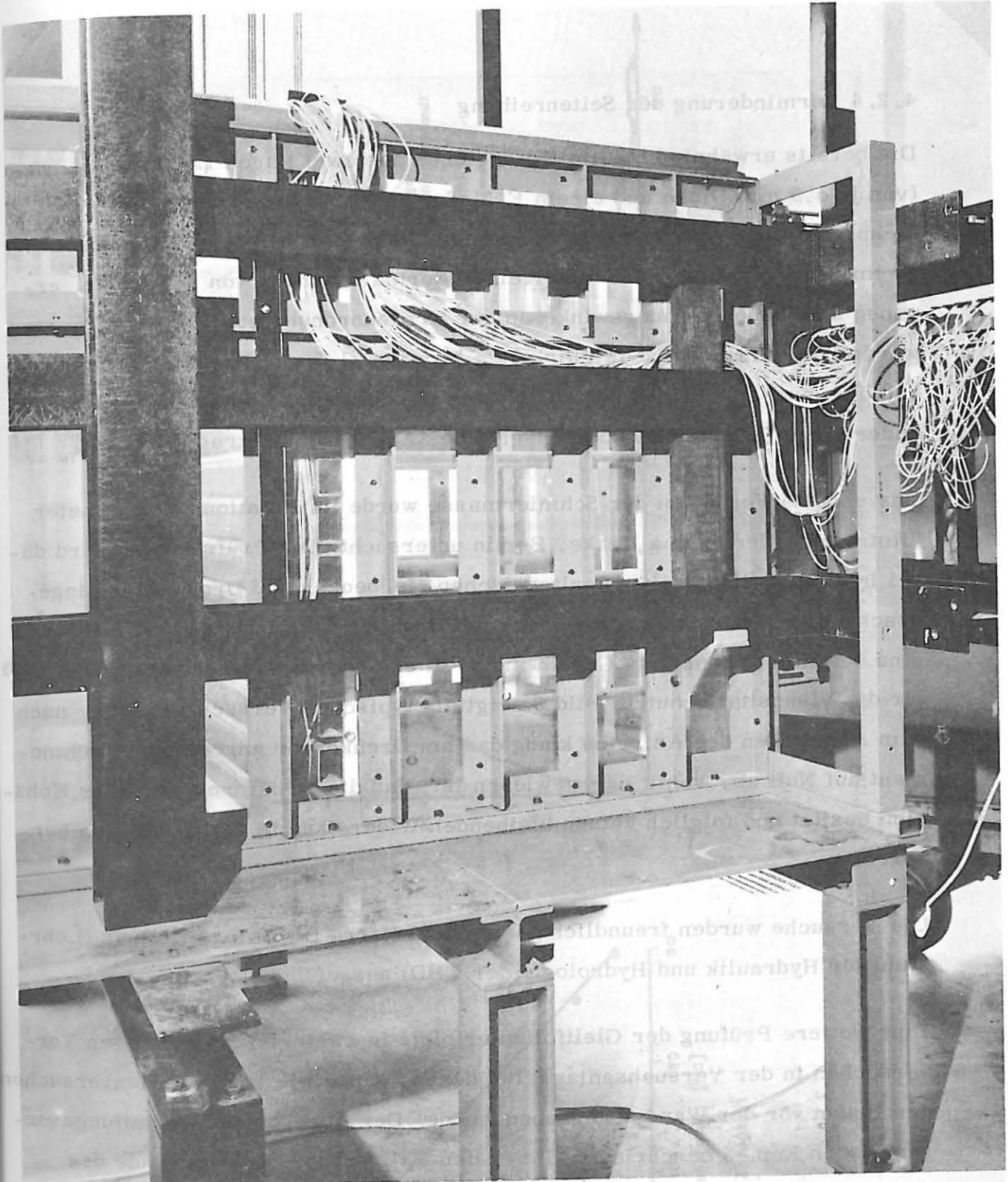


Bild 7: Versuchsstand



Ausschnitt von T = 95 cm einander gegenüberstellt. Die Gesamtgröße auf
auch b). Die Ergebnisse zweier Vergleichsversuche sind im Bild 10 bei einer
land sich der Versuchssand im direkten Kontakt mit den Glaswänden (Ver-
Versuchsstands mit den Folien belegt (Versuche a) im anderen dagegen be-

Bild 8 : Seitenansicht

4.2.4 Verminderung der Seitenreibung

Die bereits erwähnten Gleitfolien bestehen aus zwei Lagen Latexgummi (von je 0,5 mm Dicke und einem E-Modul in der Größenordnung von 20 kp/cm^2), die eine besondere Schmiermasse einschließen. Die Folie wurde im Schergerät erprobt. Unter einer Normalspannung von $0,5 \text{ Mp/m}^2$ ergaben sich dabei Reibungswinkel in der Größenordnung von 1° . Diese Werte wurden für Abschergeschwindigkeiten zwischen 1,5 und 15 mm/h erhalten und blieben auch bei wesentlich höheren Geschwindigkeiten annähernd unverändert. Die Standzeit vor dem Beginn des Abscherens betrug dabei 3 h.

Das viskose Verhalten der Schmiermasse wurde im Rotationsviskosimeter "Rotovisko" der Firma Haake, Berlin untersucht. Die Prüfsubstanz wird dabei in einen zylindrischen Spalt zwischen Meßbecher und Drehkörper eingebracht. Der Drehkörper wird über eine Drehfeder angetrieben und das für eine bestimmte konstante Geschwindigkeit erforderliche Drehmoment als Maß für die Viskosität benutzt. Bild 9 zeigt ein typisches Versuchsergebnis: nach dem Abschalten des Antriebs klang das am Drehkörper angreifende Drehmoment auf Null ab, womit nachgewiesen ist, daß die Schmiermasse keine Kohäsion besitzt und folglich keinen bleibenden Widerstand in den Gleitfolien hervorruft.

Die Versuche wurden freundlicherweise von Herrn Dipl.-Ing. Dallwig (Lehrstuhl für Hydraulik und Hydrologie der THD) ausgeführt.

Eine weitere Prüfung der Gleitfolien erfolgte in zweierlei gleichartigen Versuchen in der Versuchsanlage, bei denen, genau wie in den Serienversuchen der Boden vor der Wand abgegraben wurde. Der Aushub- und Absteifungsvorgang ist in Kap. 5 beschrieben. Im ersten Fall wurden die Glaswände des Versuchskastens mit den Folien belegt (Versuche a) im anderen dagegen befand sich der Versuchssand im direkten Kontakt mit den Glaswänden (Versuche b). Die Ergebnisse zweier Vergleichsversuche sind im Bild 10 bei einer Aushubtiefe von $T = 95 \text{ cm}$ einander gegenübergestellt. Die Gesamtdrücke auf

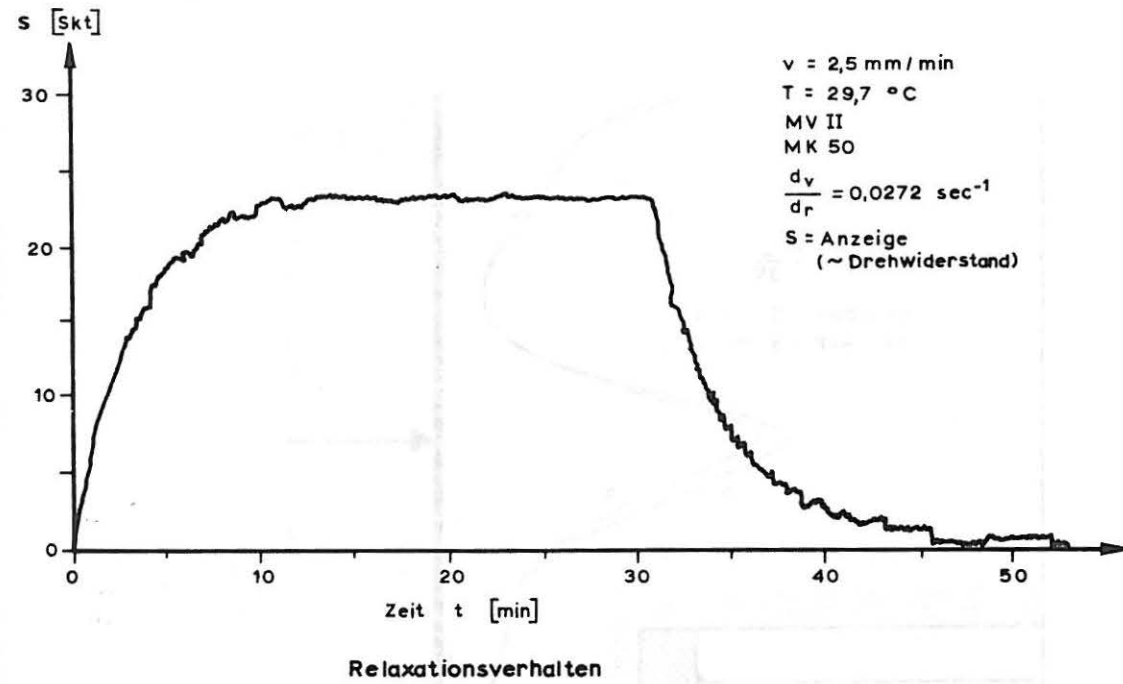
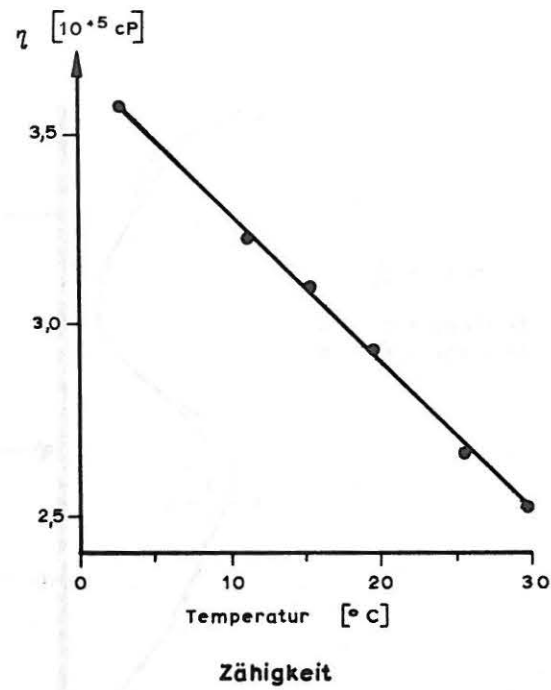
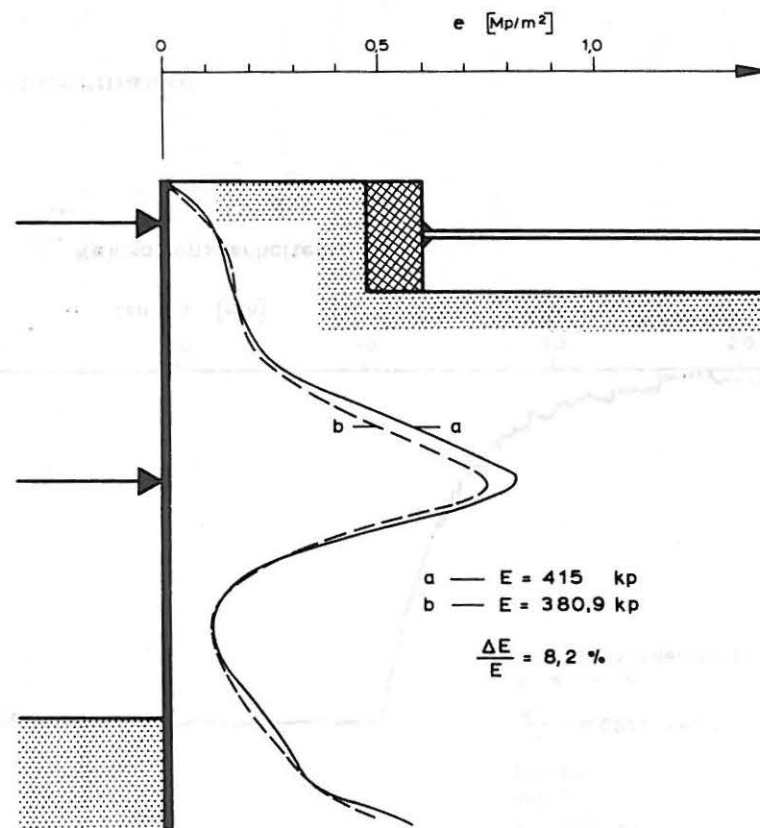
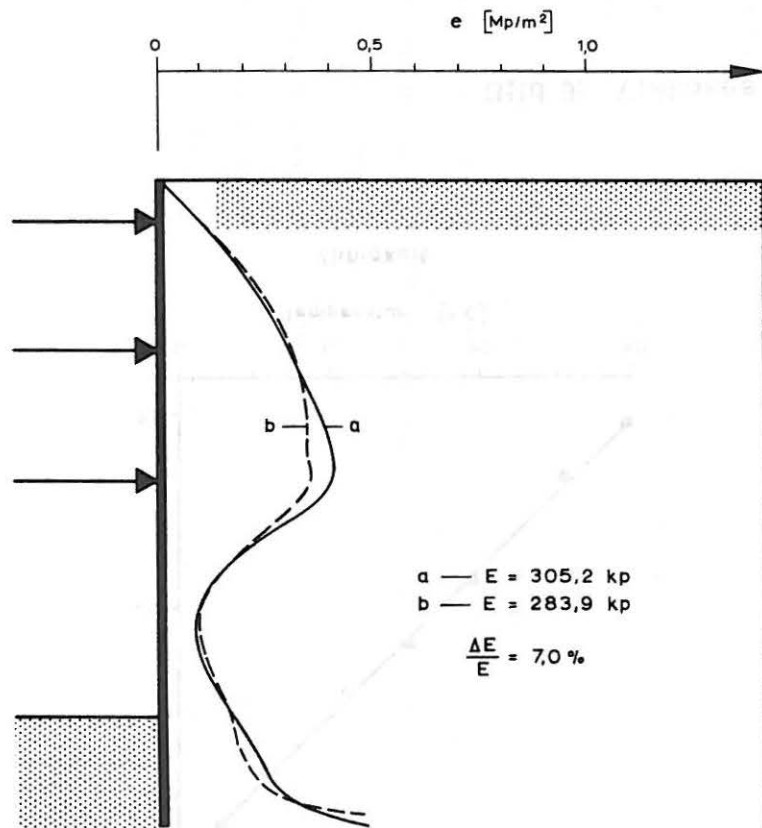


Bild 9: Viskoses Verhalten der Schmiermasse



a ————— mit Gleitfolien
 b - - - - - ohne Gleitfolien

Bild 10: Gemessene Erddruckflächen mit und ohne Verwendung

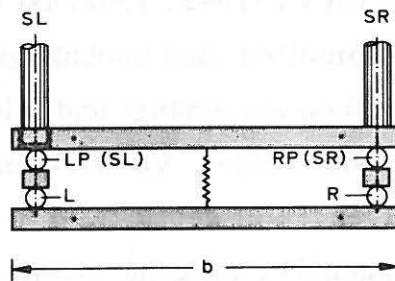
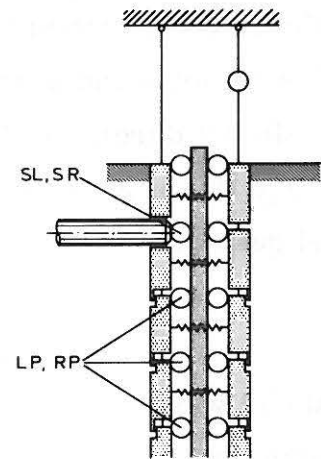
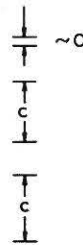
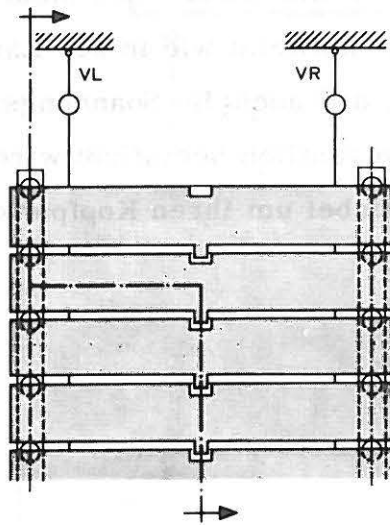
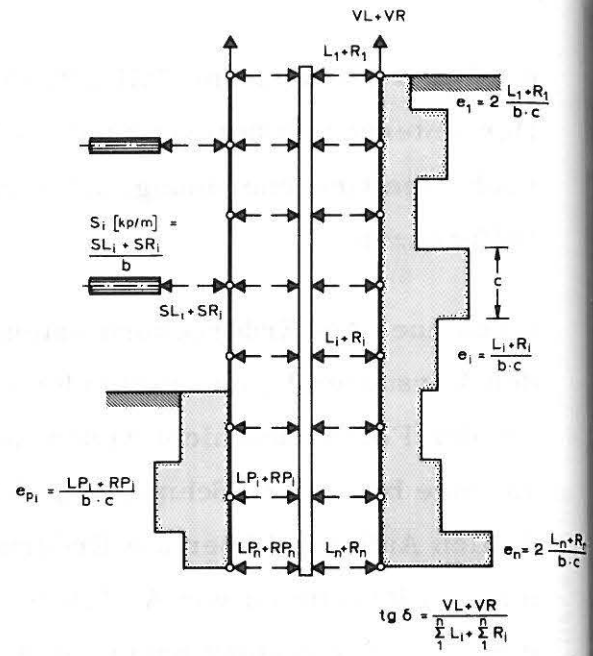
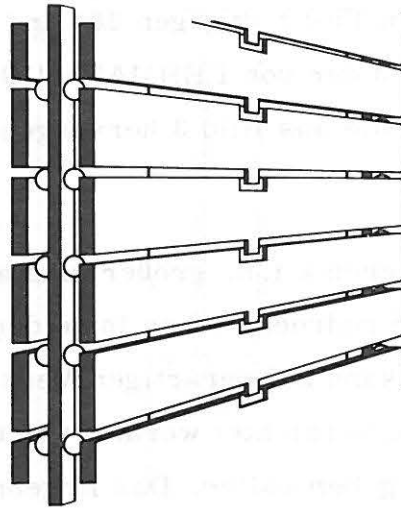
die Wand betragen im Fall a 305 und 415 kp, im Fall b dagegen 284 und 381 kp. Der Unterschied beträgt rund 7 - 8% und liegt in der von LEHMANN (1943) errechneten Größenordnung, ist aber kleiner als die aus Bild 3 hervorgehenden Differenzen.

Wenn auch die Erddruckordinaten in den Versuchen a i. a. größer sind als in den Versuchen b, unterscheiden sich doch die Erddruckflächen in beiden Fällen der Form nach nicht wesentlich. Demnach kann bei derartigen Versuchen auf eine besondere Schmierung der Seitenwände verzichtet werden, sofern sie lediglich Aufschluß über die Erddruckverteilung geben sollen. Das Ergebnis ist mit den Resultaten von ARTHUR/ROSCOE (1965) zu vereinbaren, die experimentell festgestellt haben, daß der Sand an der Glaswand eines Modells im wesentlichen die gleichen Verformungszustände aufweist wie in der Längsebene des Modells und daraus gefolgert haben, daß auch die Spannungsverteilung im Modell durch die Seitenreibung nicht wesentlich beeinflusst wird. Die starre 15 x 15 cm große Versuchswand wurde dabei um ihren Kopfpunkt gegen den Sand gekippt.

4.2.5 Modellwand

a) Meßprinzip

Ähnlich wie in der Versuchsanordnung von LEHMANN (1942, 1943) ist die Wand in waagerechte Lamellen unterteilt. Die Lamellen sind unabhängig voneinander an zwei dünnen, sehr biegsamen Zugstäben aufgehängt und bilden so eine schlaffe, zusammenhängende Gliederkette oder -tafel. Vorder- und Rückseite der Wand werden jeweils von einer derartigen Tafel gebildet. Sie sind frei beweglich und in gleicher Höhe einander gegenüber aufgehängt. Zwischen den schlaffen Gliedertafeln befinden sich zwei biegsame Vierkantstäbe, gegen die sich die einzelnen Lamellen der Wandvorder- und -rückseite abstützen und die dem Gesamtverband ihre Biegesteifigkeit verleihen. Sie bilden gleichsam das Rückgrat der Wand und können gegen Stäbe mit einer anderen Biegesteifigkeit ausgetauscht werden. Die Variation der Wandsteifigkeit ist somit rasch und leicht durchzuführen. Der Aufbau der Wand ist in



- Kraftaufnehmer
- L, R, LP, RP, SL, SR gemessene Horizontalkräfte
- VL, VR gemessene Vertikalkräfte
- S Steifenkräfte [kp/m]
- e Erddruck [Mp/m²]
- e_p Erdwiderstand [Mp/m²]

Bild 11: Schema der Versuchswand

Bild 11 schematisch und unmaßstäblich angegeben.

Jede einzelne Lamelle ist zur Aufnahme waagerechter Kräfte statisch bestimmt auf drei Punkten gelagert. Sie stützt sich gegen die beiden biegsamen Vierkantstäbe sowie die nächsttiefere Lamelle ab. Ihre Auflagerpunkte an den Vierkantstäben sind als Kraftaufnehmer ausgebildet. Mit der statisch bestimmten Lagerung jeder einzelnen Lamelle ist jede Beeinflussung der Auflagerkräfte durch eine Verwindung der Wand, die bei ungleicher Verformung der beiden Vierkantstäbe entsteht, ausgeschaltet.

Die Erddruckverteilung wird mit Hilfe der Kraftaufnehmer über die ganze Wandhöhe direkt gemessen. Die Anzeigen der beiden Kraftaufnehmer einer Lamelle ergeben zusammen die auf die Lamellenfläche wirkende Erddruckbelastung. Diese ergibt, durch die Fläche geteilt, die mittlere Erddruckordinate im Bereich der Kraftaufnehmerachse in der Fuge zwischen zwei Lamellen. Auf diese Art erhält man eine Stufenlinie über die gesamte Wandhöhe, die durch eine flächengleiche Kurve ersetzt werden kann. Die einfache Ermittlung der Erddruckverteilung aus den Anzeigen der Kraftaufnehmer ist in Bild 11 ebenfalls angegeben. In derselben Weise wie der Erddruck wird auf der gegenüberliegenden Wandtafel auch der Erdwiderstand gemessen.

Die Steifenkräfte werden mit Kraftaufnehmern der gleichen Art gemessen, wie sie zur Erddruckmessung benutzt werden.

Die Vertikalkräfte in den Zugstäben der Wandaufhängung werden mit gesonderten Kraftaufnehmern gemessen. Sie liefern in Verbindung mit dem horizontalen Gesamtdruck den Wandreibungswinkel (Bild 11).

b) Aufbau der Wand und der Wandabstützung

Eine Ansicht der Wand ist in Bild 12, die Konstruktion in Bild 13 und in Details in Bild 14-15 angegeben. Die waagerechten Lamellen bestehen aus Vierkant-Stahlrohrprofilen 60 x 40 x 3 mm von 119 cm Länge. Der Aufbau der Wand-

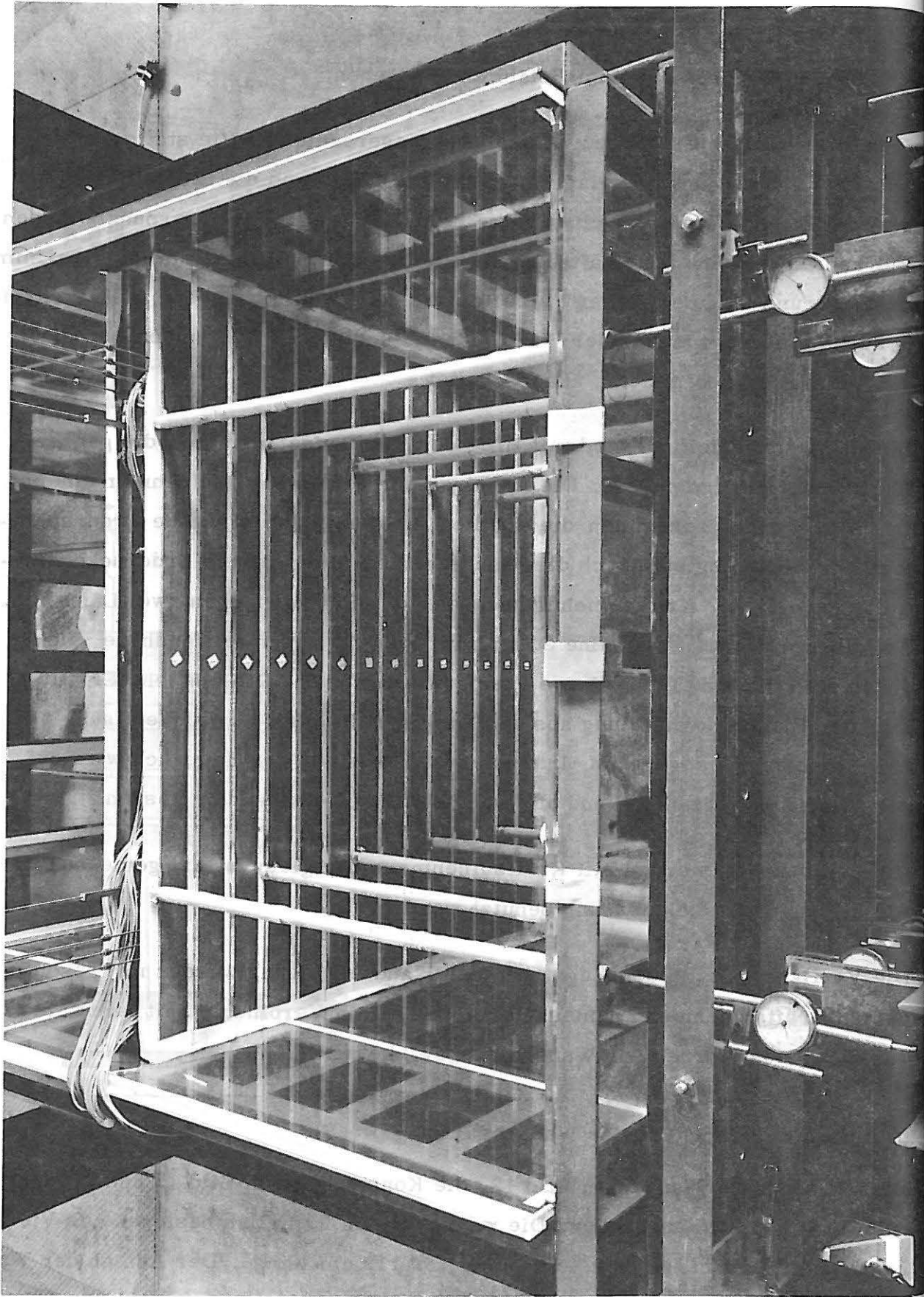


Bild 12 : Modellwand mit Steifen

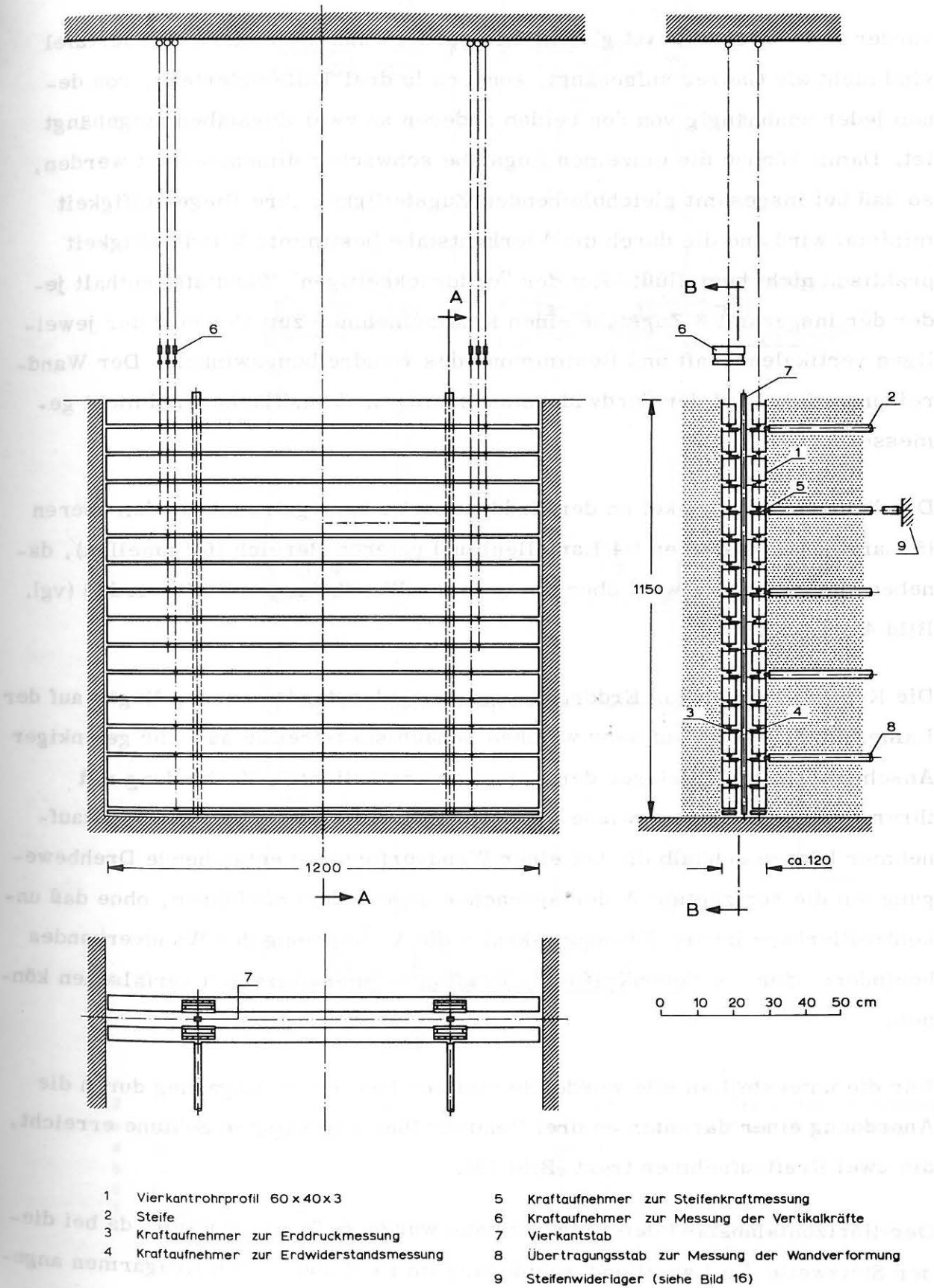


Bild 13: Aufbau der Modellwand

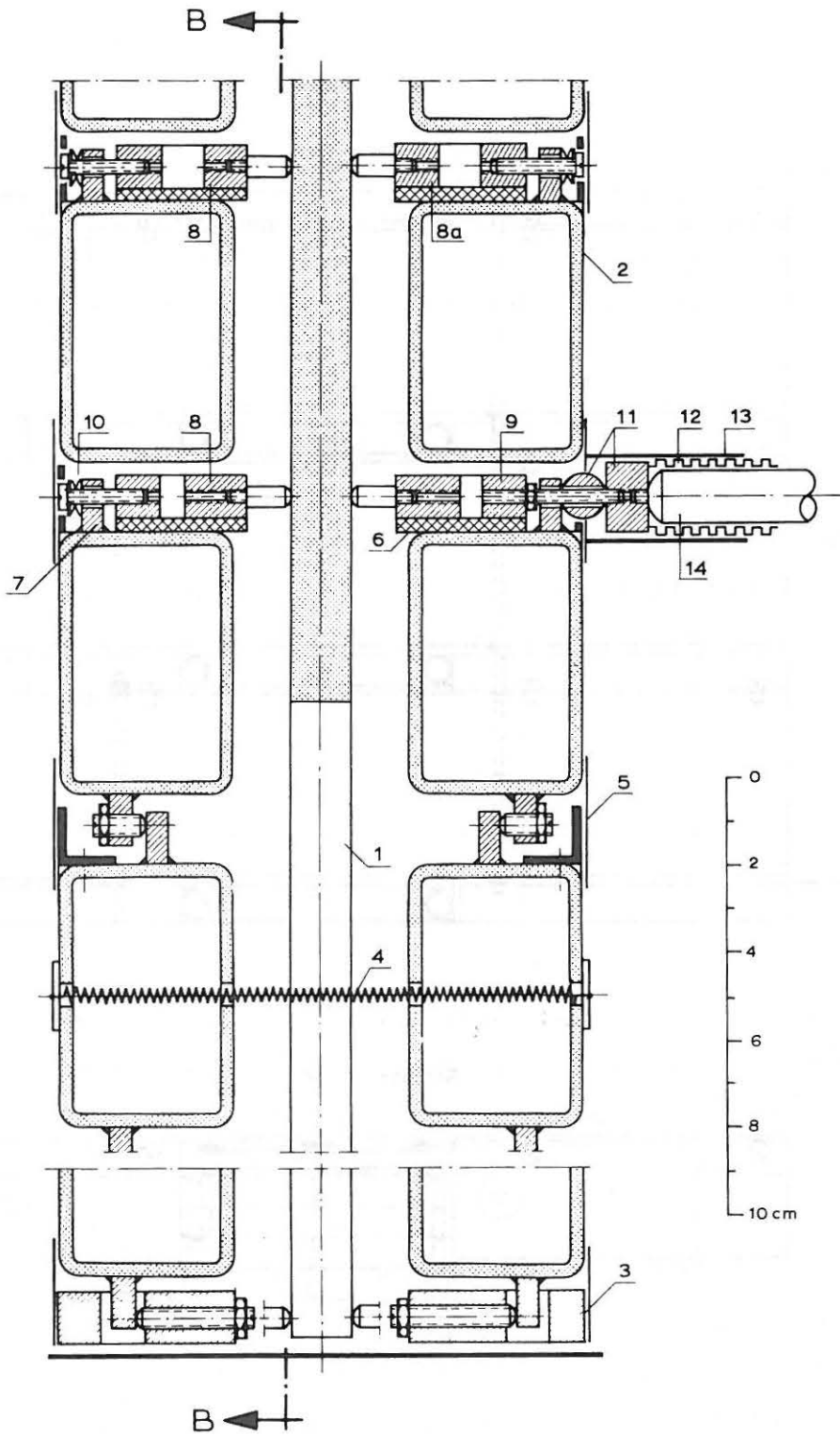
vorder und - rückseite ist gleich. Die vordere und die hintere Gliedertafel sind nicht als Ganzes aufgehängt, sondern in drei Teile unterteilt, von denen jeder unabhängig von den beiden anderen an zwei Zugstäben aufgehängt ist. Damit können die einzelnen Zugstäbe schwächer dimensioniert werden, so daß bei insgesamt gleichbleibender Zugsteifigkeit ihre Biegesteifigkeit minimal wird und die durch die Vierkantstäbe bestimmte Wandsteifigkeit praktisch nicht beeinflußt. Auf der "erddruckseitigen" Wandtafel enthält jeder der insgesamt 6 Zugstäbe einen Kraftaufnehmer zur Messung der jeweiligen vertikalen Kraft und Bestimmung des Wandreibungswinkels. Der Wandreibungswinkel auf der "erdwiderstandsseitigen" Wandfläche wird nicht gemessen.

Der Wandreibungswinkel an der Erddruckseite kann getrennt für den oberen (5 Lamellen), mittleren (4 Lamellen) und unteren Bereich (6 Lamellen), daneben auch als Mittelwert über die gesamte Wandhöhe ermittelt werden (vgl. Bild 4 und 13!).

Die Kraftaufnehmer zur Erddruck- und Erdwiderstandsmessung liegen auf der Lamellen-Oberseite auf sehr weichen Schaumstoffstreifen auf. Ihr gelenkiger Anschluß an die Widerlager der Lamellen ermöglicht in Verbindung mit ihrer weichen Auflage gewisse Verdrehungen (Bild 14 u. 15). Die Kraftaufnehmer können deshalb die bei einer Wandverformung entstehende Drehbewegung um die horizontale Widerlagerachse ungehindert ausführen, ohne daß unkontrollierbare innere Zwängungskräfte die Verformung des Wandverbandes behindern oder als Nebenkkräfte die Kraftaufnehmer-Anzeigen verfälschen können.

Für die unterste Lamelle wurde die statisch bestimmte Lagerung durch die Anordnung einer darunter an drei Pendelstäben angehängten Schiene erreicht, die zwei Kraftaufnehmer trägt (Bild 15).

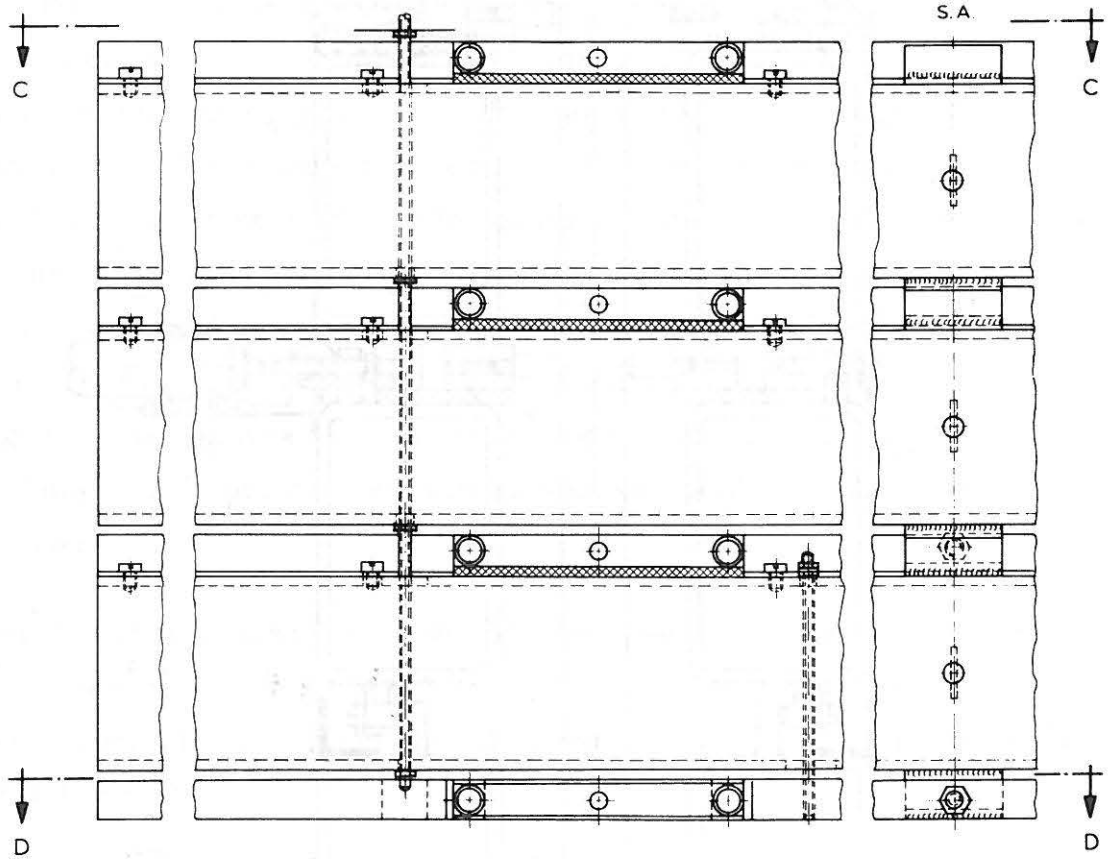
Der Horizontalabstand der Vierkantstäbe wurde zu 70 cm gewählt, da bei dieser Stützweite die Lamellendurchbiegung im Feld und an den Kragarmen ange-



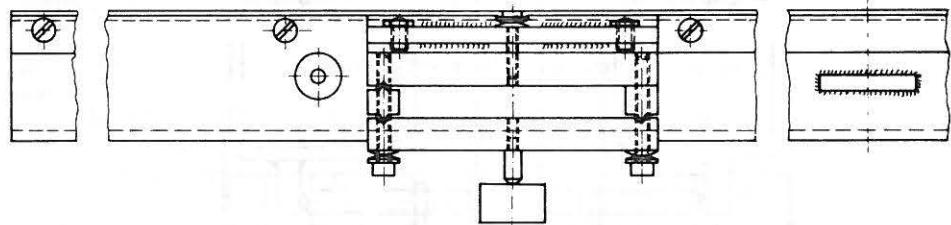
- | | | | |
|---|--------------------------------|----|---|
| 1 | Vierkantstab | 8 | Kraftaufnehmer zur Erddruckmessung |
| 2 | Vierkantrohrprofil 60x40x3 | 8a | Kraftaufnehmer zur Erdwiderstandsmessung |
| 3 | Flachstahlschiene | 9 | Kraftaufnehmer zur Steifenkraftmessung |
| 4 | Zugfeder | 10 | Tellerfeder |
| 5 | Dichtungsstreifen | 11 | Steifenanschluß |
| 6 | Schaumstoff | 12 | Hüllrohr |
| 7 | Widerlager des Kraftaufnehmers | 13 | Gummihülle |
| | | 14 | Steife (bzw. Übertragungsstab zur Messung der Wandverformung) |

Bild 14: Aufbau der Modellwand, Schnitt A-A

Schnitt B-B



Schnitt C-C



Schnitt D-D

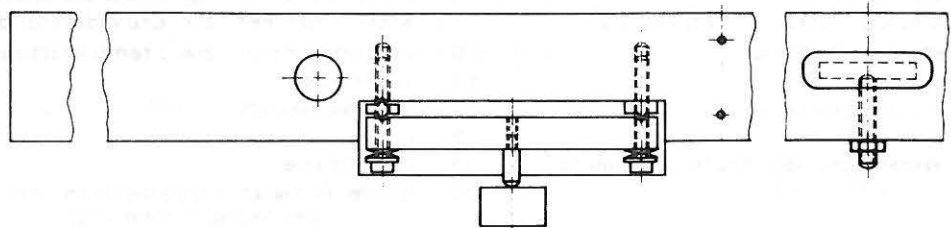


Bild 15: Aufbau der Modellwand, Schnitt B-B

nähert ein Minimum ist. Die Verformungen des schweren, nahezu starren Lamellenprofils liegen bei einer Belastung von $0,5 \text{ Mp/m}^2$ in der Größenordnung von 20μ . Sie sind, verglichen mit den Wandverformungen, vernachlässigbar klein und erfüllen damit die Verformungsbedingungen des ebenen Verformungszustandes.

Die Starrheit der einzelnen Wandlamellen, ihre statisch bestimmte Auflagerung und die zwängungsfreie Lagerung der Kraftaufnehmer bewirken, daß die Wandkonstruktion dem ebenen Fall weitgehend entspricht und daß trotz ihrer beträchtlichen Dicke (rund 12 cm) an ihren Außenflächen dieselben Bewegungs- und Verformungsverhältnisse herrschen wie an den beiden Flächen einer dünnen Wandtafel.

Je zwei gegenüberliegende Lamellen sind durch eine sehr weiche, vorgespannte Zugfeder gegeneinander vorgespannt, um sicherzustellen, daß bereits beim Einfüllen des Versuchssandes die Kraftaufnehmer an den Vierkantstäben anliegen.

Die Steifen sind Rundstahlstäbe, die gelenkig an die Wand - und zwar an die Widerlager der Kraftaufnehmer - angeschlossen sind (Bild 14). Die Steifenwiderlager liegen außerhalb der Stirnwand des Kastens und bestehen aus einem Stahlblock auf einem kugelgelagerten Schlitten, der von einer verstellbaren Handspindel horizontal abgestützt wird (Bild 16). Der Steifeneinbau wird dadurch vollzogen, daß der am freien Ende der Steife anliegende Schlitten durch die Spindel in seiner Lage fixiert wird. Mit der Spindel kann außerdem auf die Steife eine beliebige Vorspannkraft aufgebracht werden, deren Größe mit Hilfe des Kraftaufnehmers am wandseitigen Steifenende (Bild 14) eingestellt werden kann. Diese Kraftaufnehmer messen zunächst, vor dem Steifeneinbau, den Erdwiderstand. Sie werden nach der Freilegung ihres Wandabschnittes beim Aushub kraftfrei und schließlich nach dem Steifeneinbau zur Messung der Steifenkräfte herangezogen, die bei dieser Geberanordnung völlig frei von Reibungsverlusten gemessen werden können.

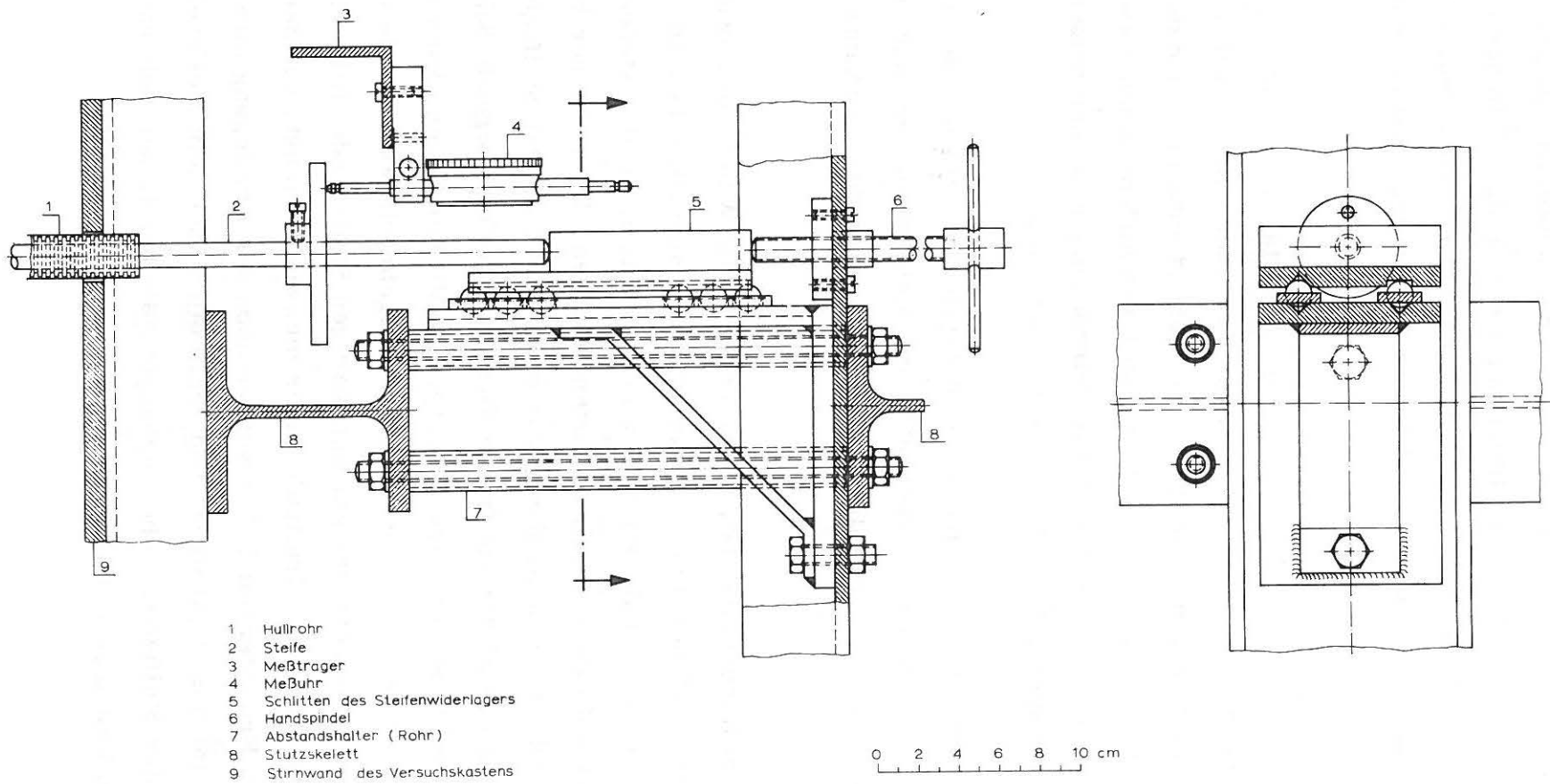


Bild 16: Steifenwiderlager

Vor dem Steifeneinbau übertragen die Rundstahlstäbe die Wandbewegung durch die Stirnwand des Versuchskastens nach außen, wo sie mit Meßuhren ($1 \text{ Skt} = 1/100 \text{ mm}$) gemessen werden. Damit die Bewegung der Stäbe nicht durch Reibungskräfte im umgebenden Sand behindert wird, sind sie von einem gummiummantelten Metallschlauch umgeben, der in Längsrichtung leicht zusammendrückbar ist. Die Umhüllung ist in Bild 14 und, ebenso wie die Anordnung der Meßuhren, auf Bild 16 dargestellt. Die Wandbewegung wird mit insgesamt 10 Meßuhren in 5 Tiefenlagen, jeweils als Verschiebung der Rundstahlenden gemessen. In Bild 17 sind die Steifenwiderlager und die Anordnung der Meßuhren zur Messung der Wandverformung in schräger Draufsicht zu sehen.

4.2.6 Modellfundament

Das Modellfundament besteht aus einem 1,19 m langen Vierkantholz. Es ist über zwei biegesteif angeschlossene Stahlrohre an der Kastenrückwand oder, bei größerem Abstand von der Modellwand, an einem weiter hinten liegenden Punkt der Stahlgurtung abgestützt und damit gegen Kippen gesichert. Sein Gewicht beträgt 12 kp/m . Seine Setzung wird mit einer Meßuhr gemessen. Auf das Modellfundament werden die der wirklichen Fundamentlast entsprechenden Gewichte aufgelegt (Bild 18).

4.2.7 Setzungspegel

Die Oberflächensetzungen werden mit Flachpegeln gemessen. Diese bestehen aus $4 \times 4 \text{ cm}$ großen Stahlblechplättchen, die auf der Sandoberfläche liegen und auf denen die Taster von Meßuhren aufsitzen. Ebenso werden auch die Setzungen des Modellfundamentes gemessen. Alle Meßuhren für die Setzungsmessung sitzen in besonderen Meßträgern, die auf den Seitenwänden des Versuchskastens aufliegen (Bild 18).

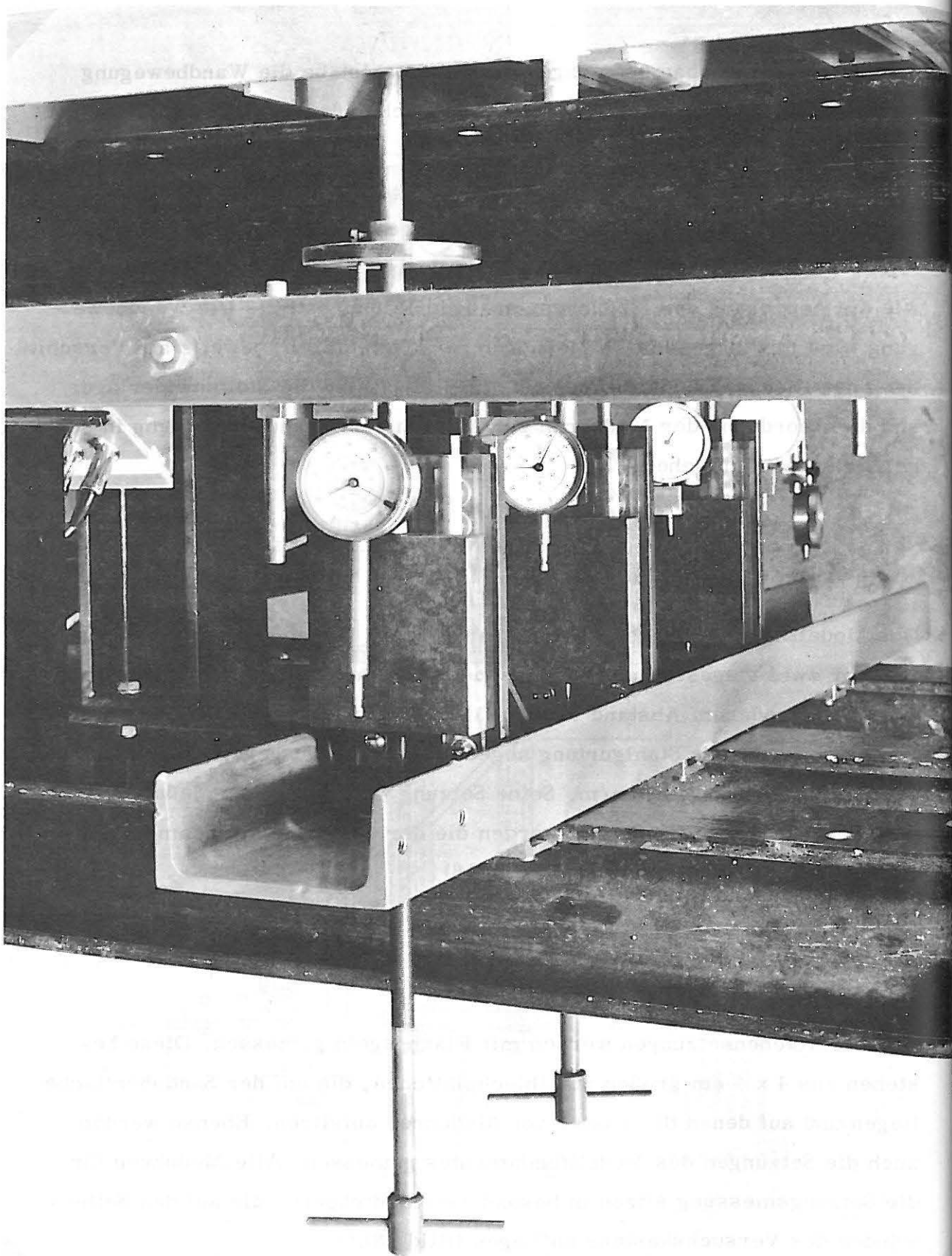


Bild 17 : Steifenwiderlager mit Meßuhren zur Messung der Wandverformung (schräge Draufsicht)

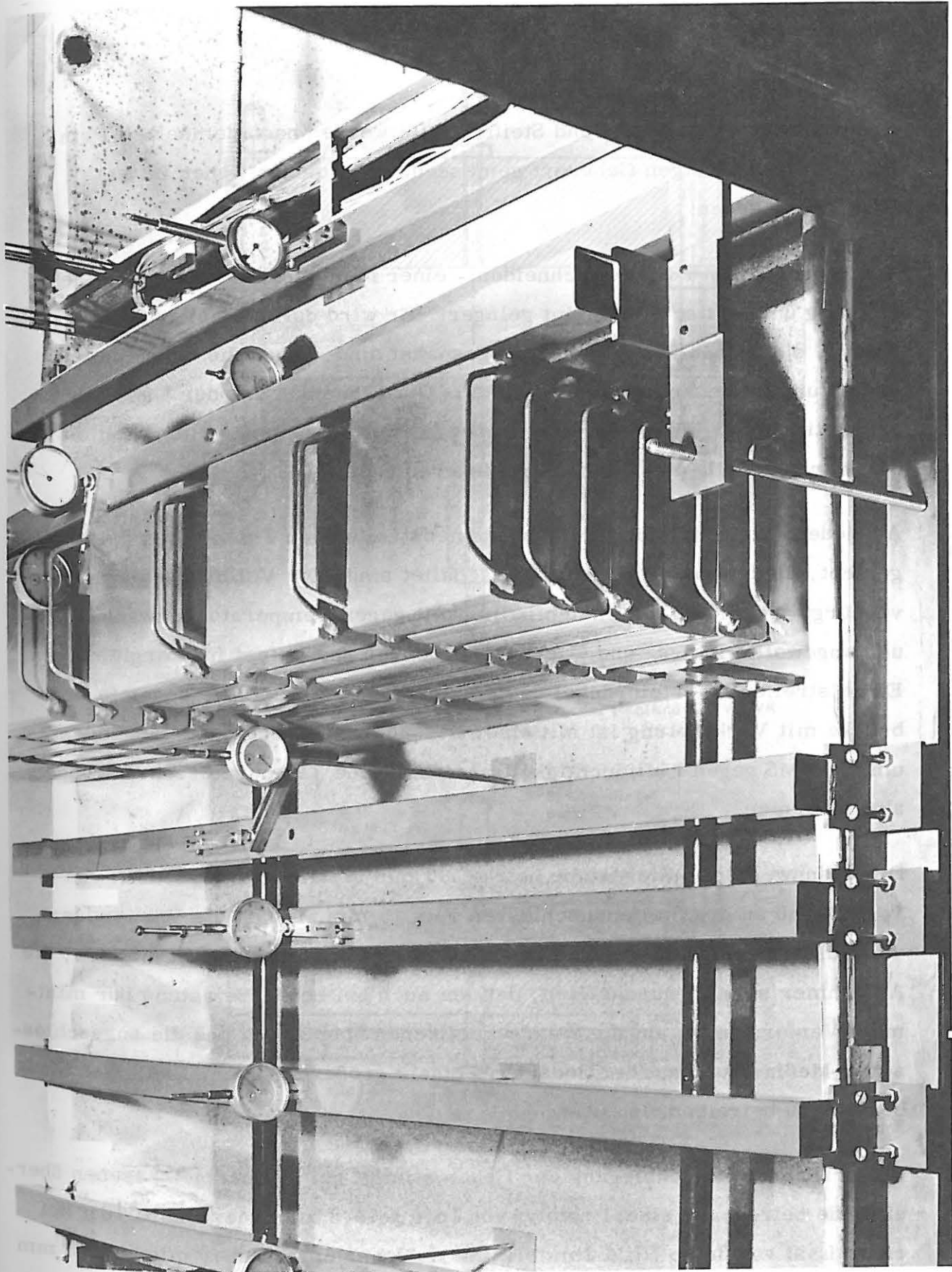


Bild 18: Belastetes Modellfundament mit Meßträgern und Setzungspegeln

4.2.8 Kraftaufnehmer

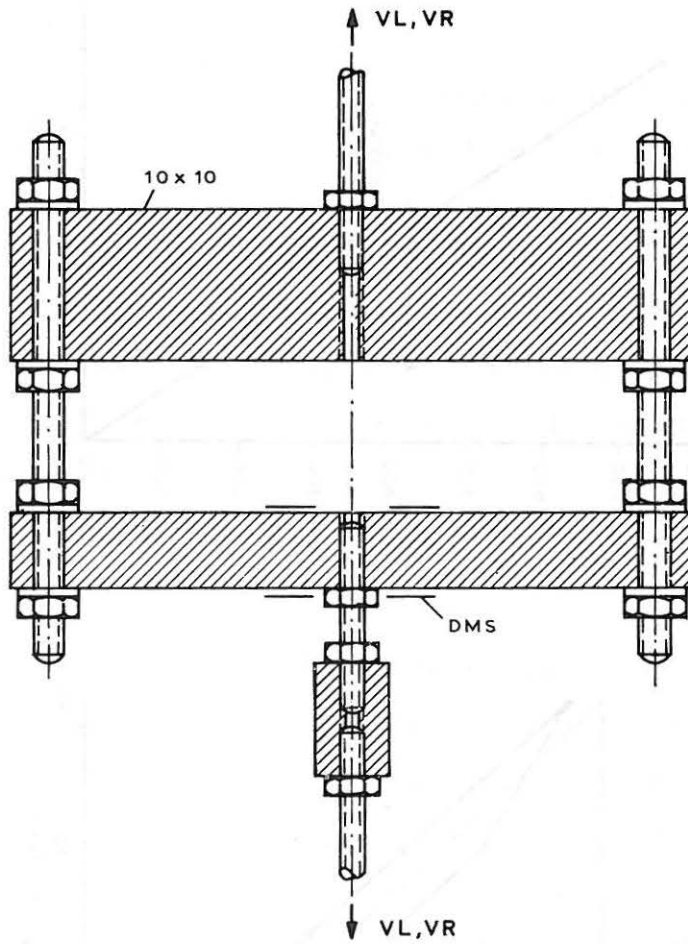
Erddruck, Erdwiderstand und Steifenkräfte werden nach demselben Prinzip mit einer einzigen Geberart gemessen. Ein solcher Geber ist in Bild 19b zu sehen:

Ein Biegestab ist auf zwei Schneiden - einer festen und einer beweglichen - gelenkig und statisch bestimmt gelagert. Er wird durch elastische Tellerfedern, die zu $\frac{2}{3}$ ihres Weges vorgespannt sind, gegen die Schneiden gedrückt und in dieser Lage festgehalten. Die Schneiden und der Lasteintragsstift in der Mitte des Biegestabes bestehen aus gehärtetem Stahl St 60, die übrigen Teile aus Baustahl geringerer Güte.

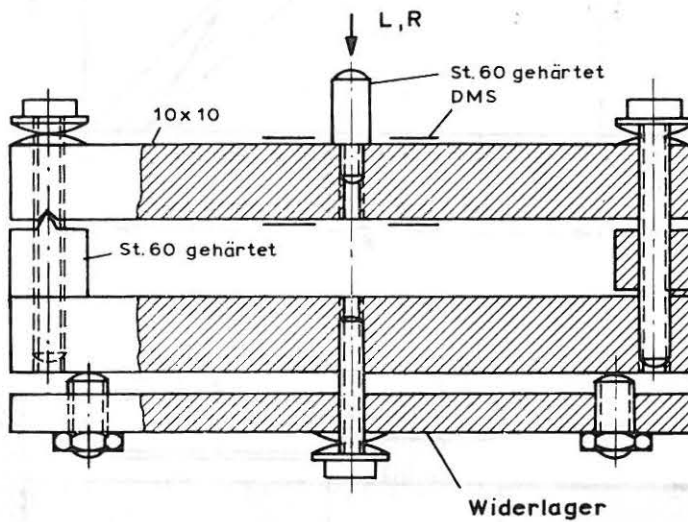
Auf jedem Biegestab sind 4 Dehnungsmeßstreifen von 3 mm Gitterlänge aufgeklebt, die zu einer Vollbrücke geschaltet sind. Die Vollbrückenschaltung verbürgt größtmögliche Unempfindlichkeit gegen Temperaturschwankungen und ungewollte Längs- und Querbeanspruchung und liefert im Vergleich zum Einzelstreifen (Viertelbrücke) das vierfache Meßsignal. Die gesamte Vollbrücke mit Verkabelung ist mit einer besonderen Abdeckmasse abgedeckt, um die DMS gegen Luftfeuchtigkeit und plötzliche Temperaturschwankungen abzuschirmen.

Die Spannweite der Biegestäbe beträgt 80 mm bei einem Querschnitt von 10×10 und an den Steifenanschlüssen 10×15 mm. Durch die Verwendung von Vollbrücken war es wegen ihres hohen elektrischen Signals möglich, die Aufnehmer so steif auszubilden, daß sie auch bei hoher Belastung nur minimale Verformungen auf die Wandaußenflächen übertragen und die angeschlossenen Meßinstrumente bei Bedarf auf einem größeren, unempfindlichen Meßbereich zu betreiben.

Die errechnete Durchbiegung der Geber stimmt gut mit der gemessenen überein. Sie beträgt für einen Prototyp von $10,5 \times 10,5$ mm Querschnitt 16μ bei einer Last von 30 kp (Bild 20). Für die serienmäßigen Geber mit 10×10 mm Querschnitt liegen sie bei 20μ .

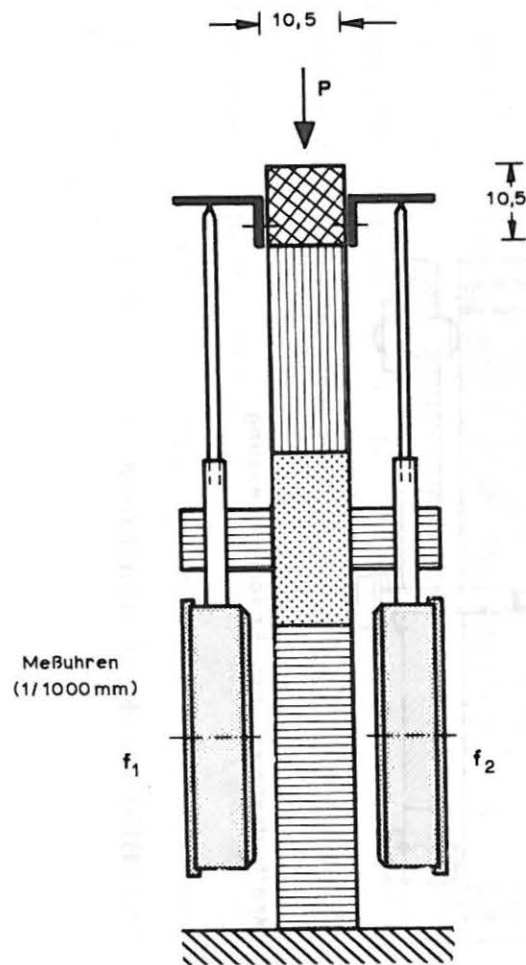


a) Kraftaufnehmer zur Messung der Vertikalkräfte VL,VR

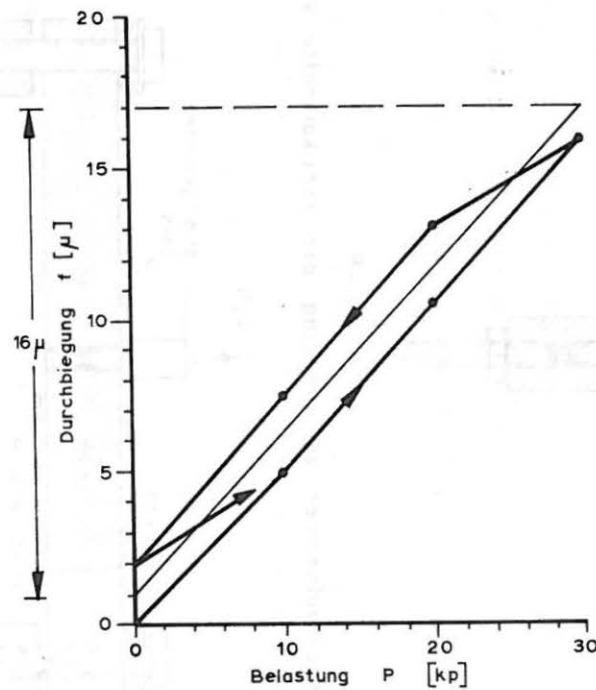


b) Kraftaufnehmer zur Erddruckmessung

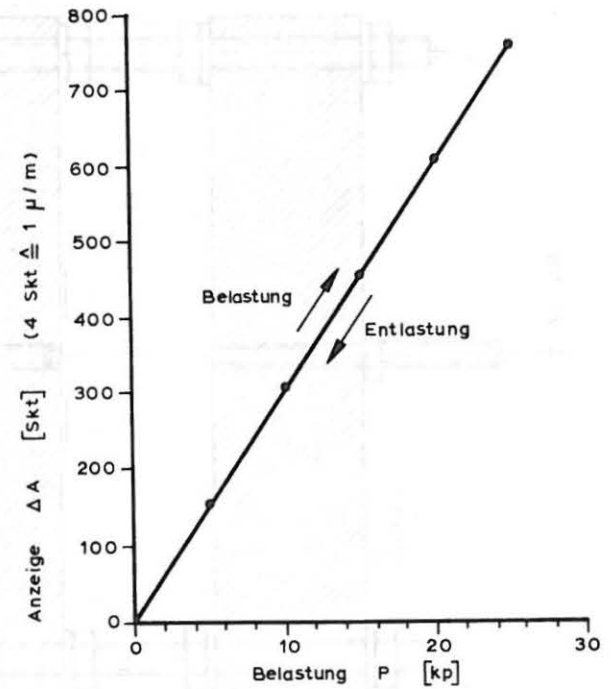
Bild 19: Kraftaufnehmer



$$f = \frac{f_1 + f_2}{2}$$



Durchbiegung eines Prototyps vom Querschnitt 10,5 x 10,5 mm



Eichkurve eines Prototyps vom Querschnitt 8,5 x 8,5 mm

Bild 2o: Charakteristik der Kraftaufnehmer

Die DMS-Vollbrücken besitzen bereits im unbelasteten Zustand eine gewisse Ausgangsverstimmung, die sich beim Aufbringen einer Last verändert. Die Differenz zwischen dem Wert unter Last und dem Ausgangswert wächst proportional der Last und kann deshalb als Lastanzeige benutzt werden. Jeder Geber wurde zu diesem Zweck einzeln geeicht. Die Eichkurve des Prototyps für Be- und Entlastung ist ebenfalls in Bild 20 angegeben. Sie ist genau eine Gerade. Die Anzeige geht nach der Entlastung wieder auf den Ausgangswert zurück; bleibende Änderungen in der Anzeige treten nicht auf. Durch die Konstruktion des Gebers ist somit die völlig zwängungsfreie Auflagerung des Meßelementes sichergestellt.

Die Zugkraftaufnehmer zur Messung der Vertikalkräfte in der Wandaufhängung arbeiten nach demselben Prinzip wie die zuvor beschriebenen. Die eingeleitete Zugkraft wird ebenfalls über die Verstimmung einer DMS-Vollbrücke, die auf einen Biegestab aufgeklebt ist, gemessen, nur daß für das eigentliche Meßelement - den Biegestab - der Einfachheit halber eine elastische Einspannung an Stelle der freien Auflagerung verwendet worden ist, womit zwar die Empfindlichkeit des Gebers um etwa 10% abnimmt, ansonsten aber gleichfalls eine genau lineare, hysteresefreie Eichcharakteristik und zuverlässige Nullpunktkonstanz verbürgt ist. Ein Zugkraftgeber ist in Bild 19a dargestellt.

4.2.9 Meßgenauigkeit

Das Auflösungsvermögen eines Gebers (Kraftaufnehmers) beträgt rund 50 p/Skt. Es hat sich gezeigt, daß die Temperaturänderung während der Dauer eines Versuchs den Nullwert der Geber um maximal 6 Skt verändert, was einer Unsicherheit von ± 3 Skt (entsprechend 150 p) Ablesung entspricht. Da jede Lamelle bei einer Fläche von $0,091 \text{ m}^2$ auf zwei Gebern gelagert ist, beträgt der absolute Fehler in der Erddruckanzeige $2 \times 0,15/0,091 = 3,3 \text{ kp/m}^2$ oder $0,0033 \text{ Mp/m}^2$.

Bei den Versuchen ohne Fundamentlast, in denen die gemittelte Erddruckordinate nur ca. $0,22 \text{ Mp/m}^2$ beträgt, ist der relative Meßfehler somit rund $1,5\%$ des mittleren Meßwertes.

In Höhe der Steifenanschlüsse wurden wegen der erwarteten Erddruckkonzentration und der entsprechend höheren Geberbelastung $3,5$ -mal steifere Geber eingebaut, deren Auflösungsvermögen mit 125 p/Skt nur 40% von dem der übrigen Geber beträgt. Da die größten Erddruckordinaten dort rund $0,8 \text{ Mp/m}^2$ betragen, liegt hier der Meßfehler von $0,0082 \text{ Mp/m}^2$ knapp über 1% des Meßwertes.

Da die eingangs genannten Nullpunktverschiebungen von 6 Skt in dieser Höhe nur vereinzelt auftreten und sich an den beiden Gebern jeder Lamelle bis zu einem gewissen Grade aufheben können, liegt der wahrscheinliche Fehler unter den angegebenen Prozentwerten.

Bei den Versuchen hat sich weiter gezeigt, daß im Endaushub das Gleichgewicht der Horizontalkräfte am gesamten Wandsystem fast durchweg mit einem Fehler von weniger als 1% erfüllt wird.

Die Genauigkeit der entwickelten Meßtechnik reicht somit völlig aus. Eine noch weitergehende Verfeinerung wäre übertrieben angesichts der durch den Versuchsboden bedingten Streuungen, die, wie später in Kap. 6 gezeigt wird, größere Unsicherheiten in die Versuchsergebnisse bringen als die minimalen Meßfehler selbst.

4.2.10 Meßwertregistrierung und Auswertung

50 Geber (32 zur Erddruck-, 12 zur Erdwiderstands- und 6 zur Steifenkraftmessung) sind über eine Abgleichereinheit für 50 Meßstellen an einen Meßverstärker angeschlossen. Ein automatisches Steuergerät fragt die 50 Meßstellen rasch hintereinander ab und gibt die Meßwerte über einen Digitaldrucker aus. Die Geber zur Messung der Vertikalkräfte in der Wandaufhängung werden manuell abgefragt. Vor und nach jedem Versuch werden im unbelasteten Zu-

stand die Nullwerte aller Meßstellen aufgenommen. Für jeden Versuchszustand können aus den Differenzen zwischen Meßwert A_i (Skt) und Nullwert A_i^0 (Skt) über die Eichfaktoren E_i (kp/Skt) die Einzelkräfte P_i aller Geber einfach bestimmt werden:

$$P_i(\text{kp}) = (A_i - A_i^0) \cdot E_i$$

Die weitere Auswertung ist in Bild 11 schematisch angegeben.

Alle Verformungen werden an Meßuhren abgelesen, jedoch würde die Meßanlage auch die automatische Verformungsmessung über induktive Wegaufnehmer erlauben.

Die Auswertung aller erhaltenen Meßwerte erfolgt durch den Elektronenrechner mit Hilfe eines Rechenprogramms, das für jeden Versuchszustand

- die Einzelkräfte der Geber in kp,
- die Erddruckordinaten über die gesamte Wandhöhe in Mp/m^2 ,
- die Erdwiderstandsordinaten am Wandfußbereich in Mp/m^2 ,
- die Steifenkräfte in kp/m ,
- die Fundament- und Oberflächensetzungen,
- die Wandverformungen an 5 Punkten,

ferner

den aus allen Einzelkräften errechneten Querkraft- und Biegemomentenverlauf

sowie

den Wandreibungswinkel in drei Höhenbereichen und für die gesamte Wandhöhe gemittelt

ausgibt.

Der Verlauf der Querkräfte und Biegemomente wird aus den waagerechten Auflagerkräften der Wandelemente ermittelt, mit denen diese an den beiden mittigen Vierkantstäben anliegen (Bild 11 u. 14). Sie werden, falls erforderlich, über die Steifenkräfte geringfügig rechnerisch so korrigiert, daß sie am oberen und unteren Wandende Null sind.

4.2.11 Versuchsdurchführung

Die Versuchswand hängt frei im Versuchskasten. In diesem Zustand werden die Nullwerte aller Messungen genommen, worauf die Gleitfolie an den Seitenwänden eingehängt und mit dem Einfüllen des Sandes begonnen wird.

Der Sand wird in Lagen von ca. 4 cm gleichzeitig vor und hinter der Versuchswand eingefüllt und jede Lage gründlich durchrecht. Durch das gleichzeitige Verfüllen auf beiden Wandseiten wird verhindert, daß die Wand einseitig ausweicht und bereits beim Verfüllen Verformungen und Biegemomente in die Wand eingeleitet werden. Nach dem Erreichen der Gründungssohle des Modellfundamentes wird dieses eingebaut, worauf der Sand bis zum Rande des Versuchskastens eingefüllt und abgezogen wird. In diesem Zustand werden die Setzungspegel auf der Sandoberfläche und dem Modellfundament installiert und die Meßuhren - ebenso wie die Uhren zur Messung der Wandverformungen - auf Null einjustiert. Die Werte der Erddruckaufnehmer und der Kraftaufnehmer in der Wandaufhängung werden registriert und ergeben den Ruhedruck nach Größe und Richtung.

Schließlich wird die Fundamentlast auf das Modellfundament aufgebracht und die dabei entstehenden geringfügigen "Vorverformungen" der Wand gemessen.

Der Aushub erfolgt in Schichten durch Abziehen mit einer Abziehlehre, wobei der Sand über einen Fallschacht an der Stirnwand in bereitstehende Transportbehälter fällt. Die Abziehlehre ermöglicht dabei ein genaues Ein-

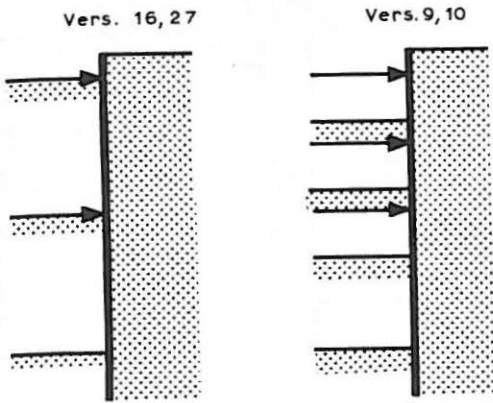
halten der jeweiligen Aushubtiefen. Die einzelnen Steifenlagen werden bei bestimmten Zwischentiefen nach der Registrierung aller Meßwerte eingebaut.

Der Versuch 11 (im Anhang) zeigt, daß die Wandverformungen beim Aushub die "Vorverformungen" bei weitem übertreffen und für die entstehende Erddruckverteilung allein maßgebend sind.

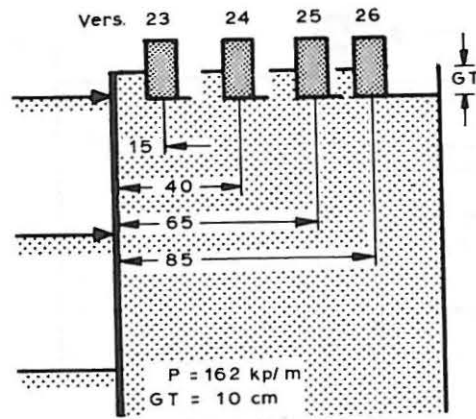
Der Gesamterddruck auf die Wand nimmt mit dem Aushub und der Aktivierung des Scherwiderstandes in immer tieferen Bereichen zunächst rasch, zum Schluß aber nur mehr langsam ab; mitunter steigt er im letzten Aushubstadium wieder leicht an. Das läßt darauf schließen, daß sich eine Gleitzone gebildet hat, in der die Scherfestigkeit nach dem Erreichen ihres Größtwertes mit weiterer Auflockerung des Sandes wieder leicht abnimmt; zumindest ist der Grenzzustand nahezu erreicht.

zweiten Sonderversuch wirken zwei Streifenlasten gleichzeitig. Dieser Versuch soll zeigen, wie sich die Einflüsse zweier Fundamente überlagern. Schließlich wird untersucht, inwieweit die Erddruckverteilung von der Aushubvoreilung beim Steifeneinbau beeinflußt wird.

Aus der Gesamtheit der Versuchsergebnisse wird im folgenden versucht, qualitativ und zahlenmäßig die Auswirkungen von Fundamentlasten aufzuzeigen.

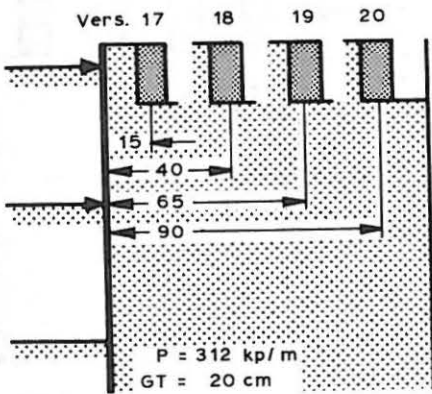


Grundversuche (ohne Auflast)

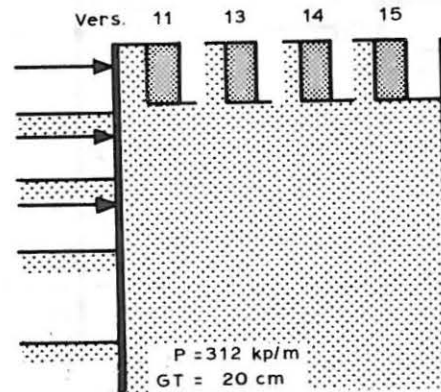


Serie 1 (2-fache Abstützung)

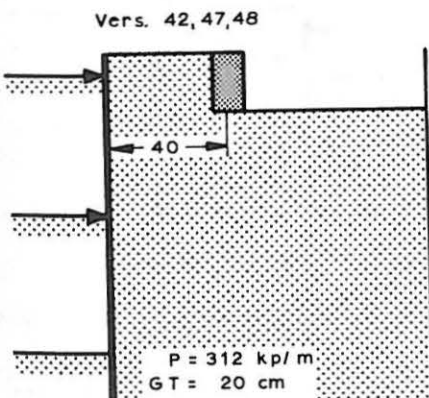
Maße in [cm]



Serie 2 (2-fache Abstützung)



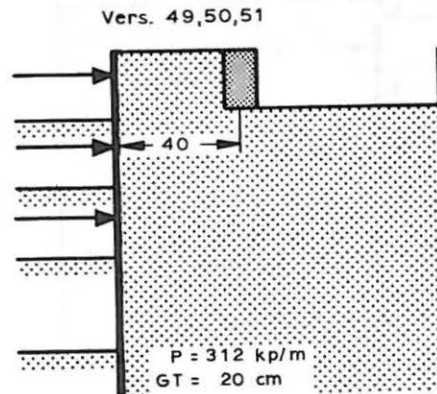
Serie 3 (3-fache Abstützung)



$$J_1 = 0,4800 \text{ cm}^4 / \text{m}$$

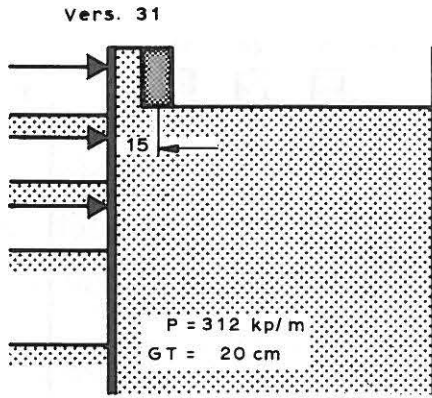
$$J_2 = 0,2778 \text{ cm}^4 / \text{m}$$

$$J_3 = 1,1377 \text{ cm}^4 / \text{m}$$

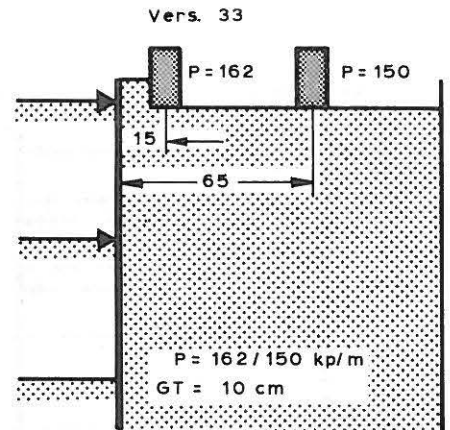


Serie 4: Variationen der Wandsteifigkeit

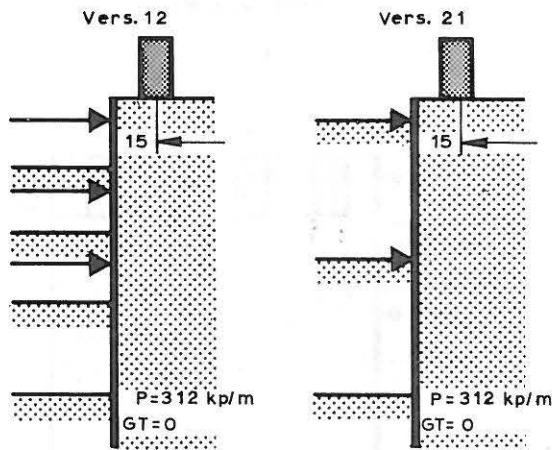
Bild 22: Versuchsprogramm



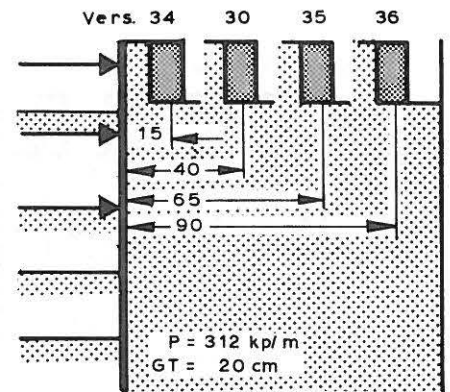
Steifenvorspannung



zwei gleichzeitig vorhandene Lasten

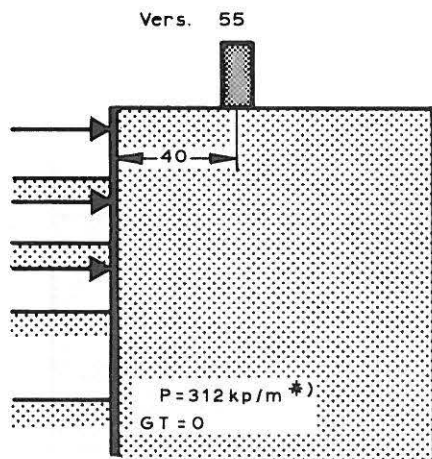


Einfluß des Aushubvorgangs auf die Fundamentsetzung

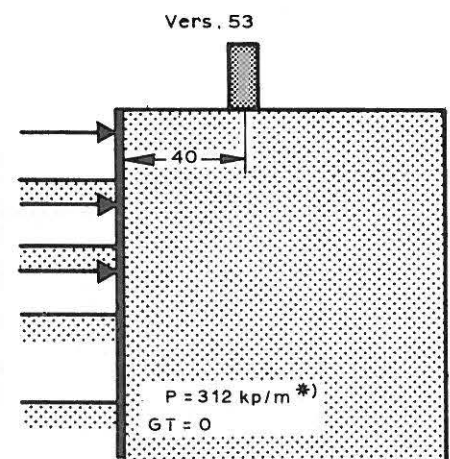


Grundversuch mit $P=0$, Vers. 29

geänderte Aushubvoreilung beim Steifeneinbau



*) vor dem Aushubbeginn aufgebracht



*) erst nach Erreichen des Endaushubs aufgebracht

Vergleich Lastaufbringung vor und nach dem Aushubvorgang

6. Reproduzierbarkeit

Um die versuchsbedingten Streuungen in den Ergebnissen abschätzen zu können, wurde anschließend an den Versuch 9 ein Wiederholungsversuch durchgeführt (Versuch 10). Die Ergebnisse beider Versuche sind einander im Bild 24 für die Aushubtiefe von 98,8 cm gegenübergestellt. Während die Wandverformungen geringfügig voneinander abweichen, hat sich in beiden Versuchen praktisch der gleiche Gesamtdruck E_h eingestellt (250 gegenüber 256 kp/m). Die Differenz ist mit rund 2,5 % unbedeutend. Die erhaltenen Erddruckverteilungen in beiden Versuchen unterscheiden sich praktisch nicht voneinander. Die Unterschiede in den Steifenkräften sind etwas größer, zumal, da die Wandverformungen, die nach den Gesetzen der Statik auch die Steifenkräfte beeinflussen, etwas voneinander abweichen. Mit maximal 6 % haben aber die Abweichungen in den Steifenkräften keine ausschlaggebende Größenordnung.

Die im ganzen etwas schlechtere Übereinstimmung der Versuche 16 und 27, die ebenfalls unter gleichen Bedingungen durchgeführt wurden, erklären sich mit dem unterschiedlichen Einbauraumgewicht γ auf der "aktiven" Wandseite. Es lag im Versuch 27 ($1,657 \text{ Mp/m}^3$) um rund $0,021 \text{ Mp/m}^3$ oder 1,28 % höher als im Versuch 16 ($1,636 \text{ Mp/m}^3$). Dabei hat der Erddruck im Versuch 27 um 4 % gegenüber dem Versuch 16 abgenommen, wobei die Wandbewegungen infolge der höheren Lagerungsdichte im Mittel etwa $1/4$ kleiner geworden sind. Die Erddruckflächen haben trotz etwas größerer Abweichungen als zuvor auch hier noch unverkennbar die gleiche Form. Die Unterschiede in den Steifenkräften betragen rund 10 %.

Die Unterschiede in den Ergebnissen der Versuche 16 und 27 veranschaulichen den ungünstigsten Fall. Die übrigen Versuche weisen Raumgewichte zwischen 1,640 und 1,650 auf; sie weichen darin nur um maximal 0,6 % voneinander ab und lassen eine wesentlich bessere Reproduzierbarkeit erwarten.

Die Versuchsergebnisse sind demnach ohne weiteres vergleichbar. Sie ermöglichen qualitative und auch quantitative Folgerungen mit hinreichender Genauigkeit.

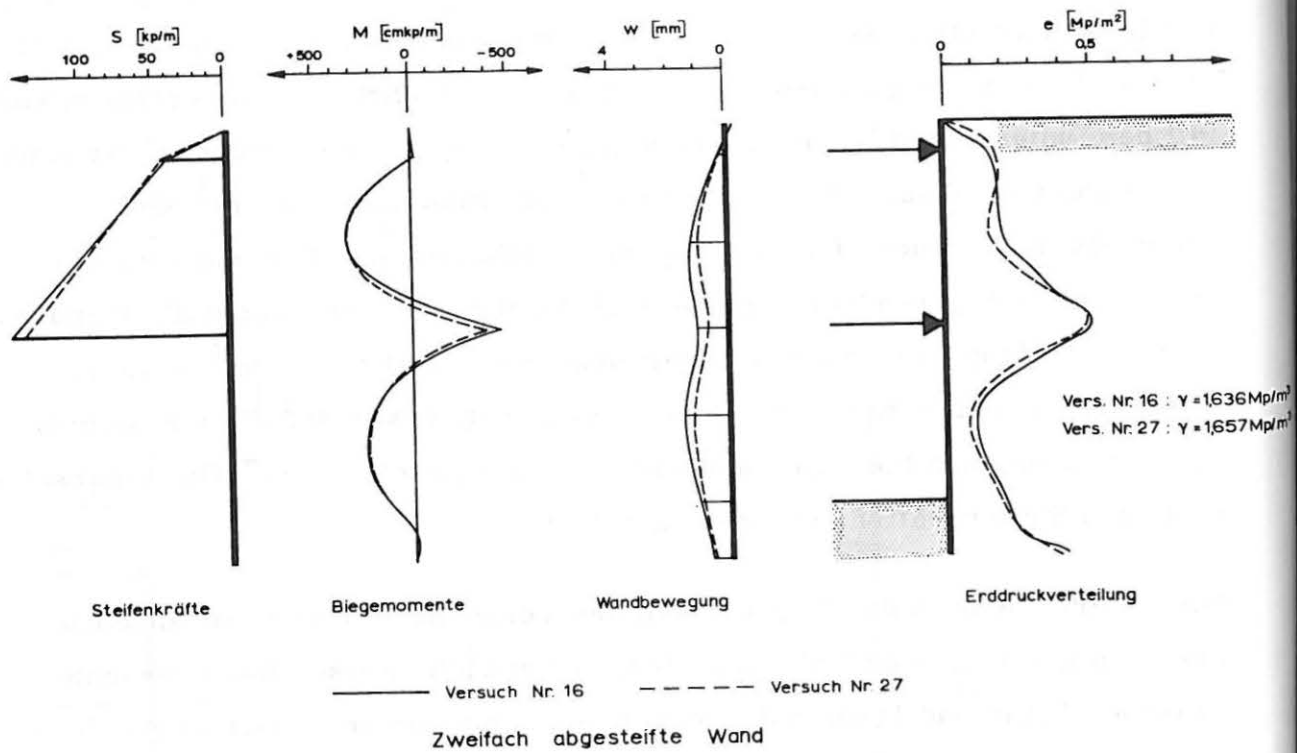
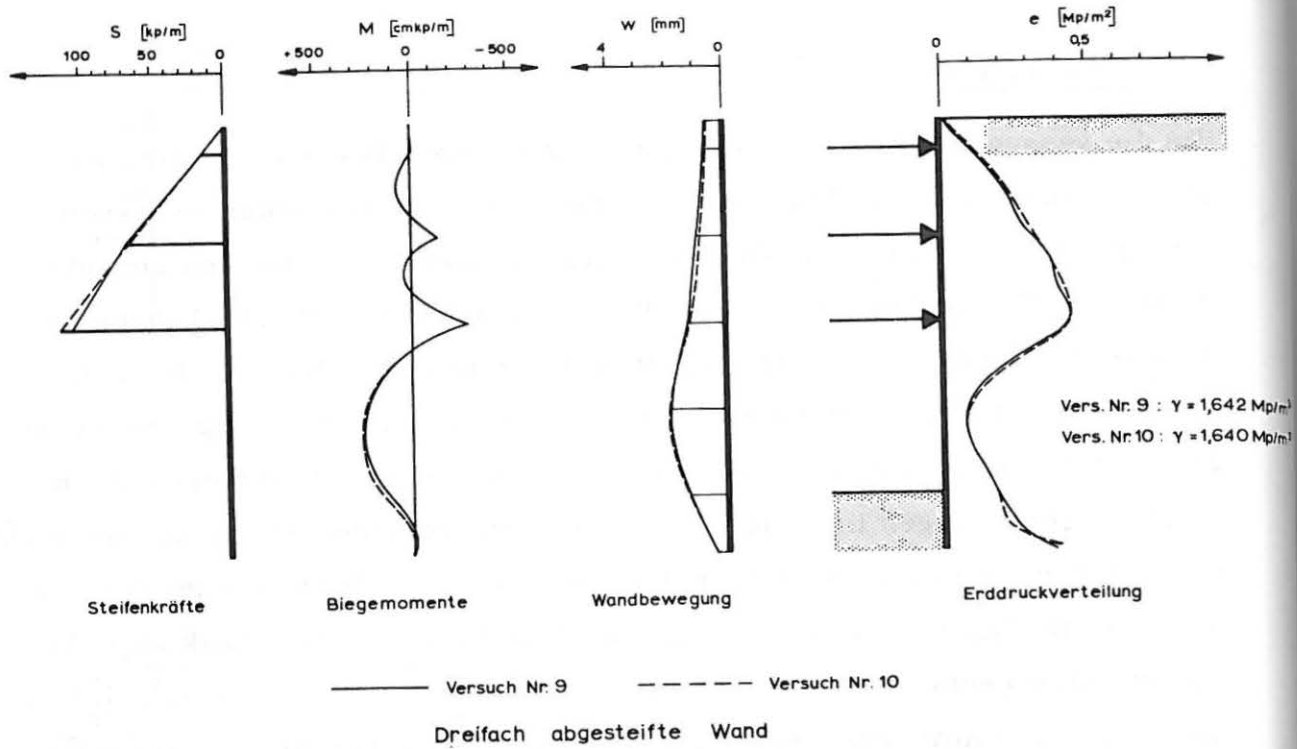


Bild 24: Reproduzierbarkeit

7. Ergebnisse

7.1 Allgemeines

Die Ergebnisse einzelner Versuche sind im Anhang für den gesamten Aushubvorgang angegeben. Die daraus abzulesenden allgemeinen Tendenzen gelten auch für die übrigen Versuche:

Mit dem Aushub hat der Gesamterddruck E_h auf die Wand zunächst rasch, danach langsamer abgenommen, und sich schließlich einem Grenzwert genähert. Mitunter ist er zuletzt wieder geringfügig angestiegen. Der im Endaushub gemessene Gesamtdruck E_h stellt somit annähernd einen unteren Grenzwert dar.

Während des Aushubs gibt die Wand unterhalb der zuletzt eingebauten Steifenlage nach, der Erddruck nimmt dort ab und verlagert sich zur Steife zum unnachgiebig abgestützten Wandbereich hin. Diese seit BRISKE (1957) als "Erddruckumlagerung" bekannte Erscheinung hat nicht nur bei den Grundversuchen ohne Fundamentlast, sondern auch in allen übrigen Versuchen die Erddruckverteilung maßgeblich bestimmt. Im Endzustand wirkt i. a. im untersten Feld der kleinste, darüber an der letzten Steifenlage der größte Erddruck. Diese Steifenlage ist deshalb am stärksten belastet.

Vom Beginn des Aushubs an steigt der mittlere Wandreibungswinkel ständig an. Die Wandreibung ist über die Wandhöhe nicht konstant: Trotz der groben Aufteilung in nur drei Wandbereiche ist zu erkennen, daß die Wandreibung immer dort aktiviert wird, wo die Wand gerade nachgibt, um danach mit dem Abklingen der Wandbewegung wieder abzufallen. Das gilt gleichermaßen für die Versuche mit und ohne Fundamentlast. Der Größtwert des Wandreibungswinkels über die gesamte Wandhöhe beträgt ca. 29° , die Größtwerte für die einzelnen Wandbereiche ca. $35 - 39^\circ$. Da diese Zahlen aber nur Mittelwerte über die jeweiligen Wandbereiche darstellen, sind die Reibungsspitzen örtlich noch größer und liegen somit in der Größenordnung des Reibungswinkels

Der mittlere Wandreibungswinkel δ über die gesamte Wandhöhe kann bei einem inneren Reibungswinkel des Sandes von $\rho = 40 - 42^\circ$ mit ausreichender Sicherheit zu $2/3 \rho$ angesetzt werden.

Die Steifenkräfte zeigen, im großen Ganzen betrachtet, einen einheitlichen Verlauf. Die Kräfte der oberen Steifenlagen wachsen gleich nach ihrem Einbau mit dem folgenden Aushubschritt rasch an. Sie erreichen bereits am Ende dieses Schrittes - vor dem Einbau der nächsten Lage - entweder einen Größtwert, der von da an wieder abfällt, oder zumindest Werte, die bereits in der Größenordnung der Endwerte liegen und bis zum Endaushub nicht mehr entscheidend zunehmen (Bild 25). Lediglich im Versuch 20 nimmt die Kraft der oberen Steifenlagen noch um rund $1/3$ zu. In den übrigen Fällen, in denen die Steifenkräfte der oberen oder mittleren Lage bis zum Endaushub noch zunehmen, liegt der Zuwachs unter 20% . Die oberste Steifenlage der dreifach abgesteiften Wand wird hingegen bis zum Endaushub durchweg, zum Teil erheblich, entlastet. Diese einzelnen Abweichungen lassen indessen keine einheitliche Tendenz erkennen. In den meisten Fällen erreichen die oberen Steifen ihre größte Belastung annähernd bereits im Vorbauzustand.

7.2 Setzungsverhalten

Bei den Grundversuchen ohne Fundamentlasten (Versuch Nr. 9, 10, 16, 27) hat sich die Bodenoberfläche stetig gesetzt (siehe Anhang). Es hat sich an der Oberfläche kein Gleitflächenausstritt abgezeichnet: Eine Unterscheidung in einen von der Bewegung erfaßten und einen in Ruhe verharrenden Bodenbereich ist nicht möglich. Vielmehr haben sich die Oberflächensetzungen schon bei geringer Aushubtiefe bis an die Kastenrückwand erstreckt, wenngleich sie dort auf sehr kleine Werte abgeklungen waren.

Mit dem Nachgeben der Wand kann sich der dahinter anstehende Boden seitlich entspannen. Die Horizontalspannung nimmt im gesamten Massiv, - innerhalb und auch noch weit außerhalb der Bruchzone - ab und ruft entsprechende

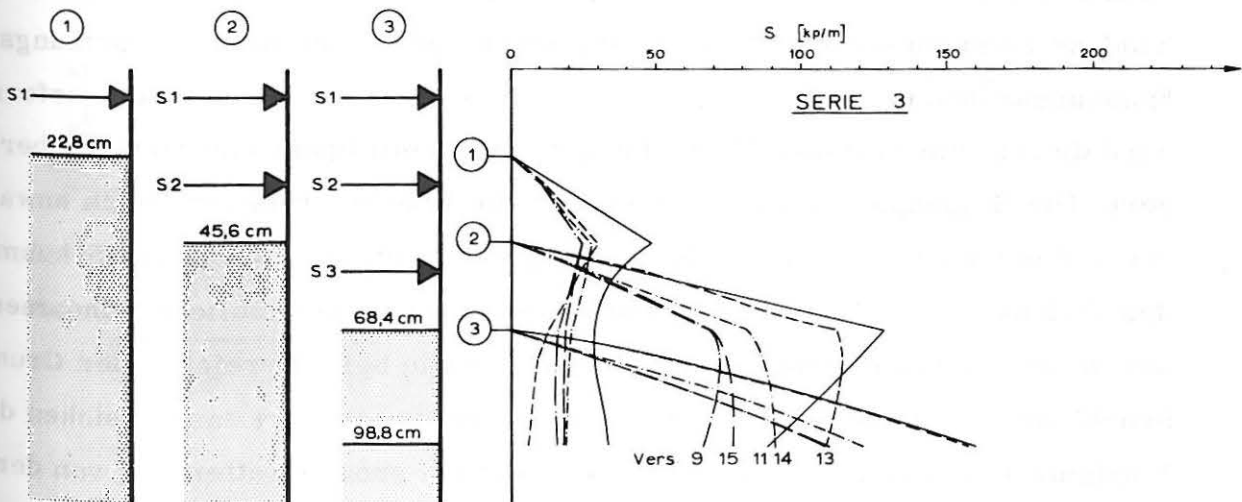
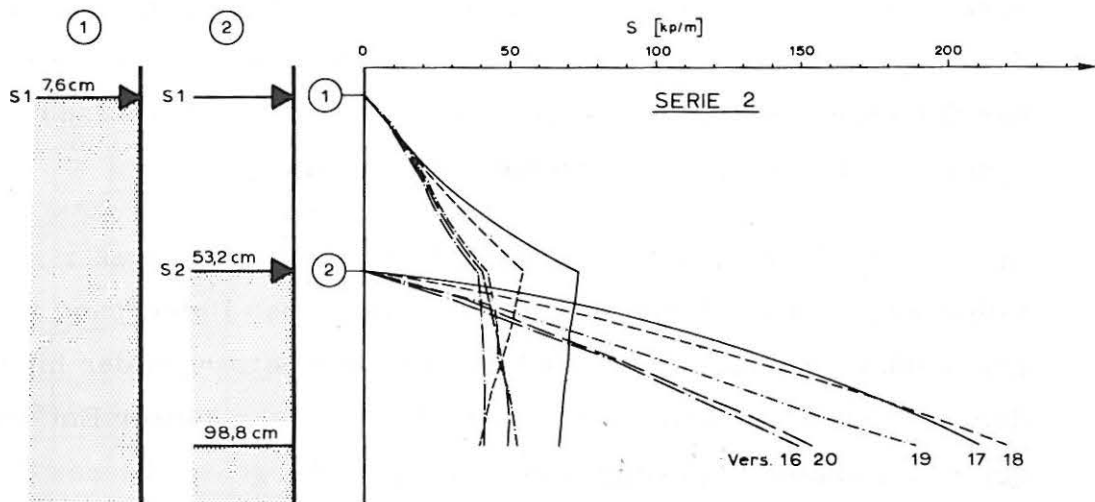
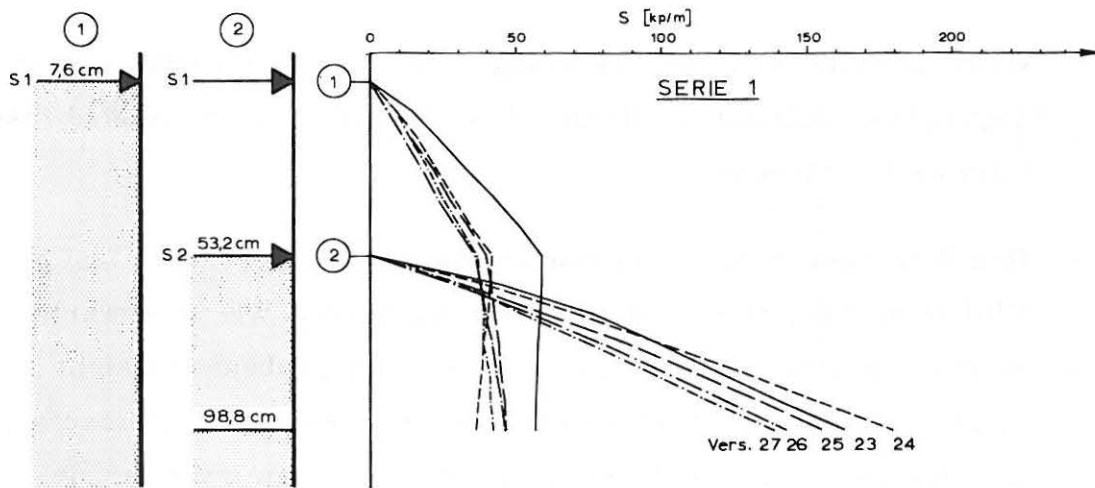
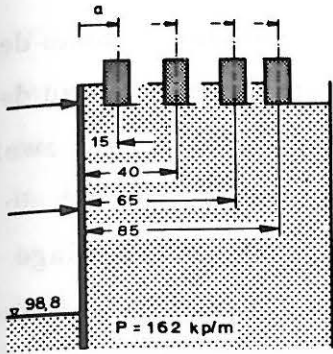


Bild 25: Veränderung der Steifenkräfte mit dem Aushubfortschritt

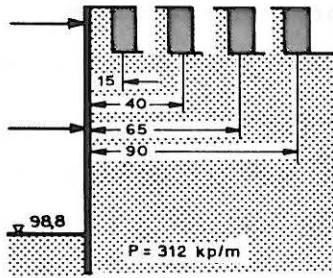
weitreichende Oberflächensetzungen hervor. Damit erklärt sich der stetige Verlauf der Setzungen, die sich bereits in den ersten Aushubzuständen relativ weit erstrecken.

Das Setzungsverhalten bei den Versuchen mit Fundamentlast geht aus Bild 26 hervor. Die Fundamentsetzungen sind, wie zu erwarten, umso größer, je näher das Fundament an der Baugrubenwand steht und je höher es belastet ist. Der Einfluß der Lastgröße auf die Fundamentsetzung ist bei nahe an der Wand stehenden Fundamenten am größten: Bei einem Achsabstand von $a = 15$ cm ist bei verdoppelter Last die Fundamentsetzung auf das knapp $2 \frac{1}{2}$ -fache angewachsen, während bei $a = 90$ cm die nunmehr kleinen Setzungen nicht mehr nennenswert von der Last beeinflußt werden: die Unterschiede betragen hier weniger als 20 %.

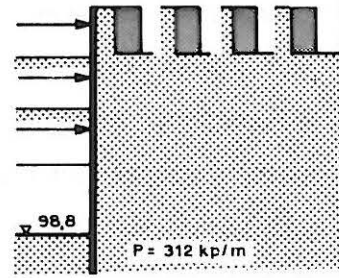
In jedem Fall hat sich das Fundament erheblich mehr gesetzt als die unmittelbar angrenzende Sandoberfläche. Es ist in den Untergrund mehr oder weniger stark eingesunken, während die geringen Setzungen der hinter dem Fundament liegenden "Kellersohle" bereits nach sehr kurzer Entfernung abklingen und mitunter in geringfügige Hebungen übergehen. Dieses Setzungsverhalten läßt sich mit dem Verformungsverhalten des Sandes erklären: Die vorhandene Fundamentlast hat im Untergrund einen bestimmten Verformungs- und Spannungszustand erzeugt. Mit der beim Aushub auftretenden Wandverformung wird diesem ein weiterer Verformungs- und damit Spannungszustand überlagert. Die Schubspannungen können durch die Überlagerung erheblich anwachsen und unter Umständen die Scherfestigkeit erreichen, wobei der Schubmodul des Bodens bis auf Null abfällt. Dabei stellen sich beträchtliche Fundamentsetzungen und Oberflächenhebungen, ähnlich wie beim Erreichen der Grundbruchlast ein. Diese Schubspannungsüberlagerung erklärt das Einsinken des Fundamentes in den Untergrund, das selbst bei großer Entfernung von der Wand eingetreten ist und auch durch die Anwendung der Steifenvorspannung nicht verhindert werden kann (vgl. Kap. 7.8).



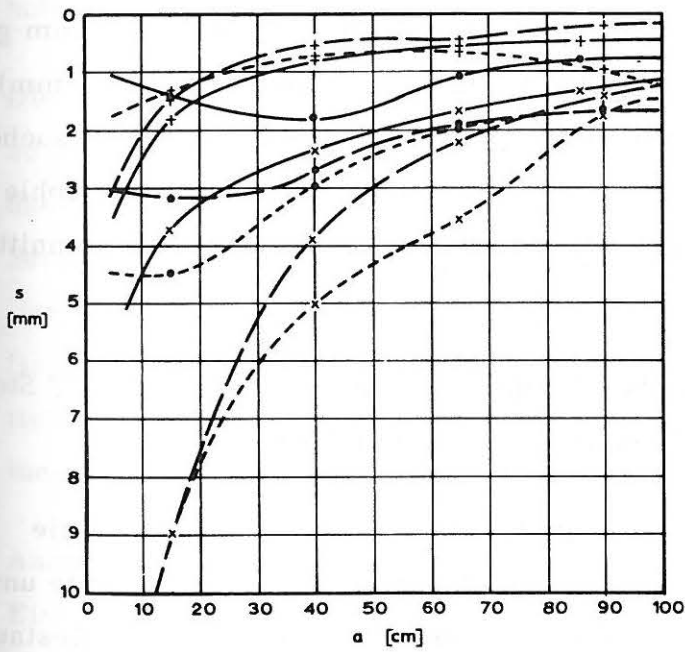
Serie 1



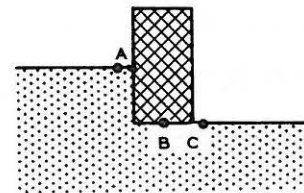
Serie 2



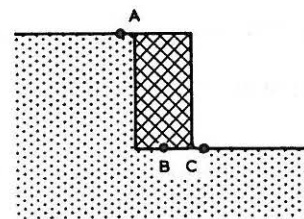
Serie 3



- | | | | |
|-------|---------|---|---------------|
| — | Serie 1 | ● | Setzung von A |
| - - - | Serie 2 | × | Setzung von B |
| - · - | Serie 3 | + | Setzung von C |



Serie 1



Serie 2 und 3

Bild 26: Setzungsverhalten

Um abschätzen zu können, inwieweit im "Erstaushub" - vor dem Einbau der ersten Steifenlage - die Nachgiebigkeit des freistehenden Wandkopfes zu den Setzungen wandnaher, flach gegründeter Fundamente beiträgt, wurden zwei gesonderte Versuche (Versuche 21 und 12; siehe Anhang) durchgeführt. In beiden stand das Fundament auf der Sandoberfläche. Die erste Steifenlage lag in beiden Fällen auf gleicher Höhe. Vor ihrem Einbau - bei freistehender Wand - wurde die Fundamentsohle durch die Aushubsohle mehr oder weniger weit "unterschnitten". Die Unterschneidung betrug im Versuch 21 nur 7,6 cm ($\hat{=}$ 1,15 m in der Wirklichkeit), im Versuch 12 dagegen mit 22,8 cm ($\hat{=}$ 3,45 m) das Dreifache.

Im Versuch 21 hat sich das Fundament vor dem Einbau der 1. Steifenlage um rund 0,6 mm und beim Erreichen des Endaushubs um insgesamt 9,4 mm gesetzt (ein Wiederholungsversuch ergab 1,3 mm und im Endzustand 8,3 mm). Diese Werte stimmen in etwa mit den entsprechenden Werten der Versuche 11 und 17 überein, wo vor dem Einbau der 1. Steifenlage die Fundamentsohle - die dort allerdings 20 cm tief lag - nur minimal oder garnicht unterschritten wurde.

Im Versuch 12 hingegen hat sich das Fundament vor dem Einbau der 1. Steifenlage um 11,4 mm gesetzt. Die endgültige Setzung betrug 22,7 mm.

Mit wachsendem Aushub vor der anfangs freistehenden Wand nehmen die Wandverformungen und damit die Setzungen der wandnahen Fundamente unverhältnismäßig stark zu. Die großen Wandkopfverschiebungen, die im Erstaushub beim Unterschneiden der Fundamentsohle entstehen, rufen nicht nur im Anfangszustand erhöhte Fundamentsetzungen hervor; sie ziehen auch beim weiteren Aushubvorgang vergrößerte Wandbewegungen nach sich, womit sich die Fundamentsetzungen nochmals erhöhen. Die Wandkopfverschiebungen müssen daher, vor allem neben setzungsempfindlichen Gebäuden, von Anfang an unter Kontrolle gehalten werden. Auf keinen Fall dürfen die Fundamente setzungsempfindlicher Gebäude im Erstaushub nennenswert unterschritten werden.

Vielmehr soll der Erstaushub möglichst klein gehalten und die erste Steifenlage möglichst hoch angeordnet werden. Auch die folgenden Steifenlagen sollen mit möglichst geringer Aushubvoreilung und im engen Abstand eingebaut werden. Die im Versuch 12 nachgeahmten Verhältnisse dürfen deshalb in der Praxis nicht angewandt werden, auch wenn die Festigkeitsreserven im Verbau und im Boden davor dies zulassen sollten.

7.3 Einfluß des Aushubvorgangs auf die Erddruckverteilung

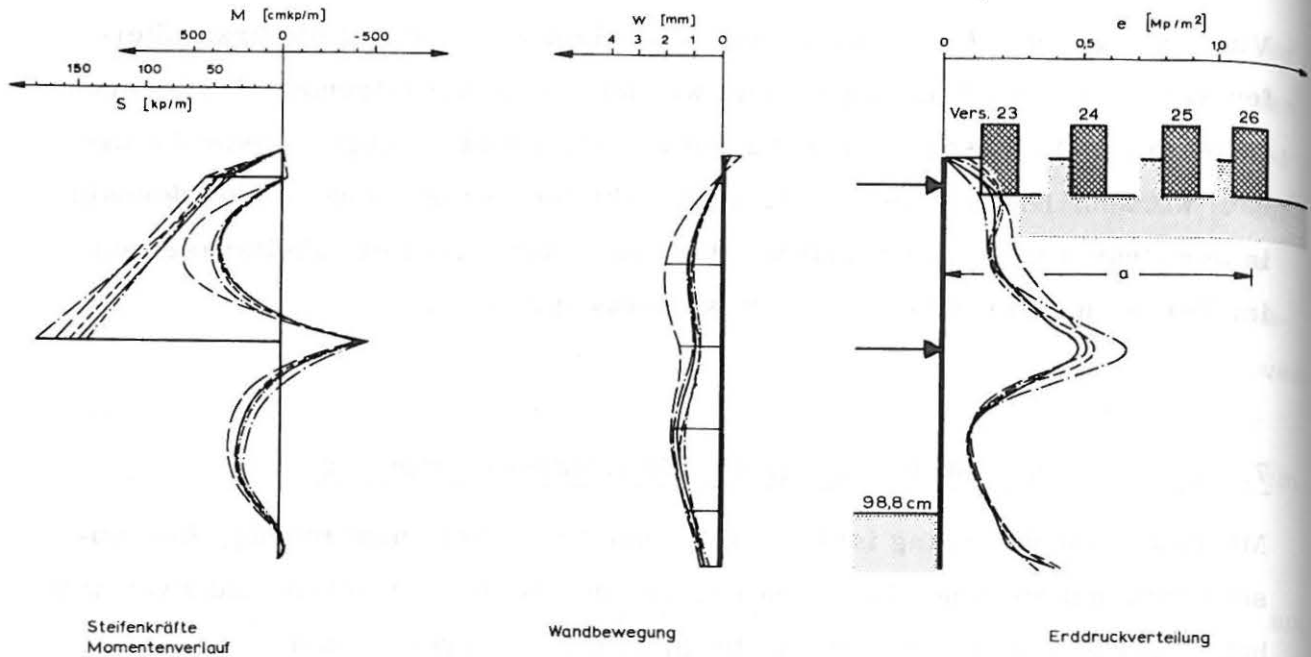
Mit dem Aushubvorgang ist hier die Einheit von Steifenanordnung, Aushubschritten und Steifeneinbau gemeint. Bei den Serienversuchen sind zwei Aushubvorgänge angewandt worden, die in Bild 21 angegeben sind.

Die Erddruckverteilung wird entscheidend vom Aushubvorgang geprägt, ebenso die Wandverformung sowie die Biegemomente und Steifenkräfte. Demgegenüber tritt der Einfluß der Fundamentlasten zurück. Die Erddruckflächen der Serie 1 unterscheiden sich von denen der Serie 2 der Form nach nur unwesentlich (Bild 27), obwohl im zweiten Fall die Fundamentlasten verdoppelt sind. Dagegen liefert die Serie 3 (Bild 28) trotz gleicher Belastung und Gründungstiefe wegen des unterschiedlichen Aushubvorganges andere Erddruckverteilungen wie die Serie 2.

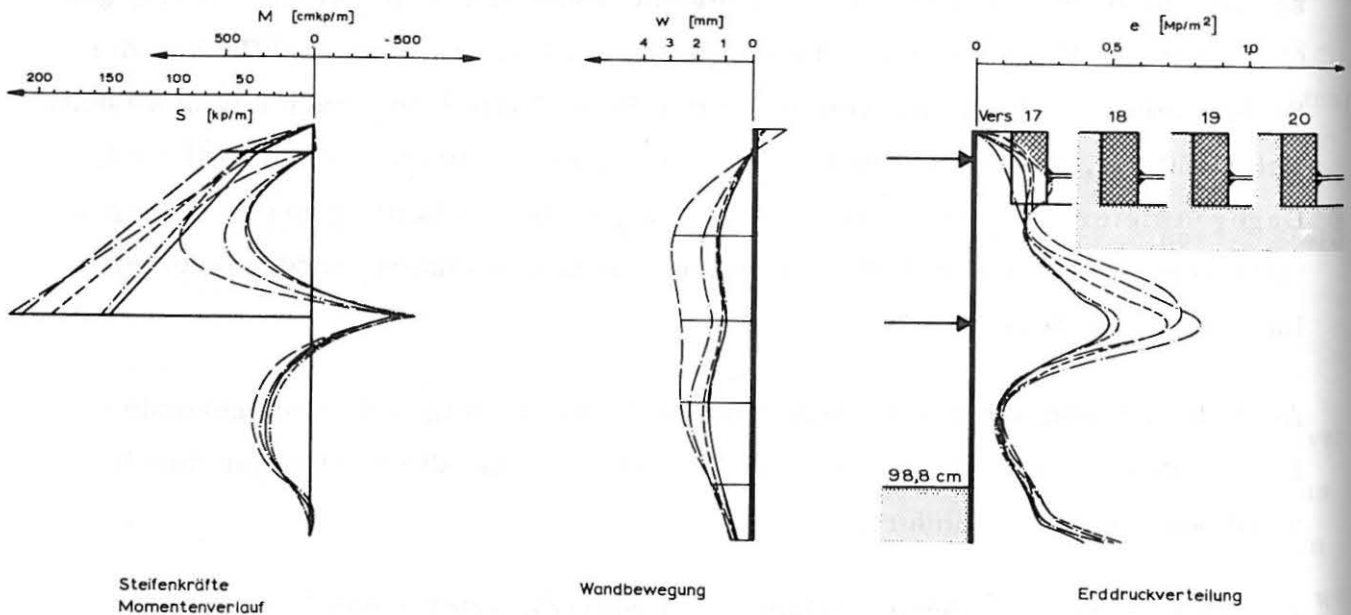
Auch die Ergebnisse der Vorbauzustände (Bild 29) zeigen den maßgebenden Einfluß des Aushubvorgangs auf die Druckverteilung; diese wird nur durch wandnahe Lasten verändert.

Um die Formen der Erddruckflächen ("Erddruckverteilungen") unabhängig von der Größe des Gesamterddruckes miteinander vergleichen zu können, sind in Bild 30 an Stelle der Erddruckordinaten e_h die Werte e_h/E_h aufgetragen. Die so erhaltenen Figuren sind untereinander flächengleich und lassen Eigenheiten der Erddruckverteilung besser erkennen.

Vernachlässigt man Einzelheiten in der Form dieser umgerechneten Erddruckflächen, insbesondere solche, die von wandnahen Fundamentlasten her-



SERIE 1 , T = 98,8 cm , P = 162 kp/m

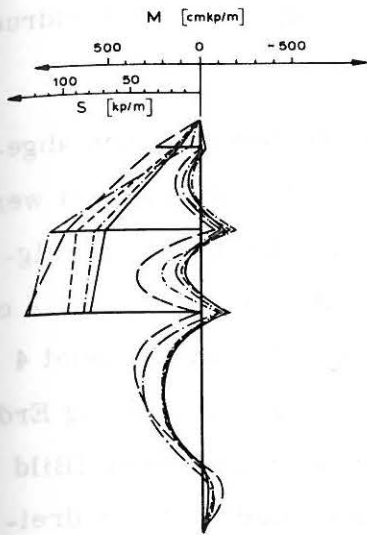


SERIE 2 , T = 98,8 cm , P = 312 kp/m

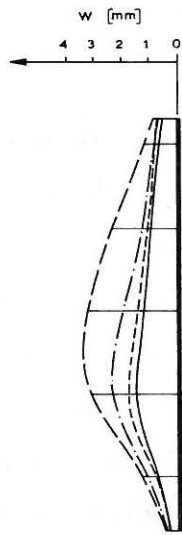
	SERIE 1	SERIE 2	a [cm]
	Vers. Nr.	Vers. Nr.	
—————	16	16	∞
-----	23	17	15
-----	24	18	40
-----	25	19	65
-----	26	20	85/90 *)

*) Diese Werte fallen häufig mit denen für a = ∞ zusammen

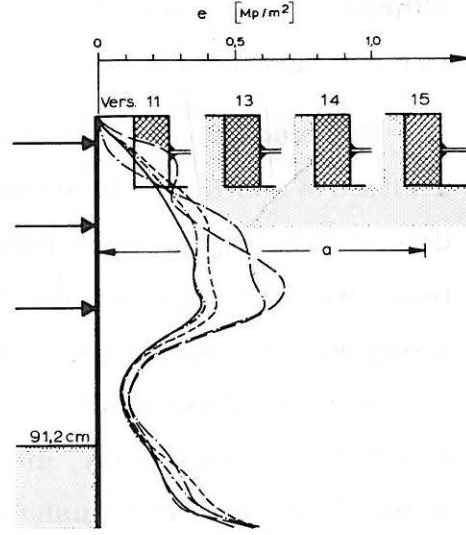
Bild 27: Ergebnisse im Endzustand, Serien 1 und 2



Steifenkräfte
Momentenverlauf

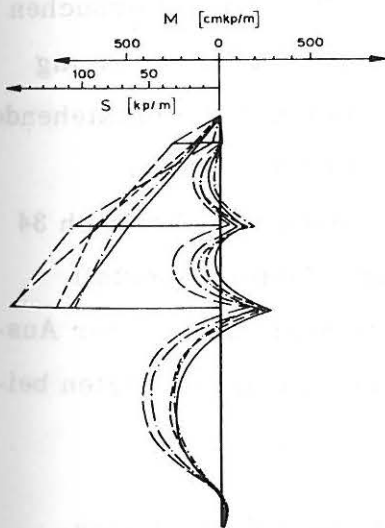


Wandbewegung

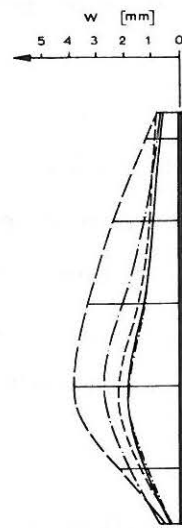


Erddruckverteilung

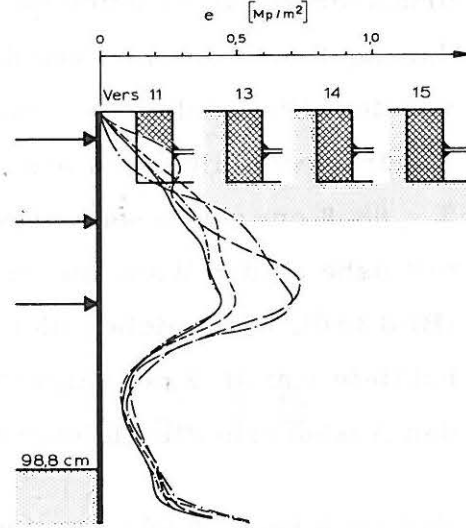
SERIE 3 , T = 91,2 cm , P = 312 kp/m



Steifenkräfte
Momentenverlauf



Wandbewegung



Erddruckverteilung

SERIE 3 , T = 98,8 cm , P = 312 kp/m

Vers Nr.	a [cm]
9	∞
11	15
13	40
14	65
15	90 *)

*) Diese Werte fallen häufig mit denen für a = ∞ zusammen

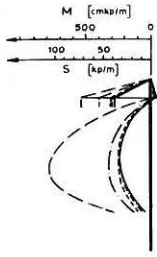
Bild 28: Ergebnisse im Endzustand, Serie 3

rühren, so lassen sich folgende Aussagen über die Abhängigkeit der Erddruckverteilung vom Aushubvorgang machen:

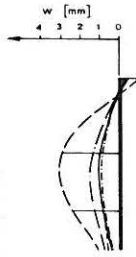
Die Erddruckflächen oberhalb der Aushubsohle können an der zweifach abgesteiften Wand im Endaushub durchwegs durch Dreieckflächen angenähert werden (Bild 30 a; vgl. auch Bild 27). Das gleiche gilt für den in Bild 29 gezeigten, zweifach abgesteiften Vorbauzustand bei der Aushubtiefe von $T = 68,4$ cm, während sich danach bei einer Aushubtiefe von $91,2$ cm, die in insgesamt 4 gleichgroßen Aushubschritten erreicht wurde, bei dreifacher Absteifung Erddruckflächen einstellen, die durch Trapeze angenähert werden können (Bild 30 b). Beim weiteren Aushub auf $T = 98,8$ cm stellen sich auch bei der dreifach abgesteiften Wand annähernd dreieckförmige Erddruckflächen ein (Bild 30 c).

Um bei gleicher Steifenanordnung den Einfluß der Aushubschritte auf die Erddruckverteilung zu untersuchen, wurde eine gesonderte Reihe von Versuchen durchgeführt, die sich von der Serie 3 durch eine größere Aushubvoreilung vor dem Einbau der Steifenlagen unterscheidet und bei der nur die entstehende Erddruckverteilung festgestellt werden sollte. Die im Endaushub von $T = 98,8$ cm gemessenen Erddruckflächen haben (abgesehen vom Versuch 34 mit nahe an der Wand stehendem Fundament) etwa trapezförmige Gestalt (Bild 30 d). Sie gleichen hierin den Erddruckflächen der Serie 3 bei einer Aushubtiefe von $91,2$ cm (Bild 30 b); in diesen beiden Fällen waren die letzten beiden Aushubschritte gleichgroß.

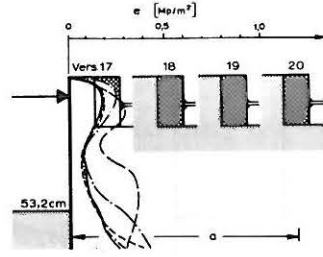
Demnach kann an der zweifach abgesteiften Wand eine annähernd dreieckförmige Druckverteilung angesetzt werden. An der dreifach abgestützten Wand kann mit annähernd trapezförmiger Erddruckverteilung gerechnet werden, wenn die einzelnen Aushubschritte gleichgroß sind. Ist der letzte Aushubschritt größer als die vorigen, so nimmt die Erddruckfläche auch hier annähernd Dreieckform an.



Steifenkräfte
Biegemomente



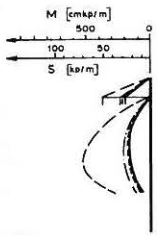
Wandbewegung



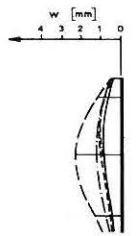
Erddruckverteilung

SERIE 2, T = 53,2 cm, P = 312 kp/m, Zwischenzustand: 1 Steife

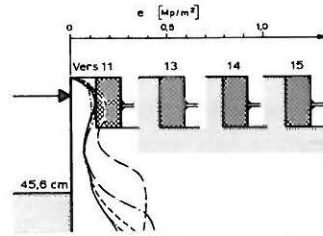
Vers Nr	a [cm]
16	∞
17	15
18	40
19	65
20	90 *)



Steifenkräfte
Biegemomente

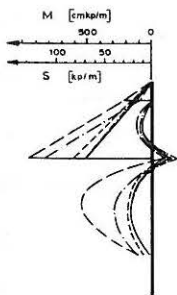


Wandbewegung

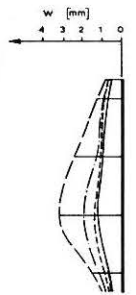


Erddruckverteilung

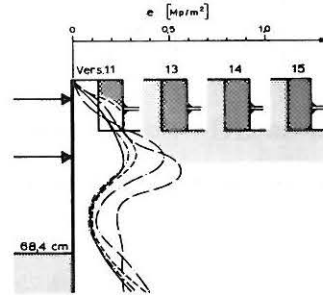
SERIE 3, T = 45,6 cm, P = 312 kp/m, Zwischenzustand: 1 Steife



Steifenkräfte
Biegemomente



Wandbewegung



Erddruckverteilung

SERIE 3, T = 68,4 cm, P = 312 kp/m, Zwischenzustand: 2 Steifen

Vers Nr	a [cm]
9	∞
11	15
13	40
14	65
15	90 *)

*) Diese Werte fallen häufig mit denen für a = ∞ zusammen

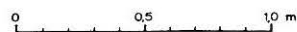
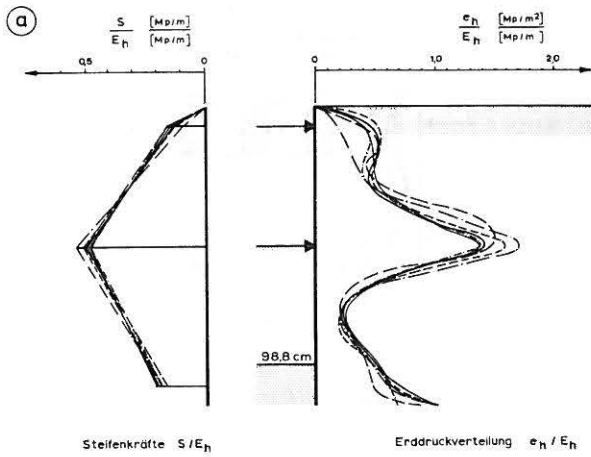
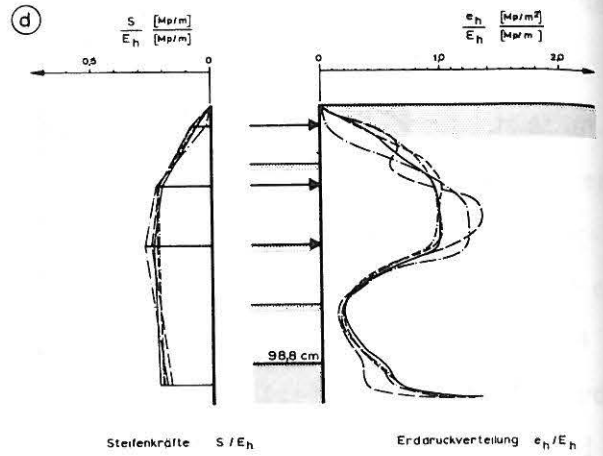


Bild 29: Ergebnisse der Vorbauzustände



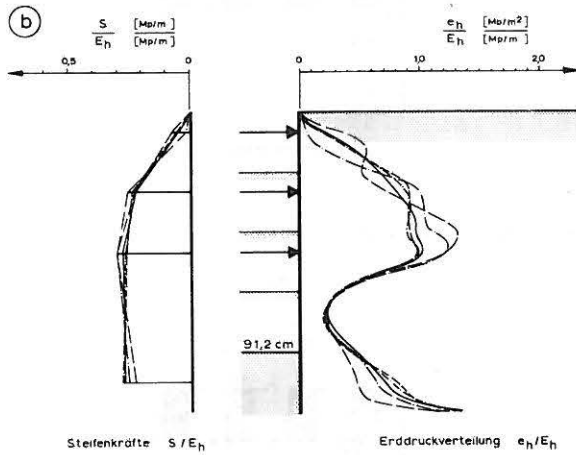
SERIE 2 $T = 98,8 \text{ cm}$, $P = 312 \text{ kp/m}$, 2 Steifen

Vers Nr	a [cm]
27	∞
16	∞
17	15
18	40
19	65
20	90



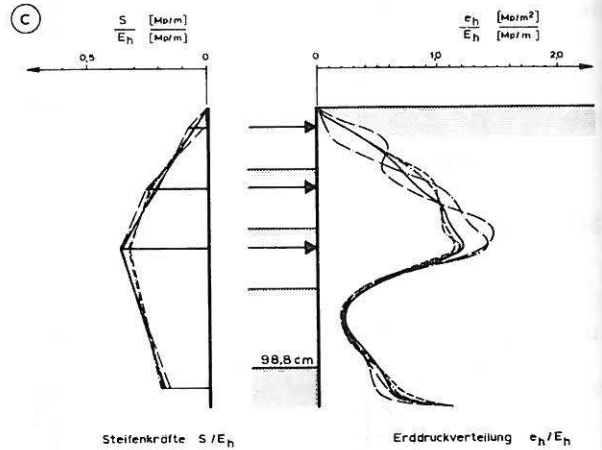
SONDERVERSUCHE $T = 98,8 \text{ cm}$, $P = 312 \text{ kp/m}$, 3 Steifen

Vers Nr	a [cm]
29	∞
31	15
30	40
35	65
36	90



SERIE 3 $T = 91,2 \text{ cm}$, $P = 312 \text{ kp/m}$, 3 Steifen

Vers Nr	a [cm]
9	∞
11	15
13	40
14	65
15	90



SERIE 3 $T = 98,8 \text{ cm}$, $P = 312 \text{ kp/m}$, 3 Steifen

Bild 3o: Erddruckverteilung e_h/E_h im Endzustand

7.4 Einfluß der Laststellung

7.4.1 Erddruckverteilung

Nur bei den kleinen Fundamentabständen ($a=15$ und $a=40$ cm) ist ein merklicher Einfluß der Fundamentlast auf die Erddruckverteilung festzustellen, für die Lastabstände von 65 und 90 cm bleibt dagegen die Form der Erddruckflächen in etwa dieselbe wie bei den zugehörigen Grundversuchen ohne Last (Bild 30); lediglich ihre Größe ist von der Laststellung abhängig (Bild 27 bis 29).

Demnach wird die Erddruckverteilung bei allen Laststellungen in erster Linie vom Aushubvorgang geprägt. Sie wird lediglich durch wandnahe Fundamentlasten in gewissen Grenzen verändert. Bei weiter entfernt angreifenden Fundamentlasten werden zwar durch die Fundamentlast die Erddruckflächen insgesamt vergrößert, ihre Form wird hingegen durch die Fundamentlast nicht verändert.

Die für die Erddruckverteilung gefundenen Zusammenhänge gelten auch für die Wandverformungen und Schnittgrößen:

Bei dem 15 cm von der Wand entfernten Fundament hat sich am Wandkopf eine beträchtliche Druckkonzentration eingestellt, die die Steifenkraft der obersten Steifenlage vergrößert. Außerdem hat der Erddruck auf den unter der Fundamentsohle liegenden Wandbereich zugenommen. Diese Erddruckzunahme tritt beim Fundamentabstand $a = 40$ cm etwas tiefer auf, die Belastung des Wandkopfes ist hier jedoch, verglichen mit den Grundversuchen ohne Fundamentlast, geringer. Dementsprechend ist hierbei auch die Belastung der ersten Steifenlage geringer, während die unterste bzw. mittlere und unterste Lage erhöhte Kräfte erhalten. Diese qualitativen Veränderungen der Erddruckfläche können jedoch in einem einfachen Schema nicht gesondert erfaßt werden. Im übrigen sind sie, im großen Ganzen gesehen, für die Form der Erddruckverteilung nicht entscheidend.

7.4.2 Gesamtdrücke

Im Bild 31 sind die erhaltenen Gesamterddrücke E_h im Endhaushub $T = 98,8$ cm in Abhängigkeit von der Laststellung dargestellt. Die Differenzen ΔE_h gegenüber dem Wert ohne Fundamentlast sind zusätzlich aufgetragen und geben den Einfluß der Fundamentlast auf den Gesamterddruck an.

Die so erhaltenen Einflußlinien verlaufen bis zu $a = 40$ cm waagrecht; Der Fundamentabstand a hat keinen Einfluß auf den Gesamterddruck E_h . Dieser wird durch ein gleichbleibendes Maß ΔE_h erhöht, das nur von der Last P abhängt. Erst ab $a = 40$ cm fällt der Einfluß ΔE_h linear ab, um bei einem Grenzzustand a_{gr} zu Null zu werden.

Der Grenzabstand a_{gr} beträgt für die 1. Serie rund $0,95$ m, für die 2. und 3. Serie rund $1,0$ m. Die Grenzabstände betragen demnach rund $0,9 \cdot H_S$ und $1,05 \cdot H_S$, wobei H_S die Höhe der Fundamentsohle über dem Wandfuß ist, oder $83 - 88$ % der Wandhöhe H .

Die Serien 2 und 3 haben mit und ohne Fundamentlast die gleichen Gesamtdrücke E_h geliefert. Obwohl Steifenzahl und Aushubvorgänge beider Serien verschieden sind, haben sich in beiden Fällen die gleichen Gesamtdrücke eingestellt. Die Übereinstimmung gilt für Versuche mit und ohne Fundamentlast. Die unterschiedliche Aushubart und Steifenzahl hat keinen Einfluß auf die entstehende Gesamtbelastung der Wand gehabt. Hierfür sind nur Lastgröße, Laststellung und Gründungstiefe maßgebend gewesen, die in beiden Serien gleich waren.

7.5 Einfluß der Lastgröße

Die Fundamentlast betrug in der Serie 1 162 kp/m, in der Serie 2 312 kp/m. Ein Vergleich der Serien 1 und 2 läßt trotz der unterschiedlichen Gründungstiefen deutlich den Einfluß der Fundamentbelastung erkennen:

Die Einflußlinien in Bild 31 zeigen, daß der Gesamterddruck E_h sehr stark von der Fundamentlast abhängt. Bei der Verdoppelung der Fundamentlast von 162 auf 312 kp/m hat sich der aus der Fundamentlast herrührende Erddruckanteil ΔE_h nahezu verdreifacht, obwohl im zweiten Fall die "Kellersohle" 10 cm tiefer lag und eine zusätzliche Entlastung um diesen vergrößerten Kelleraushub wirksam ist.

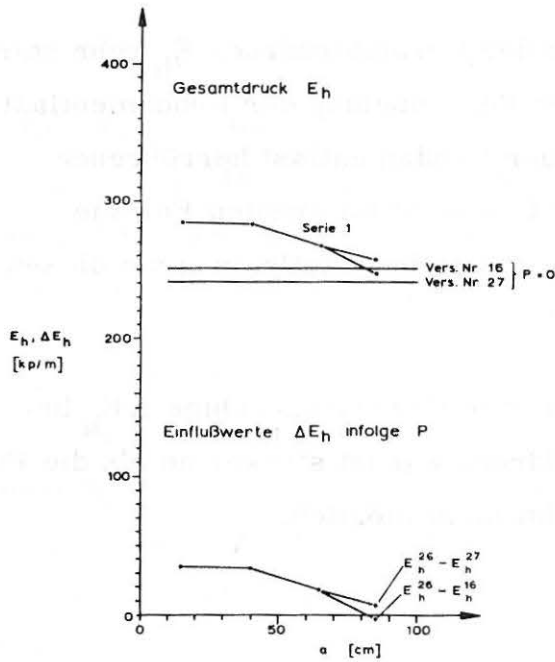
Zwischen der Fundamentbelastung P und der Erddruckzunahme ΔE_h besteht keine lineare Beziehung. Der Erddruck wächst stärker an als die Fundamentlast. Die lineare Überlagerung ist nicht möglich.

7.6 Überlagerung der Einflüsse zweier Fundamentlasten

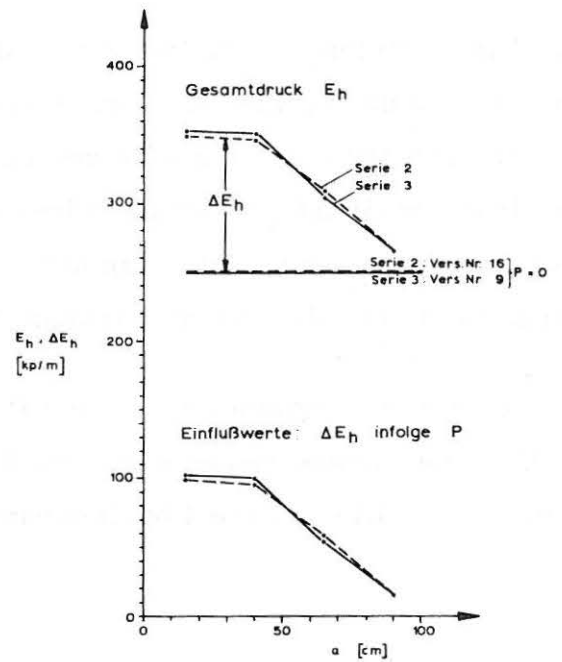
Im Versuch 31 (siehe Anhang) stand außer einem 15 cm von der Wand entfernten Fundament noch ein zweites Fundament im Abstand von 65 cm von der Wand entfernt. Der Abstand der Fundamente untereinander entspricht mit 50 cm einer Entfernung von 7,5 m in der Wirklichkeit. Die Belastung betrug 162 und 150 kp/m ($\hat{=} 41$ und 38 Mp/m), die Gründungstiefe 10 cm ($\hat{=} 1,5$ m).

Die im Endzustand erhaltene Erddruckverteilung ähnelt derjenigen des Versuches 23, in dem nur das 15 cm von der Wand entfernte Fundament vorhanden war. Das weiter entfernt stehende Fundament hat, wie nach 7.4 zu erwarten war, die Form der Lastfläche nicht wesentlich beeinflußt. Der Gesamtdruck E_h im Endaushub beträgt im Versuch 31 303 kp/m. Im Versuch 16 ohne Fundamentlast haben sich dagegen 251 kp/m eingestellt. Der Einfluß der beiden Fundamentlasten zusammen beträgt 52 kp/m.

Der Einfluß des nahestehenden Fundamentes allein beträgt 34 kp/m, (Versuch 23, siehe Bild 31), der des weiter entfernten Fundamentes 17 kp/m (Vers. 25). Beide Werte addiert ergeben mit 51 kp/m annähernd den gleichen Einfluß, um den sich der Erddruck beim gleichzeitigen Angriff beider Fundamentlasten erhöht hat.



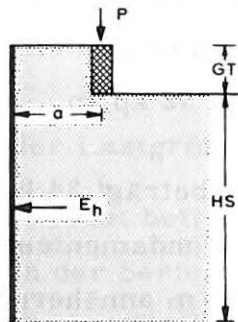
SERIE 1: $P = 162$ kp/m



SERIEN 2 u 3: $P = 312$ kp/m

	a [cm]	15	40	65	90	$P = 0$	
SERIE 1 (2 Steifen)	Versuch Nr.	23	24	25	26 [*]	16 (27)	$P = 162$ kp/m
	E_h [kp/m]	285	284	268	248	251 (241)	$HS = 105$ cm
	ΔE_h [kp/m]	34	33	17	(7) [*]	—	$GT = 10$ cm
SERIE 2 (2 Steifen)	Versuch Nr.	17	18	19	20	16	$P = 312$ kp/m
	E_h [kp/m]	349	346	309	266	251	$HS = 95$ cm
	ΔE_h [kp/m]	98	95	58	15	—	$GT = 20$ cm
SERIE 3 (3 Steifen)	Versuch Nr.	11	13	14	15	9	$P = 312$ kp/m
	E_h [kp/m]	352	350	304	266	250	$HS = 95$ cm
	ΔE_h [kp/m]	102	100	54	16	—	$GT = 20$ cm

$$\Delta E_h = E_h (P \neq 0) - E_h (P = 0)$$



*) Versuch 26: $a = 85$ cm

$$\Delta E_h (\text{Versuch 26}) = E_h (\text{Versuch 26}) - E_h (\text{Versuch 27})$$

Bild 31: Einfluß der Laststellung a auf den Erddruck E_h

Da aber im Versuch 31 die Oberfläche zwischen den Fundamenten gegenüber dem Versuch 25 um den "Kelleraushub" von rund 65 kp/m entlastet ist, ist der gemessene Erddruck von 303 kp/m höher als nach der Superposition aller Lasteinflüsse - unter Abzug des "Kelleraushubs" - zu erwarten wäre.

Demnach ist, wie bereits in Kap. 7.5 festgestellt, eine Erddruckermittlung durch eine Überlagerung der einzelnen Lasteinflüsse nicht möglich. Die lineare Superposition würde, gemessen an der Wirklichkeit, zu geringe Werte liefern.

7.7 Einfluß der Wandsteifigkeit

In der Serie 4 wurden - für die zwei - und dreifach abgesteifte Wand - die bisherige Wandsteifigkeit von $0,48 \text{ cm}^4/\text{m}$ auf den 2,37-fachen Wert nach oben und den 0,579-fachen Wert nach unten variiert. Der Steifigkeitsbereich beträgt mit $2,37/0,579$ rund 4. Der Fundamentabstand betrug in der gesamten Serie unverändert 40 cm (= 6 m) bei einer Gründungstiefe von 20 cm und einer Belastung von 312 kp/m (= 80 Mp/m).

Da sich in den Vorversuchen gezeigt hatte, daß die Reibung an den Seitenwänden des Versuchskastens zwar den Gesamtdruck auf die Wand vermindert, aber die Form der Erddruckfläche praktisch nicht verändert, wurde diese Versuchsserie der Einfachheit halber ohne Verwendung der Gleitfolien ausgeführt. Die Ergebnisse der Versuchsserie sind in Bild 32 für die Aushubtiefe von $T = 98,8 \text{ cm}$ zusammengefaßt. Sie veranschaulichen den Zusammenhang zwischen der Wandsteifigkeit und den erhaltenen Versuchsergebnissen.

Wandbewegungen und Setzungen

Diese beiden Größen werden mit zunehmender Wandsteifigkeit im großen Ganzen kleiner, jedoch sind diese Auswirkungen gemessen an den Steifigkeitsverhältnissen, zahlenmäßig gering oder sie liegen sogar im Bereich

der versuchsmäßigen Streuungen. Der Einfluß der Wandsteifigkeit ist bei der dreifach abgestützten Wand kleiner als bei der zweifach gestützten Wand.

Der geringe Einfluß der Wandsteifigkeit auf die Wandbewegungen erklärt sich damit, daß diese in erster Linie während des Aushubs von dem Nachgeben des Bodens im jeweiligen Erdauflager vor der Wand bestimmt werden. Die Verformungseigenschaften des Bodens und der Aushubvorgang haben demnach auf die Wandbewegungen einen größeren Einfluß als die Wandsteifigkeit. Sowohl die Wandbewegungen als auch die Fundamentsetzung können deshalb durch die Verwendung steiferer Wände nicht entscheidend vermindert werden.

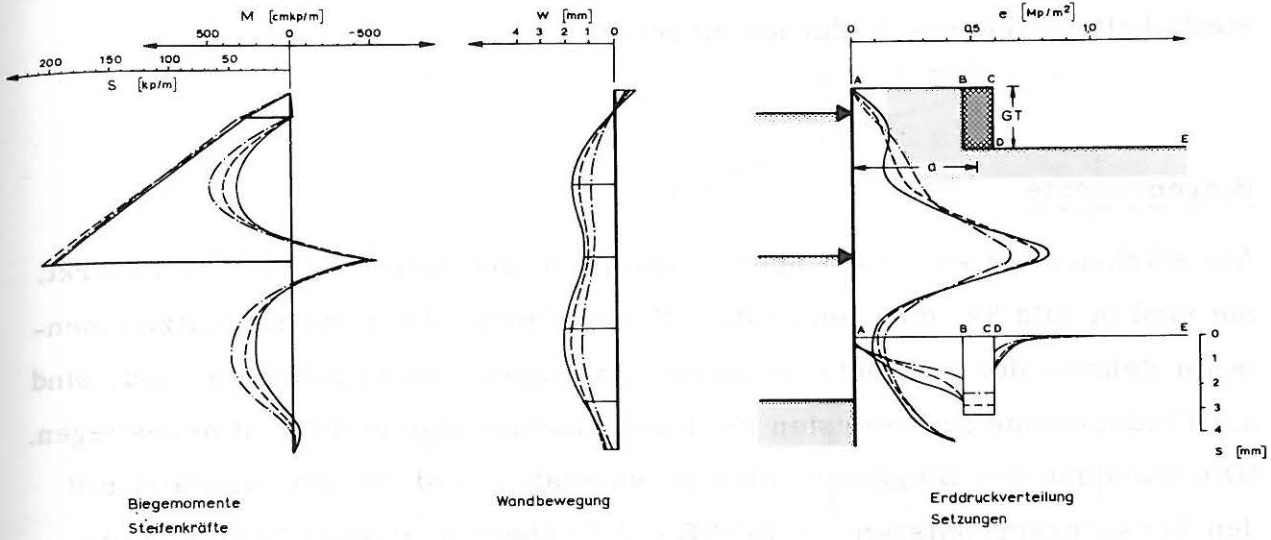
Erddruckverteilung

Die Erddruckverteilungen sind bei allen Steifigkeiten untereinander recht ähnlich, jedoch ist bei den biegsamen Wänden die Erddruckkonzentration an den Steifen sowie die Entlastung des unteren Feldes stärker ausgeprägt als bei den steiferen Wänden.

Die Biegsamkeit hat sich bei zweifacher Absteifung stärker auf die Erddruckverteilung ausgewirkt als bei dreifacher Absteifung.

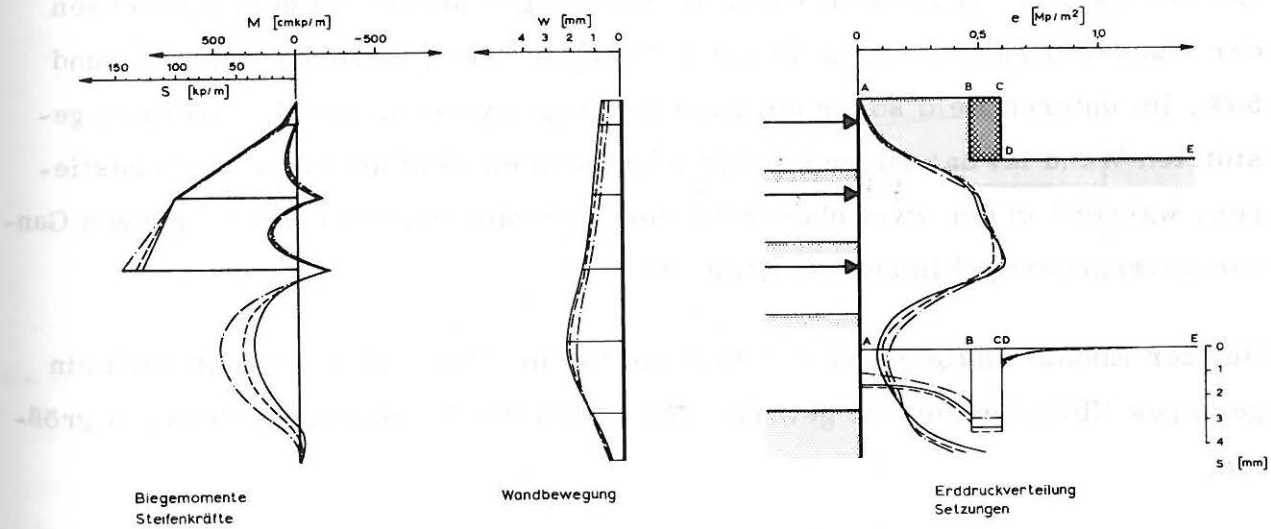
Gesamterddruck

Die Versuche haben keinen Zusammenhang zwischen Gesamterddruck E_h und Wandsteifigkeit erkennen lassen: Die Gesamtdrücke jeder Serie weichen um weniger als 2% von ihrem gemittelten Wert ab, wobei die Abweichungen versuchsbedingte Streuwerte sind und nicht mit der Steifigkeit in Beziehung gebracht werden können (Bild 32). In beiden Serien haben sich trotz des unterschiedlichen Aushubvorganges praktisch die gleichen Werte E_h eingestellt. Die Tatsache, daß der Gesamterddruck von der Art und Größe der Wandverformung unabhängig ist, weist daraufhin, daß die Wandbewegungen zur Erzeugung eines Grenzzustandes im Boden ausgereicht haben, wobei die Größe des Erddruckes von der Größe der Wandbewegung unabhängig ist.



SERIE 4a: $P = 312 \text{ kp/m}$, $GT = 20 \text{ cm}$, $a = 40 \text{ cm}$, 2 Steifen

Vers. Nr.	J [cm ⁴ /m]	$s_F^*)$ [mm]	E_h [kp/m]
47	0,2778	3,254	307
42	0,4800	2,900	318
48	1,1377	2,341	313



SERIE 4b: $P = 312 \text{ kp/m}$, $GT = 20 \text{ cm}$, $a = 40 \text{ cm}$, 3 Steifen

Vers. Nr.	J [cm ⁴ /m]	$s_F^*)$ [mm]	E_h [kp/m]
50	0,2778	3,222	312
51	0,4800	3,411	311
49	1,1377	2,869	321

*) Fundamentsetzung

Bild 32: Einfluß der Wandsteifigkeit

Im untersuchten Steifigkeitsbereich hat sich somit, unabhängig von der Wandsteifigkeit der gleiche Erddruck eingestellt.

Biegemomente

Am stärksten hat sich die Wandsteifigkeit auf die Biegemomente ausgewirkt. Sie sind in Bild 32, daneben in Bild 33 angegeben. Während die Stützmomente im Rahmen der Versuchsgenauigkeit fast unverändert geblieben sind, sind die Feldmomente im untersten Feld mit zunehmender Steifigkeit angestiegen. (Die Zunahme des Biegemomentes im untersten Feld stimmt qualitativ mit den Versuchsergebnissen von ROWE (1952) überein, dessen Versuche jedoch an einfach verankerten Spundwandmodellen und ohne Fundamentlast ausgeführt wurden).

Bei der zweifach gestützten Wand hat das Biegemoment mit dem Anwachsen der Wandsteifigkeit von $0,2778$ auf $1,1377 \text{ cm}^4 / \text{m}$ im oberen Feld um rund 50% , im unteren Feld sogar um rund 70% zugenommen. Bei der dreifach gestützten Wand ist das Biegemoment im untersten Feld um ca. 83% angestiegen, während in den zwei oberen Feldern der Momentenverlauf im großen Ganzen unverändert geblieben ist (Bild 33).

Bei der Endaushubtiefe von $T = 98,8 \text{ cm}$ hat in allen Fällen am Fuß noch ein geringes Einspannmoment gewirkt. Es ist bei der biegsamsten Wand am größten.

Im untersuchten Steifigkeitsbereich von $1:4$ nehmen die Wandverformungen und damit die Fundamentsetzungen mit wachsender Steifigkeit nur schwach ab, während andererseits die Biegemomente beträchtlich ansteigen. Es wäre deshalb verfehlt, Wandverformungen und Fundamentsetzungen allein durch steifere Wandprofile vermindern zu wollen, weil die tatsächlichen Wandverformungen nicht nur von der Wandsteifigkeit EI sondern in starkem Maß von der Nachgiebigkeit des Bodens vor der Wand abhängen: selbst an sehr reichlich bemessenen Stahlbetonwänden können nach den Ergebnissen einer Feld-

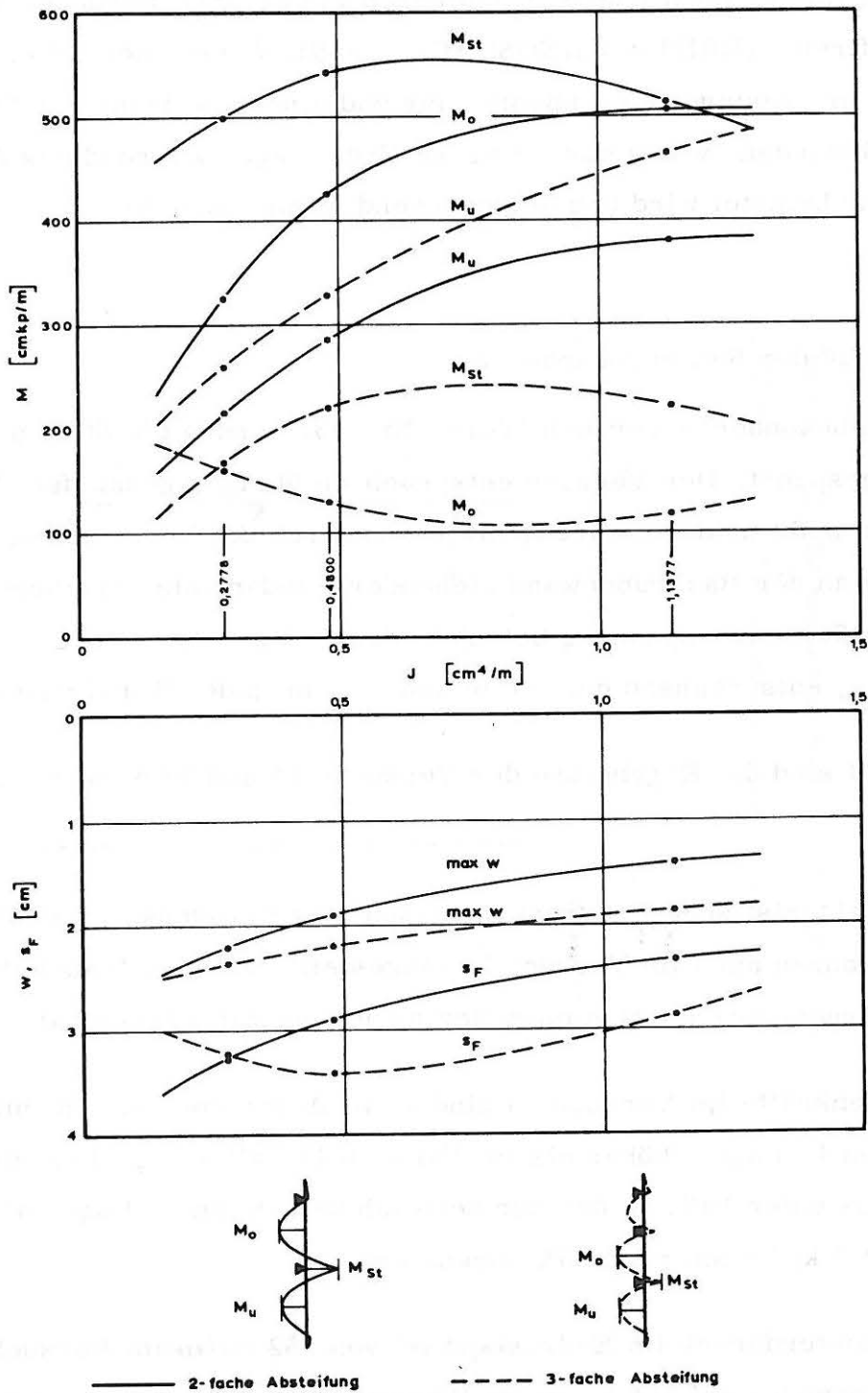


Bild 33: Biegemomente, Wandverformungen und Setzungen in Abhängigkeit von der Wandsteifigkeit

messung immer noch Wandverformungen in der Größenordnung von ca. 2 cm auftreten (BRETH/WANOSCHEK, 1969). Wirksamer ist ein Aushubvorgang mit geringer Aushubvoreilung und eine Anordnung der Steifen in engen Abständen, wobei das jeweilige Erdauflager während des Aushubs nur wenig belastet wird und entsprechend wenig nachgibt.

7.8 Einfluß der Steifenvorspannung

In einem besonderen Versuch (Vers. Nr. 33) wurden die Steifen beim Einbau vorgespannt. Der Versuch entsprach im übrigen genau dem Versuch 11. Er sollte insbesondere klären, inwieweit durch die Vorspannung die Setzungen nahe an der Baugrubenwand stehender Fundamente verringert werden können. Die Steifenvorspannung betrug in der 1. Lage 20, in der 2. und 3. Lage 120 kg/m, entsprechend ca. 5 t/m und 30 t/m in der Wirklichkeit.

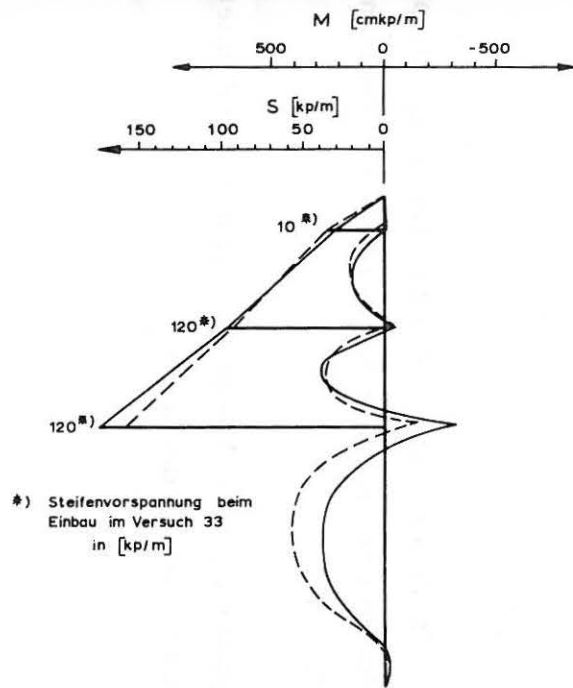
In Bild 34 sind die Ergebnisse der Versuche 11 und 33 einander gegenübergestellt.

Die charakteristische Erddruckverteilung des Versuchs 11 hat sich im großen Ganzen auch im Versuch 33 eingestellt, wenn sich auch der Bereich der Erddruckkonzentration merklich nach oben verschoben hat.

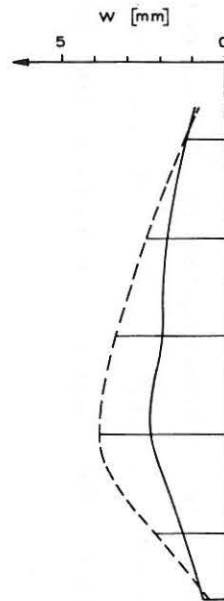
Die Steifenkräfte im Versuch 33 sind - mit Ausnahme der ohnehin nur schwach belasteten 1. Lage - höher als im Versuch 11, allerdings liegt die Zunahme durchwegs unter 10%. In der nur schwach belasteten 1. Lage hat die Steifenkraft mit 5 kp/m um rund 15% abgenommen.

Der Gesamterddruck im Endzustand ist von 352 kp/m im Versuch 11 durch die Vorspannung auf 366 kp/m im Versuch 33 angewachsen. Er hat sich durch die Steifenvorspannung nur um rund 4% erhöht.

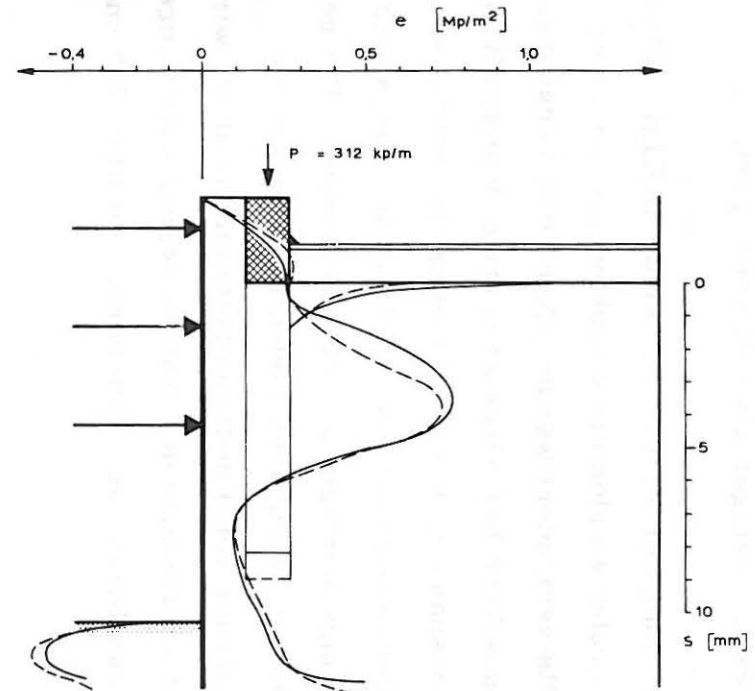
Die Wandverformung ist durch die Vorspannung lediglich um rund 1/3 zurückgegangen, die Fundamentsetzung mit 8,18 mm gegenüber 8,9 mm nahezu unverändert geblieben: Die Steifenvorspannung hat die Setzung des nahe an



Steifenkräfte
Biegemomente



Wandbewegung



Erddruckverteilung
Setzungen

--- Versuch 11 ohne Steifenvorspannung ; $E_h = 352 \text{ kp/m}$
 — Versuch 33 mit Steifenvorspannung ; $E_h = 366 \text{ kp/m}$

Bild 34: Auswirkung einer Steifenvorspannung

der Wand stehenden Fundamentes um weniger als 10% verringert.

Wie durch eine Feldmessung aus jüngster Zeit belegt wird (BRETH, 1970) können an verankerten Baugrubenwänden die Wandbewegungen durch die Ankervorspannung keinesfalls verhindert werden. Nach den Versuchsergebnissen werden darüberhinaus auch bei abgesteiften Wänden Wandbewegungen durch eine Steifenvorspannung nur vergleichsweise wenig verringert und die dadurch hervorgerufene, nach Kap. 7.2 für die Fundamentsetzung maßgebende Schubspannungsüberlagerung nicht verhindert. Bei geschlossenen Baugrubenwänden in vergleichbaren Böden ist demnach die Steifenvorspannung zur Verminderung von Fundamentsetzungen nahezu wirkungslos. Wirksamer ist eine Beschränkung der Wandbewegung durch engere Steifenanordnung und geringe Aushubvoreilung, wie bereits in Kap. 7.2 und 7.7 erwähnt.

Von Nutzen ist die Steifenvorspannung hingegen bei Trägerbohlwänden, hinter denen der anstehende Boden, durch die Wandherstellung bedingt, mehr oder weniger stark aufgelockert wird, wodurch im übrigen Bodenmassiv zusätzliche Verformungen mit erhöhten Fundamentsetzungen hervorgerufen werden. Diese Bodenauflockerungen können durch die Steifenvorspannung kompensiert und somit Wandbewegungen und Setzungen auf ein normales, unvermeidliches Maß reduziert werden.

7.9 Zusammenfassung

Erddruckverteilung (= Form der Erddruckfläche), Wandverformung, Momentenfläche und Steifenkräfte werden in erster Linie von der Steifenanordnung und dem Aushubvorgang geprägt.

Fundamentlasten haben jedoch je nach ihrem Abstand a von der Wand unterschiedliche Auswirkungen auf den Gesamterddruck E_h :

$0 < a \leq 40 \text{ cm}$:

Das Fundament steht innerhalb des vom Winkel $\vartheta = 45^\circ + \rho/2$ gebildeten Erdkeils.

Fundamentlasten wirken sich zwar im oberen Wandbereich merklich auf die Erddruckverteilung aus, jedoch dominiert der Einfluß des Aushubvorgangs. Der Gesamtdruck E_h auf die Wand wird nur durch die Belastung P bestimmt und ist vom Lastabstand a unabhängig.

$40 \text{ cm} < a \leq a_{gr}$:

Das Fundament steht außerhalb des von $\vartheta = 45^\circ + \rho/2$ gebildeten Erdkeils. Die Erddruckverteilung wird vom Abstand a praktisch nicht mehr beeinflusst. Sie gleicht derjenigen, die sich ohne Fundamentlast einstellt und wird nur von der Steifenzahl und dem Aushubvorgang bestimmt.

Die Erddruckgröße (Gesamtdruck E_h) hängt vom Abstand a ab: Der Einfluß E_h der Fundamentlast nimmt von $a = 40 \text{ cm}$ bis auf $a = a_{gr}$ linear auf Null ab.

$a > a_{gr}$:

Fundamentlasten außerhalb des Grenzabstandes a_{gr} beeinflussen weder die Erddruckverteilung noch den Gesamterddruck. Sie können bei der Bemessung des Verbaus außer Acht bleiben.

Der Grenzabstand a_{gr} beträgt rund 85% der Wandhöhe oder - je nach Gründungstiefe - 90-104% der Höhe H_S der Fundamentsohle über dem Wandfuß.

Der Gesamterddruck E_h wird nur von der Lastgröße und -stellung beeinflusst. Die Verschiedenheiten der Aushubvorgänge haben - bei gleicher Einbautiefe der untersten Steifenlage - keinen Einfluß auf seine Größe.

Der Erddruckzuwachs infolge einer Fundamentlast wächst prozentual stärker

ker als die Fundamentlast selbst; auch ist der Einfluß gleichzeitig wirkender Auflasten größer als der durch Addition der Einzeleinflüsse erhaltene Wert: Das Superpositionsgesetz ist nicht anwendbar.

Ohne Fundamentlast verlaufen die Oberflächensetzungen stetig und klingen nur langsam ab. Es ist kein Gleitflächenaustritt zu erkennen. Die starre Aufteilung in einen in Bewegung befindlichen Gleitbereich und in den benachbarten in Ruhe befindlichen Bereich ist nicht möglich.

Die Fundamente sinken in den Untergrund ein. Deshalb ist es nicht möglich, die Fundamentsetzungen neben Baugrubenwänden stehender Gebäude durch Volumenvergleich aus der geschätzten Wandverformung, beispielsweise als Setzung einer Gleitkörperoberfläche, vorherzusagen. Eine derartige Schätzung würde zu geringe Setzungen liefern.

Die Setzungen wandnaher Fundamente sind stark von ihrer Belastung abhängig, während die Setzungen weiter entfernter Fundamente nurmehr schwach von der Belastung beeinflußt werden.

An geschlossenen Wänden, hinter denen im Gegensatz zu Trägerbohlwänden keine herstellungsbedingte Bodenauflockerung auftritt, ist die Steifenvorspannung zur Verhinderung von Setzungen wandnaher Fundamente nahezu wirkungslos. Durch eine Verdoppelung der Wandsteifigkeit EI werden die Wandbewegungen und Fundamentsetzungen ebenfalls nur wenig verringert. Eine wirkungsvolle Setzungsverminderung ist nur durch eine engere Steifenanordnung und möglichst geringe Aushubvoreilungen vor dem Steifeneinbau zu erreichen. Insbesondere muß der erste Aushubschritt klein bleiben, so daß der anfangs freistehende Wandkopf vor dem Einbau der obersten Steifenlage keine größeren Verformungen ausführen kann. Der erste Aushubschritt soll nicht tiefer reichen als die Sohle der wandnahen Fundamente.

Die Versuchsergebnisse sind in erster Linie vom Aushubvorgang geprägt worden. Eine pauschale Übertragung der erhaltenen Ergebnisse, die nur

für bestimmte Aushubvorgänge gelten, auf die Wirklichkeit mit ihren vielfältigen Untergrundverhältnissen, Steifenanordnungen und Aushubvorgängen ist daher nicht möglich. Bei der Übertragung ist daher immer zu prüfen, inwieweit der jeweilige baupraktische Fall mit den im Versuch nachgeahmten Verhältnissen übereinstimmt.

8. Vergleiche

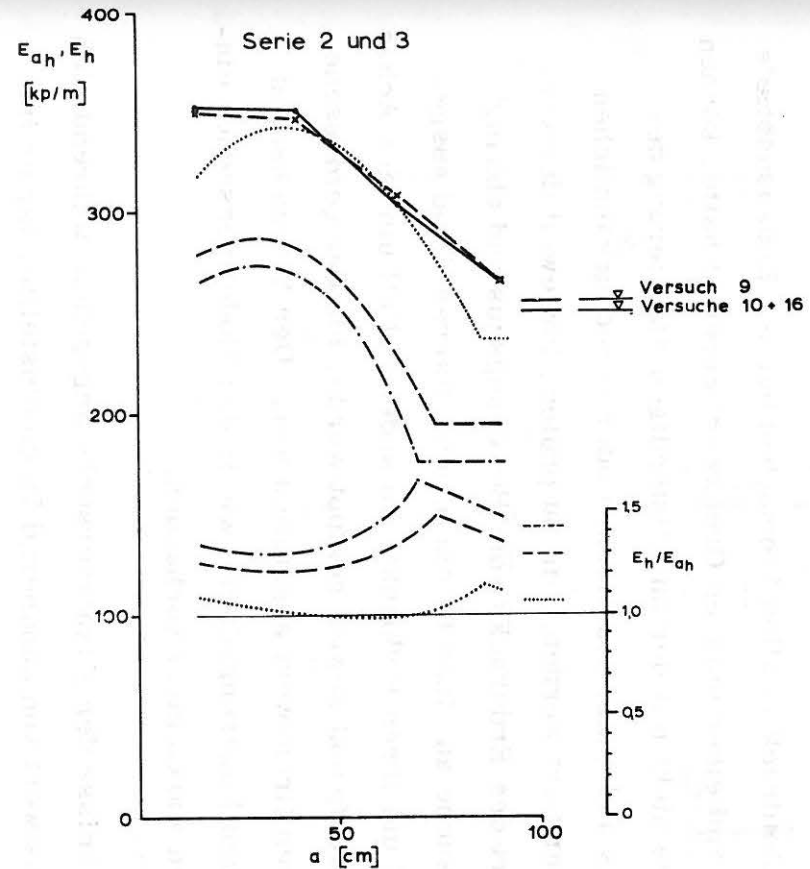
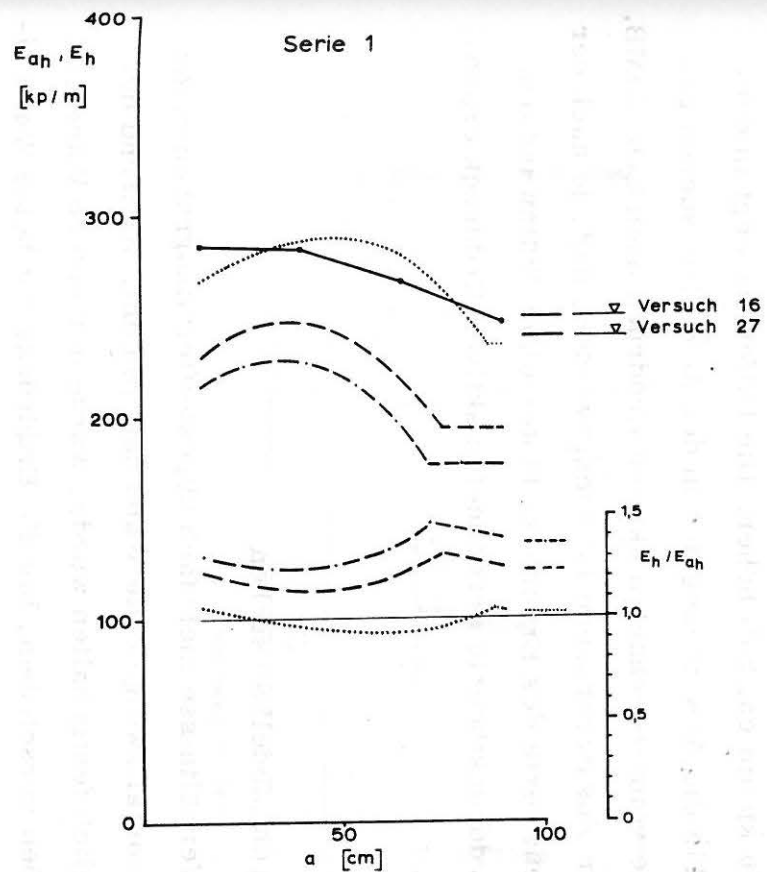
8.1 Aktive Erddrücke nach COULOMB

Die gemessenen Gesamtdrücke E_h wurden den für ebene Gleitflächen nach COULOMB ermittelten aktiven Erddrücken gegenübergestellt. In Anlehnung an die im Versuch auf die gesamte Wandhöhe bezogenen gemessenen Mittelwerte wurde dieser Ermittlung ein Wandreibungswinkel δ von $27,5^\circ$ zugrundegelegt. Das Raumgewicht γ des Sandes wurde zu $1,64 \text{ mp/m}^3$ und sein Reibungswinkel ρ entsprechend den Streuungen bei der versuchsmäßigen Bestimmung zu 40° und 42° angesetzt. Bild 35 zeigt die gemessenen (E_h) und errechneten Gesamtdrücke (E_{ah}) sowie das Verhältnis E_h/E_{ah} in Abhängigkeit von der Laststellung.

Für die wandnahen Lasten liegen die Meßwerte um rund 20 - 35% über den aktiven Grenzwerten nach COULOMB, wobei für die Last von 312 kg/m die Abweichung vom theoretischen Wert geringfügig größer ist als für die Last von 162 kg/m . Für die Versuche ohne Fundamentlasten gelten ähnliche, für entfernt angreifende Fundamentlasten etwas größere Prozentwerte. Die entsprechenden Abweichungen für zwei gleichzeitig wirkende Lasten (Versuch 31) betragen 31% für $\rho = 40^\circ$ und 42% für $\rho = 42^\circ$. Das Verhältnis E_h/E_{ah} ist größer als für die wandnahe Last allein, was auch nach dem Verlauf der Kurven E_h/E_{ah} in Bild 35 zu erwarten ist, die für wandferne Streifenlasten ansteigen. Insgesamt erscheint es bei zwei oder mehreren gleichzeitig wirkenden Streifenlasten gerechtfertigt, den Gesamtdruck im Mittel um 35% höher als nach COULOMB anzusetzen.

Die in den Versuchen erhaltenen Grenzabstände a_{gr} liegen bei der größeren Fundamentlast um 35 - 45%, bei der kleineren Last um 25 - 35% über dem theoretischen Wert nach COULOMB.

Eine befriedigende Übereinstimmung mit den Versuchswerten erhält man nur dann, wenn man den Reibungswinkel des Versuchsbodens mit 35° um rund 5 bzw. 7° niedriger als den vorhandenen Wert von 40° bzw. 42° ansetzt. Diese Übereinstimmung gilt auch für zwei gleichzeitig wirkende Lasten:



Meßwerte E_h :

- Serie 1 und 2
- x Serie 3

Werte E_{ah} nach Coulomb:

- $\rho = 42^\circ$
 - $\rho = 40^\circ$
 - $\rho = 35^\circ$
- ($\gamma = 1,64 \text{ Mp/m}^3$; $\delta = 27,5^\circ$)

Bild 35: Vergleich von errechneten und gemessenen Gesamtdrücken E_h

der errechnete Wert beträgt 302 kp/m, der Meßwert 303 kp/m.

Da der gemessene Gesamtdruck in allen Versuchen bei der Endaushubtiefe von $T = 98,8$ cm annähernd einen unteren Grenzwert erreicht hatte, können die hohen Versuchswerte nicht mit der unvollständigen Aktivierung des inneren Reibungswinkels und quasi-elastischen oder ruhedruckähnlichen Erddruckverhältnissen erklärt werden. Um zu prüfen, inwieweit der versuchsmäßige Kleinstwert des Erddrucks vom Bewegungszustand abhängt, wurden zwei Zusatzversuche an einer 80 cm hohen, starren Wand ausgeführt, die in einem Fall um ihren Fußpunkt, im anderen Fall um eine Achse unmittelbar unter dem Kopfpunkt soweit gekippt wurde, bis der gemessene Gesamterddruck auf einen Grenzwert abgefallen war. Der Versuchssand wurde dabei mit derselben Lagerungsdichte wie in den Modellversuchen eingebaut. Fundamentlasten waren nicht vorhanden.

In Bild 36 sind die Ergebnisse der Zusatzversuche angegeben: während sich im ersten Fall ein Kleinstwert von annähernd 79 kp einstellte, lag er im zweiten Fall mit rund 96 kp um ca. 20% höher. Die Differenz liegt in derselben Größenordnung wie die Abweichung der in den Modellversuchen gemessenen Gesamtdrucke vom errechneten aktiven Erddruck nach COULOMB. Mit den Ergebnissen der Zusatzversuche ist nachgewiesen, daß, je nach der Wandbewegung, die Grenzwerte des Erddrucks hinter einer Stützwand den nach der klassischen Erddrucktheorie errechneten aktiven Erddruck erheblich übertreffen können.

8.2 Vergleich mit anderen Modellversuchen

MECKE (1939) hat die Verhältnisse mehrfach abgesteifter Baugrubenwände durch eine starre, horizontal zweigeteilte Wand nachgeahmt. Während der obere Wandteil unbeweglich festgehalten wurde, wurde der untere Wandteil soweit parallel nach außen verschoben, bis die Erddrücke auf beide Wandteile konstant blieben (Bild 37). Danach wurde die obere Wand verschoben, während die untere Wand festgehalten wurde. Bereits BRISKE (1957) hat darauf

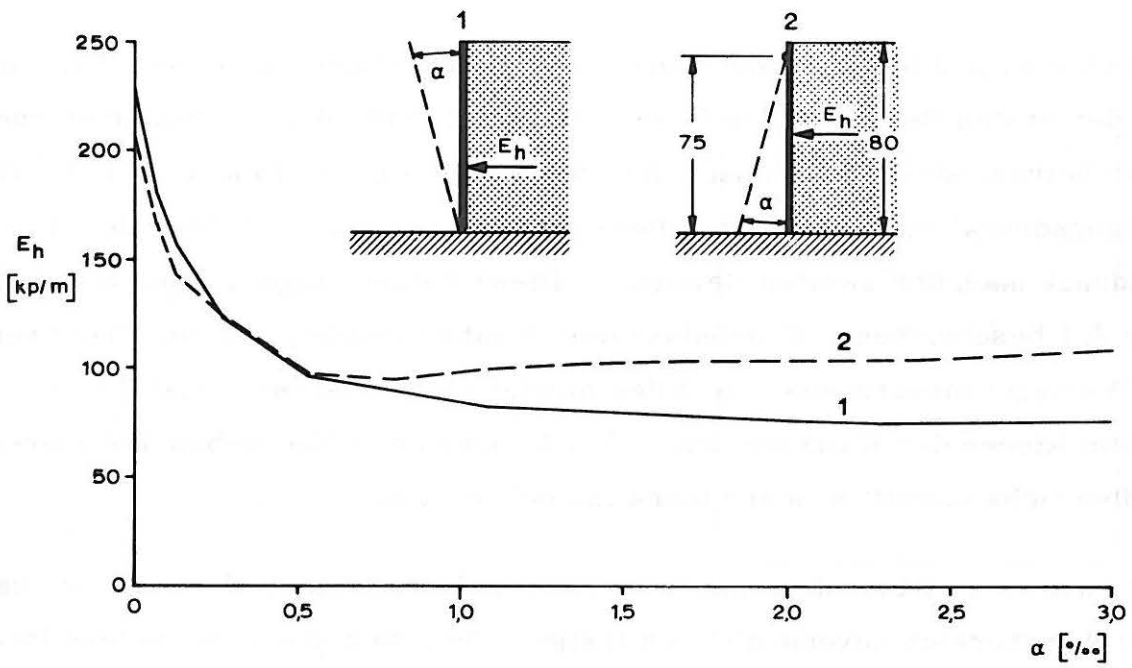


Bild 36: Eigene Zusatzversuche

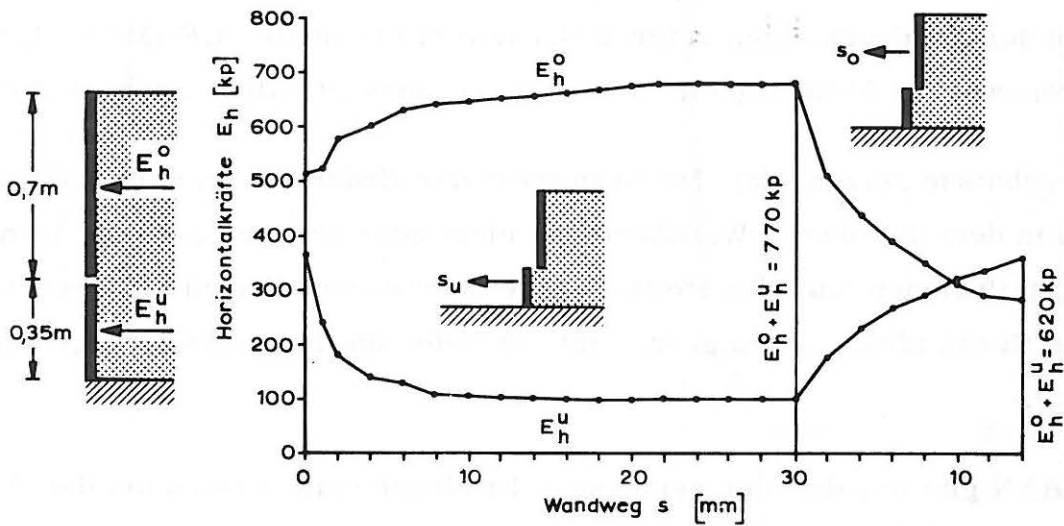


Bild 37: Modellversuche von MECKE [27]

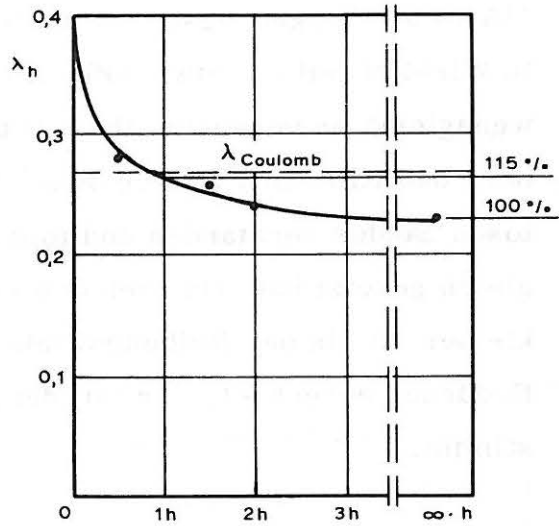
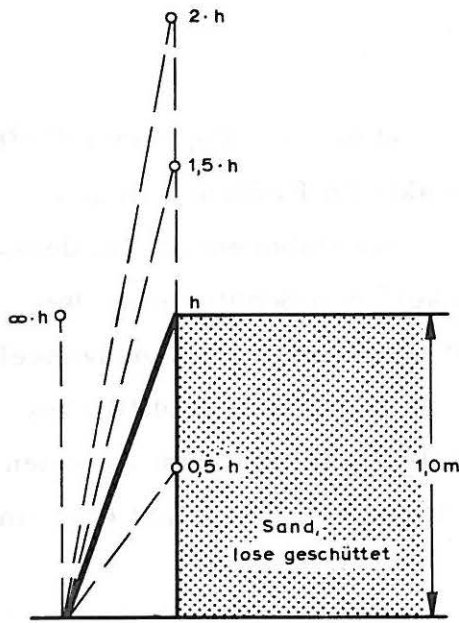
hingewiesen, daß beide Erddruckgrenzwerte nicht übereinstimmen: Während nach der ersten Bewegung der Gesamtdruck auf beide Wände zusammen rund 770 kp betrug, stellten sich nach der zweiten Bewegung 610 kp ein. Der "Verlagerungsdruck" nach der ersten Bewegung lag um rund 26 % über dem Gesamtdruck nach der zweiten Bewegung. Diese Zahlen zeigen, ähnlich wie die unter 8.1 beschriebenen Ergebnisse der Zusatzversuche, daß der Grenzwert des "Verlagerungsdruckes" nicht den möglichen Kleinstwert darstellt, wie er beim Kippen der Wand um den Fußpunkt oder beim Nachgeben des oberen Wandbereichs eintritt sondern merklich höher liegt.

Wird, wie es an Baugrubenwänden im letzten Aushubschritt der Fall ist, der obere Wandbereich unverschieblich festgehalten, so daß nur der untere Bereich nach außen ausweicht, entsteht bei ausreichender Verschiebung wohl ein unterer Grenzwert; er liegt aber über dem aktiven Erddruck, der sich nur bei einer Kippung der Wand um den Fußpunkt einstellt.

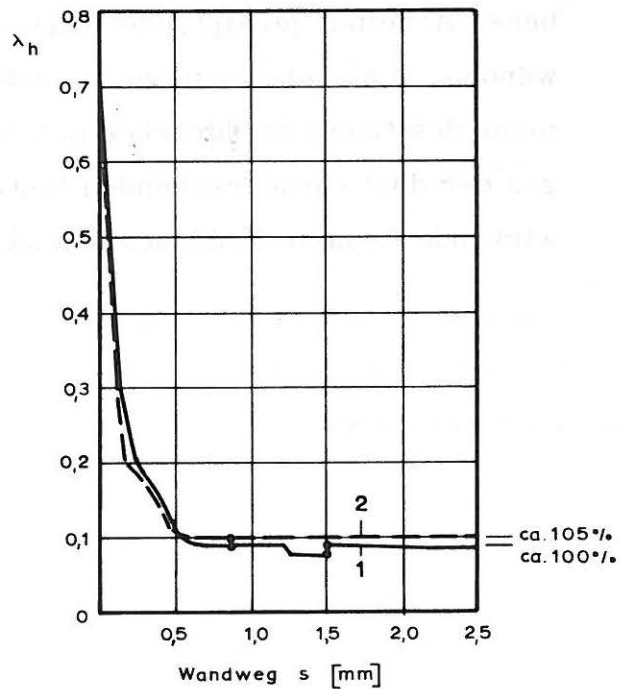
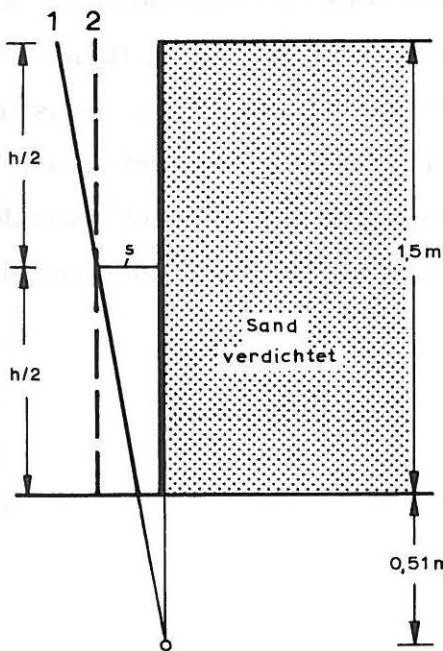
LEHMANN (1942) hat einer waagrecht mehrfach unterteilten Wand verschiedene Bewegungszustände aufgezwungen, wobei die Wand so weit bewegt wurde, daß der Erddruck einen unteren Grenzwert erreichte. LEHMANN hat diesen Grenzwert in Abhängigkeit von der Bewegungsart aufgetragen (Bild 38).

Die Ergebnisse zeigen, daß der Grenzwert des Erddrucks in dem Maße ansteigt, in dem die oberen Wandbereiche nicht oder nur wenig an der Wandbewegung teilnehmen (auf abgesteifte Wände übertragen, lassen sie erwarten, daß der Gesamtdruck umso größer ist, je tiefer die letzte Steifenlage eingebaut ist).

LEHMANN gibt an, daß der gemessene Erddruck beim Kippen um den Wandkopf annähernd dem - mit Hilfe des Böschungswinkels - nach COULOMB ermittelten aktiven Erddruck entspricht. Der gemessene Wert liegt um ca. 15% über demjenigen bei Parallelverschiebung, der seinerseits, wenn man die Versuchsergebnisse von TERZAGHI (1934) zum Vergleich heranzieht, wiederum um 5 bis knapp 10% über dem aktiven Erddruck liegt, wie er bei einer Kippung um einen tiefen Drehpunkt entstanden wäre (Bild 38). LEH-



Modellversuche von Lehmann [24]



Modellversuche von Terzaghi [50]

Bild 38: Modellversuche von LEHMANN und THERZAGHI

MANN's Verlagerungsdruck beim Kippen der Wand um den Kopfpunkt dürfte in Wirklichkeit um etwa 20% - 25% über dem aktiven Erddruck liegen, wenngleich er versucht, ihn mit diesem Wert zu vereinbaren: Es ist denkbar, daß LEHMANN unter dem "Böschungswinkel" den Schüttwinkel des losen Sandes verstanden und folglich den Schüttwinkel dem Reibungswinkel gleich gesetzt hat. Da nach den Werten des Kap. 4.2.2 der Schüttwinkel kleiner ist als der Reibungswinkel, hätte LEHMANN damit einen zu hohen Erddruck errechnet, der mit dem erhaltenen Meßwert zufällig gut übereinstimmt.

Insgesamt läge somit auch bei einer Kippung der Wand um ihren Kopfpunkt der "Verlagerungsdruck" um ca. 20 - 25% über dem aktiven Erddruck.

Die eigenen Modell- und Zusatzversuche haben ebenso wie die beiden beschriebenen Arbeiten gezeigt, daß allgemein an mehrfach abgestützten Baugrubenwänden, auch bei ausreichend großen Wandbewegungen, keine Übereinstimmung des Gesamterddruckes mit dem aktiven Erddruck zu erwarten ist. Wegen der dort vorherrschenden Bewegungsart kann der auf Baugrubenwände wirkende Gesamt-Erddruck den aktiven Erddruck beträchtlich übertreffen.

9. Vergleichbare Feldmessungen

9.1 Messung in Stuttgart [17]

An den Stahlträgern einer zweifach abgesteiften Trägerbohlwand wurden die Randfaserdehnungen mit Dehnmeßstreifen gemessen. Sie lieferten den Biegemomentenverlauf im Träger und daraus, nach zweimaligem Differenzieren, die Belastungsfläche.

In Bild 39 sind für eine 2-fach gestützte Wand neben den Untergrundverhältnissen die so ermittelte Erddruckfläche und die gemessenen Steifenkräfte angegeben. Da beide Steifenlagen ohne nennenswerte Aushubvoreilung eingebaut wurden, ist der Aushubvorgang mit dem der Versuche 16 oder 27 vergleichbar. Im gleichen Bild sind den Ergebnissen der Feldmessung die Steifenkräfte und die Erddruckflächen der Versuche 27 und 16 gegenübergestellt, bei dem die Steifenlagen ähnlich angeordnet waren.

Trotz der unterschiedlichen Untergrundverhältnisse besteht eine auffallende Gemeinsamkeit in der Form der Erddruckflächen: Der Erddruck konzentriert sich vor allem an der untersten Steife, während das unterste Feld nur schwach belastet ist; dementsprechend ist die Steifenkraft in der unteren Lage mehrfach größer als in der oberen Lage.

Die Übereinstimmung beider Erddruckverteilungen läßt erkennen, daß die am Modell im Sand nachgewiesene Abhängigkeit zwischen Aushubvorgang und Erddruckverteilung grundsätzlich auch für vorwiegend bindigen, ausreichend festen Untergrund zutrifft.

9.2 Messung in Frankfurt/M., U-Bahn-Baulos 1/5 [5]

An einer etwa 18 m tiefen Baugrube, die großenteils im Frankfurter tertiären Ton lag und durch 5-fach abgesteifte Pfahlwände gesichert war, wurden die Steifenkräfte gemessen, woraus auf die Belastungsverhältnisse an der Wand geschlossen werden sollte. Um den Einfluß von Gebäudelasten zu erkennen,

wurden zwei benachbarte Meßquerschnitte angeordnet, von denen der eine unmittelbar an einem Gebäude lag, das über Einzelfundamente schwere Lasten in den Untergrund abtrug, während im Bereich des anderen keine nennenswerten Hauslasten wirkten. Der Aushubvorgang war in beiden Meßquerschnitten der gleiche. Die Situation an den Meßquerschnitten und die Meßergebnisse sind in Bild 40 gezeigt.

Aus den gemessenen Steifenkräften wurden die zugehörigen Erddruckflächen errechnet, die ebenfalls in Bild 40 enthalten und dort dem Aushubvorgang und dem Bodenprofil gegenübergestellt sind. Sie sind in beiden Querschnitten praktisch gleich. Ein Einfluß der neben der Wand angreifenden Fundamentlast auf die errechnete Erddruckverteilung ist somit nicht festzustellen. Die Feldmessung hat hierin die Ergebnisse der Modellversuche, selbst unter anderen Untergrundverhältnissen, bestätigt, wonach die Erddruckverteilung in erster Linie vom Aushubvorgang geprägt wird.

Ebensowenig hat sich die Schichtung des Untergrundes auf die Erddruckverteilung ausgewirkt. Der Einfluß des Aushubvorganges hat den möglichen Einfluß der Schichtung bei weitem übertroffen.

In beiden Feldmessungen wurde versucht, den erhaltenen Gesamterddruck mit dem aktiven Erddruck nach COULOMB in Beziehung zu bringen, der mit vorsichtig angesetzten Scherparametern aus Triaxial- oder Scherversuchen errechnet wurde:

In Stuttgart ist der gemessene Erddruck niedriger als der mit den Bodenkennwerten errechnete. Hierbei vermuten die Verfasser [17] allerdings, daß in Wirklichkeit ein gewisser, bei der Berechnung vernachlässigter Kohäsionsanteil wirksam gewesen ist.

In Frankfurt stimmen die Meßwerte im Querschnitt 1 (ca. 100 t/m) etwa mit den Werten nach COULOMB (ca. 95 t/m) überein, wenn man für den

Ton die vorsichtig angesetzten Anhaltswerte ($\rho' = 20^0$, $c' = 2 \text{ t/m}^2$) aus den Frankfurter Erddruckempfehlungen zugrunde legt. Tatsächlich wirkt meist eine höhere Kohäsion, die wegen der vermuteten Unsicherheit beim Erddruckansatz nicht ausgenutzt wird. Nimmt man statt des vorsichtig angesetzten Wertes von $c' = 2 \text{ Mp/m}^2$ realistischer eine Kohäsion von 3 Mp/m^2 an, so errechnet man für den Querschnitt 1 einen aktiven Erddruck von rund 75 t/m . Der gemessene Gesamterddruck auf die Wand läge damit, ähnlich wie in den Modellversuchen, um rund $1/3$ über dem errechneten aktiven Erddruck.

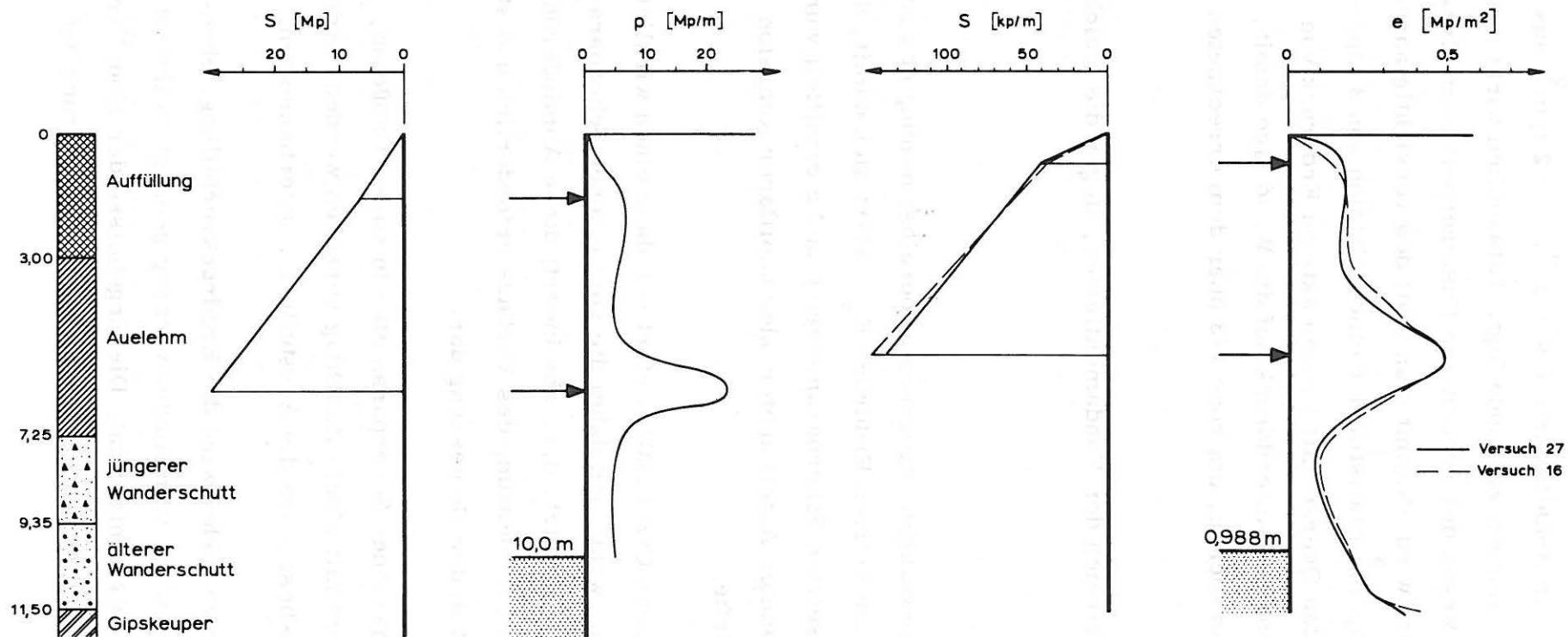
Im Meßquerschnitt 2, im Bereich der Fundamentlasten, liegen die gleichen Zahlenverhältnisse vor.

Die bei bisher bekannten Messungen angegebene Übereinstimmung des gemessenen Erddrucks mit dem aktiven Erddruck E_a erklärt sich damit, daß dieser mit vorsichtig angesetzten Scherparametern ρ und c ermittelt wurde, wobei vor allem ein unbekannter Anteil echter oder kapillarer Kohäsion vernachlässigt worden sein dürfte.

Eine Erddruckberechnung nach COULOMB liefert nur dann einen wirklichkeitsnahen Gesamterddruck, wenn man dabei die vorhandenen Scherparameter des Bodens vorsichtig ansetzt, d. h. abmindert; diese Abminderung ist zur ausreichend sicheren Bemessung des Verbaus erforderlich und stellt keine versteckte Sicherheit in der Bemessung dar.

Setzt man dagegen die vorhandenen Scherparameter in voller Größe an, so muß der errechnete E_a -Wert mit einem Zuschlag versehen werden, andernfalls würde der Verbau, insbesondere die Aussteifung, unterbemessen.

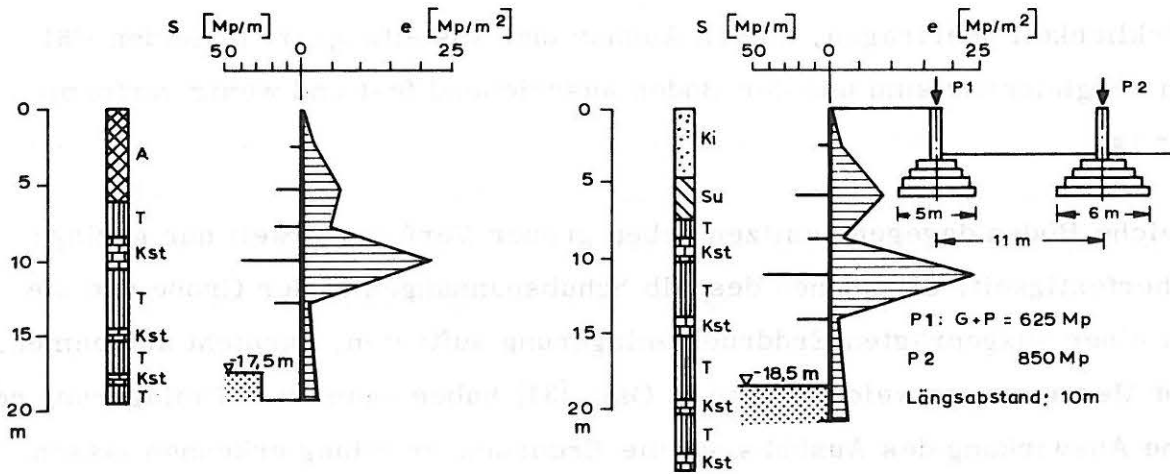
In ausreichend fest gelagerten Böden wird die Erddruckverteilung, ebenso wie im Modell, in erster Linie vom Aushubvorgang geprägt, während der Untergrundaufbau darauf wenig Einfluß hat. Die Ergebnisse der Modellversuche lassen sich auch bei bindigem oder geschichtetem Untergrund auf die



Messung in der Planie
Stuttgart [17]

Versuch 27 und Versuch 16

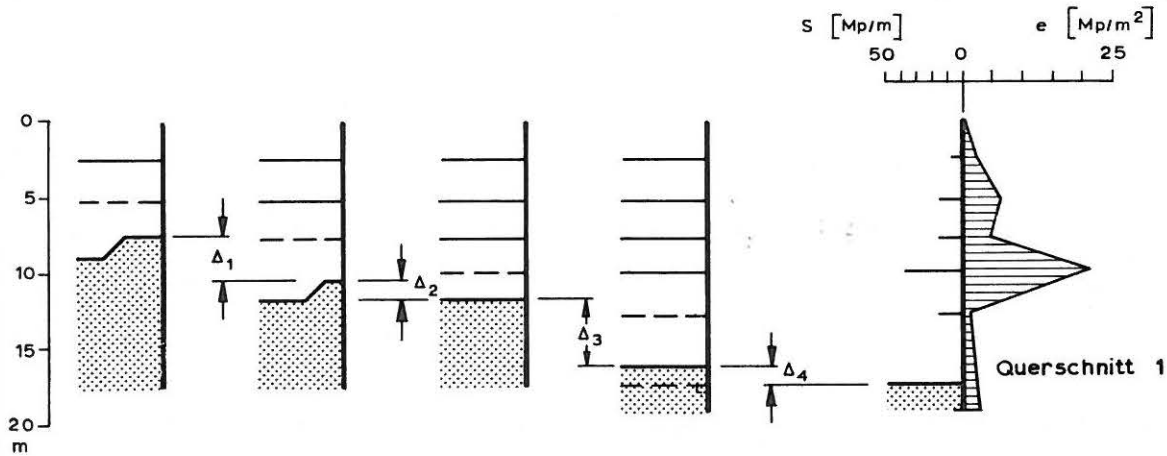
Bild 39: Feldmessung in Stuttgart



Querschnitt 1

Querschnitt 2

- | | | | | |
|----|------------|-----|-----------|-------------------------------------|
| A | Auffüllung | T | Ton | ($K = 0,8 - 0,9$ |
| Ki | Kies | | | $\rho' = 20^\circ$ |
| Su | Schluff | | | $c' \approx 2 - 4 \text{ Mp/m}^2$) |
| | | Kst | Kalkstein | |



Gemeinsamer Aushubvorgang für beide Meßquerschnitte

Bild 4o: Feldmessung in Frankfurt/M.

Wirklichkeit übertragen, sofern Aushub und Absteifungsart in beiden Fällen vergleichbar sind und der Boden ausreichend fest und wenig verformbar ist.

Weiche Böden dagegen besitzen neben großer Verformbarkeit nur geringe Scherfestigkeit. Sie können deshalb Schubspannungen in der Größe wie sie bei einer ausgeprägten Erddruckumlagerung auftreten, gar nicht aufnehmen. Die Messungen in weichem Ton in Oslo [31] haben kaum eine Umlagerung oder eine Auswirkung des Aushubs auf die Erddruckverteilung erkennen lassen.

Auf weiche Böden können die Ergebnisse der Modellversuche deshalb nicht übertragen werden, besonders dann, wenn hohe Fundamentlasten angreifen.

10. Bemessungsvorschlag

Der im folgenden angegebene Bemessungsvorschlag umfaßt den Erddruckansatz und den Bemessungsgang von Wand und Steifen. Er erfaßt die Fälle mit und ohne Fundamentlasten und liefert hinreichende Übereinstimmung mit den in den Versuchen erhaltenen Ergebnissen.

Da die Erddruckverteilung hauptsächlich von der Steifenanordnung und dem Aushubvorgang abhängt, gilt der angegebene Erddruckansatz nur für solche Verhältnisse, die mit den in den Versuchen nachgeahmten vergleichbar sind. Er gilt ohne Einschränkung für ausreichend dicht gelagerten rolligen Boden. Auf weiche Böden, beispielsweise normal vorbelastete Tone geringer Konsistenz und Scherfestigkeit, die die Schubspannungen, wie sie eine ausgeprägte Erddruckumlagerung erzeugt, nicht aufnehmen können, und die außerdem zu beträchtlichen Verformungen neigen, kann der Bemessungsvorschlag nicht angewandt werden.

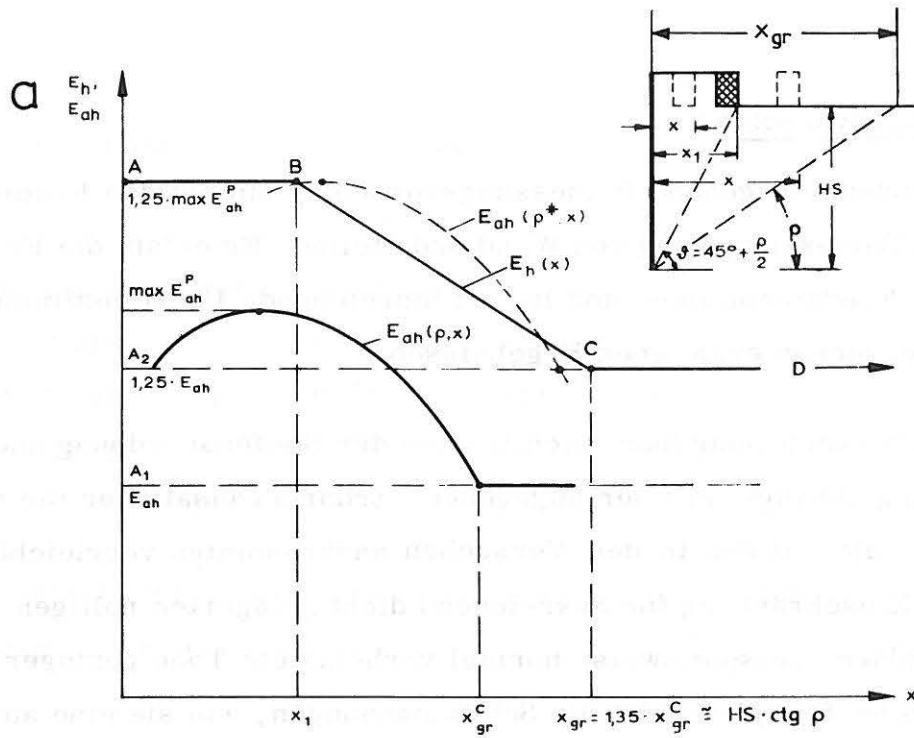
Endaushub

In Bild 41 a ist der Gesamtdruck E_h in Abhängigkeit vom Abstand x - zwischen Baugrubenwand und Fundamenthinterkante gemessen - als Linienzug ABCD angegeben.

Man ermittelt zunächst die Erddruck-Linie $E_{ah}(\rho, x)$ mit ebenen Gleitflächen und konstruiert daraus den Linienzug ABCD, der für jeden Lastabstand x den Gesamtdruck E_h angibt.

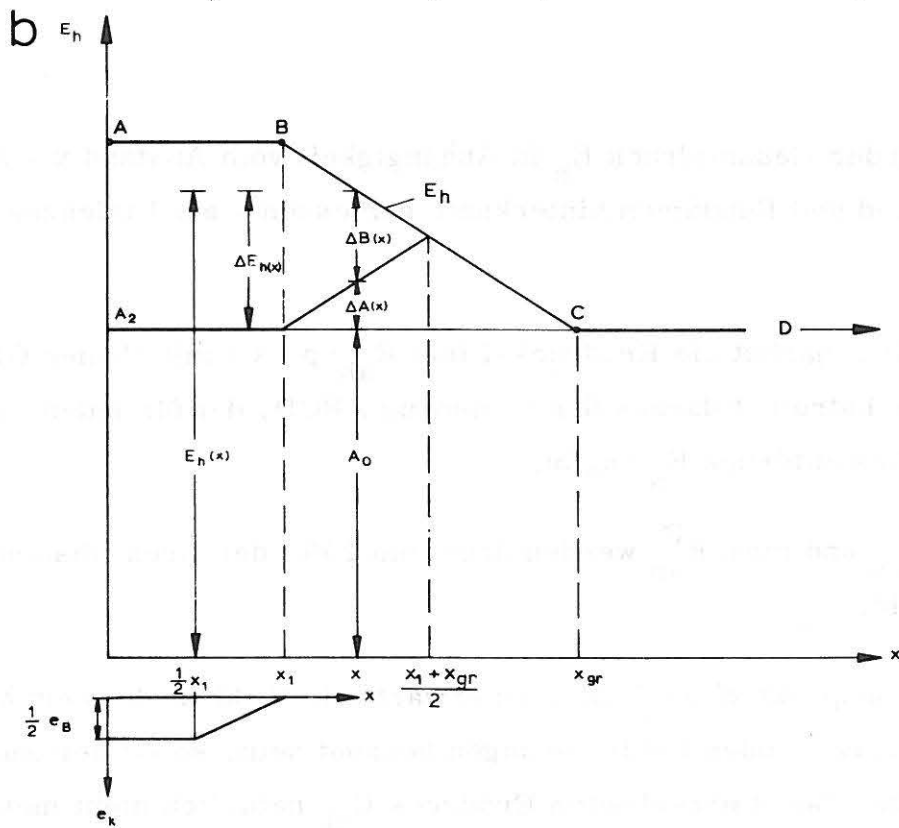
Die Werte E_{ah} und $\max. E_{ah}^P$ werden dabei um 25%, der Grenzabstand x_{gr}^C um 35% erhöht.

Sollte der in baupraktischen Fällen zu erwartende Erddruckbeiwert λ_h bereits aus entsprechenden Feldmessungen bekannt sein, so ist der Zuschlag von 25% auf den damit errechneten Erddruck E_{ah} natürlich nicht mehr nötig. Der bekannte Beiwert λ_h liefert einen Ersatzreibungswinkel ρ^* , mit dem der



E_{ah} = Erddruck nach Coulomb, ermittelt mit ebenen Gleitflächen;
(Wandreibungswinkel $\delta = 2/3 \rho$)

E_h = Erddruck auf biegsame Baugrubenwände nach den Versuchsergebnissen



A_0 [Mp/m] = Erddruck E_h ohne Fundamentlasten
 ΔE_h [Mp/m] = Einfluß der Fundamentlast P

Bild 41: Erddruckansatz: Gesamtdruck E_h

Linienzug ABCD nach Bild 41 ohne Zuschlag konstruiert werden kann; lediglich der Grenzabstand x_{gr} ist in Wirklichkeit um ca. 10% größer als der mit dem Ersatzreibungswinkel ρ^* errechnete Wert. Dieses Vorgehen ist allerdings auf kohäsionslosem Boden beschränkt.

In allen Fällen kann der Wandreibungswinkel $\vartheta = 2/3 \rho$ gesetzt werden.

Innerhalb des wandnahen Bereiches x_1 , der durch die Linie $\vartheta = 45^\circ + \rho/2$ gegen die Waagerechte begrenzt wird, wirkt sich die Laststellung nicht auf den Gesamtdruck E_h aus; die Erddruckzunahme ΔE_h infolge der Last P hängt bei wandnahen Lasten nur von der Belastung P, nicht aber von der Laststellung x ab. Außerhalb des wandnahen Bereiches nimmt der Einfluß ΔE_h aus der Last P linear ab und erreicht beim Grenzzustand x_{gr} den Wert Null.

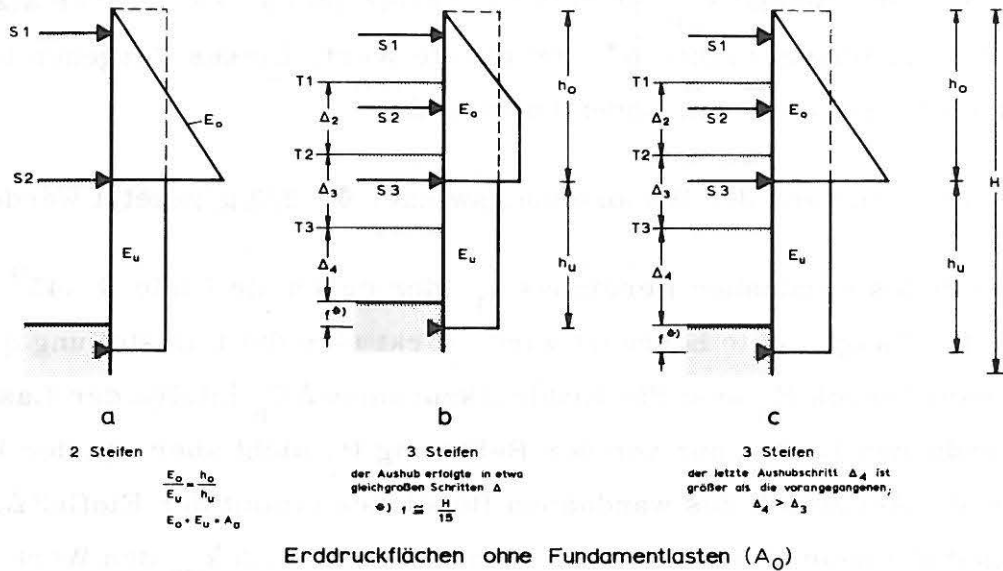
Der für den jeweiligen Abstand x erhaltene Gesamtdruck $E_h(x)$ wird in die vereinfachten Erddruckflächen von Bild 42 umgewandelt.

Die Flächen A_0 für reinen Erddruck (ohne Einwirkung von Fundamentlasten) können entsprechend Kap. 7.3 im oberen Wandbereich für zweifache Absteifung dreieckförmig, bei dreifacher Absteifung je nach Aushubvorgang dreieck- oder trapezförmig angesetzt werden.

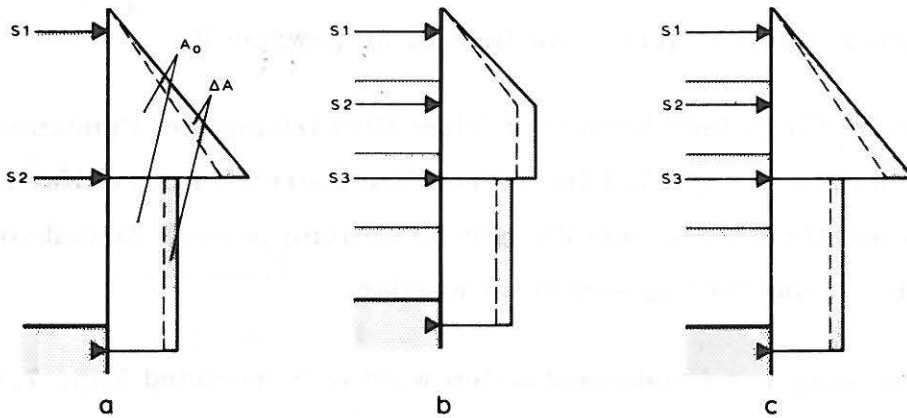
Bei der Erfassung von Fundamentlasten wird entsprechend Kap. 7.4 unterschieden zwischen entfernten Lasten, die nur den Gesamtdruck E_h um den Anteil ΔA vergrößern und wandnahen Lasten, die außerdem auch die Erddruckverteilung beeinflussen.

Der Einfluß wandnaher Lasten auf den Gesamtdruck, ΔB , wird der Erddruckfläche A_0 als Rechteck hinzugefügt (Bild 42 unten). Die Druckkonzentration am Wandkopf, die bei kleinen Fundamentabständen von der Wand auftritt, wird durch einen Zuschlag (e_K) zur Rechteckfläche ΔB berücksichtigt.

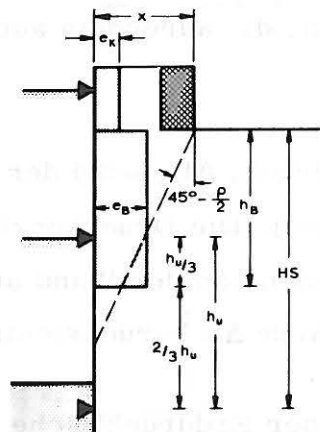
Entfernte Lasten dagegen verändern die Form der Erddruckfläche nicht mehr, sondern vergrößern sie lediglich um den Anteil ΔA , wobei die Erddruckfläche insgesamt der Figur A_0 ähnlich bleibt.



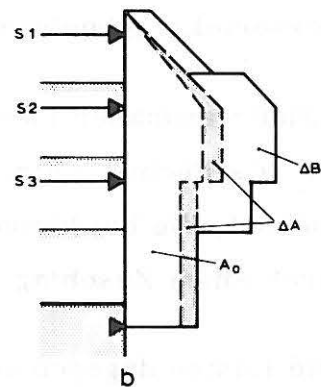
Erddruckflächen ohne Fundamentlasten (A_o)



Erddruckflächen für entfernte Lasten, $E_h = A_o + \Delta A$



Teilfläche ΔB infolge wandnaher Lasten



Erddruckfläche b im Übergangsbereich
Flächen a und c analog
 $E_h = A_o + \frac{\Delta E_h}{\Delta A + \Delta B}$

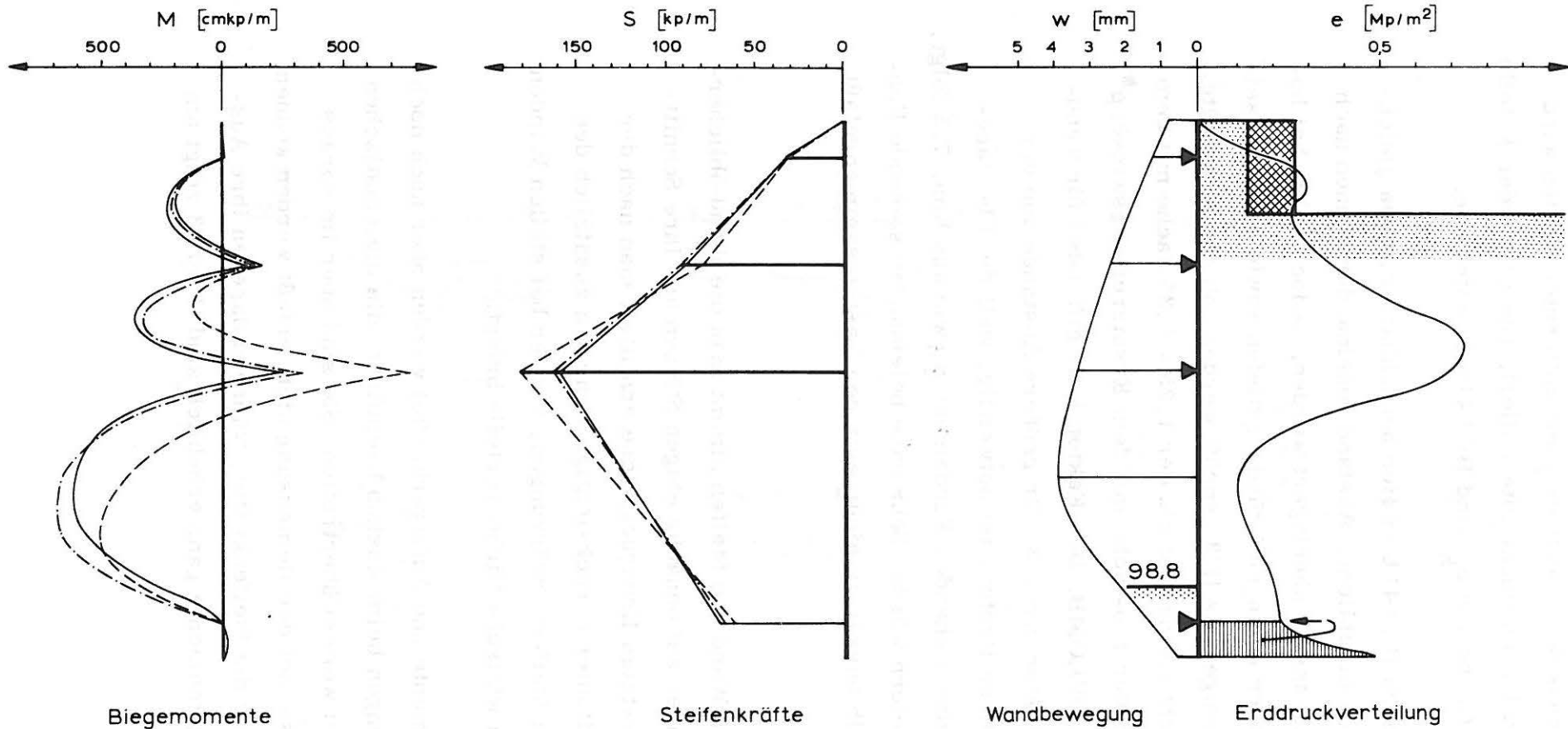
Bild 42: Erddruckflächen mit Berücksichtigung von Fundamentlasten

Im Übergangsbereich zwischen wandnahen und entfernten Lasten wird zwischen diesen beiden Fällen linear interpoliert. Die Größe der Anteile A_0 , ΔA , ΔB sowie die Größe von e_K sind Bild 41b zu entnehmen.

Die Einflüsse $\Delta E_h(x)$ nach Bild 41b zweier benachbarter, etwa gleichgroßer Fundamentlasten im üblichen Abstand voneinander können nach Kap. 7, 6 beim Erddruckansatz überlagert werden. Jedoch sollte bei hohen Fundamentlasten oder geringen Gründungstiefen sowie bei gegenseitigen Abständen von weniger als $H/3$ geprüft werden, ob der so erhaltene Gesamtdruck E_h nicht kleiner ist als der 1,25 - 1,35-fache mit dem Reibungswinkel ρ (oder der 1,0-fache mit dem Ersatzreibungswinkel ρ^*) ermittelte Wert nach COULOMB. Der Faktor 1,25 gilt dabei für wandnahe Stellungen, der Faktor von 1,35 für größere Abstände von der Wand (vgl. Bild 35). Diese Prüfung ist notwendig, weil die Überlagerung bei nahe beieinander stehenden Fundamenten, wie aus Kap. 7.5 folgt, zu kleine Erddrücke liefern würde. Sehr nahe beieinander stehende Fundamente werden deshalb besser zu einer einzigen Last zusammengefaßt.

Bei der Bemessung von Wand und Steifen nimmt man die Wand üblicherweise als Durchlaufträger auf unnachgiebigen Stützen an. Ihre Schnittgrößen unter der angesetzten Erddruckfläche ermittelt man nach der Elastizitätstheorie. Mitunter berücksichtigt man noch zusätzlich den Einfluß der elastischen Steifenverkürzungen, weil er bei steifen Wänden und kurzen Stützweiten wirtschaftliche Vorteile bringt.

Die Schnittgrößen (Momente und Auflagerkräfte) werden aber auch noch von den Wandverformungen beim Aushub beeinflusst, die die elastischen Steifenverkürzungen bei weitem übertreffen. Sie sind aber im voraus nicht bekannt, so daß sie bei der Bemessung nicht erfaßt werden können. Sie beeinflussen weniger die Steifenkräfte, während dagegen ihre Auswirkungen auf die Biegemomente ganz erheblich sind: Bild 43 zeigt am



Biegemomente

Steifenkräfte

Wandbewegung

Erddruckverteilung

----- errechnete Schnittgrößen am Durchlaufträger auf unnachgiebigen Lagern

----- errechnete Schnittgrößen am Durchlaufträger bei Berücksichtigung der Wandverformung

———— gemessene Werte

Bild 43: Auswirkung der Wandverformung auf die Schnittgrößen (Versuch 11)

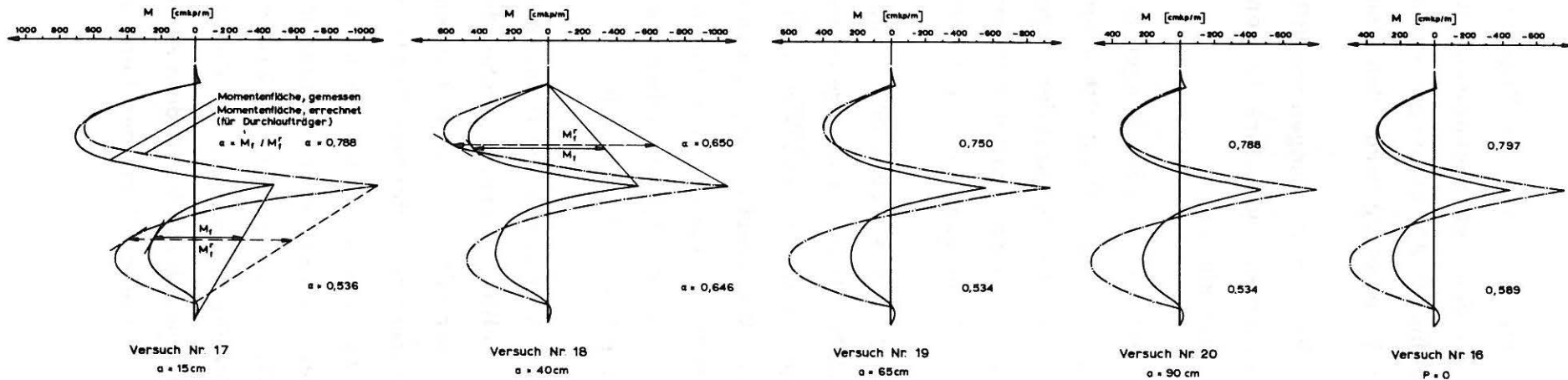
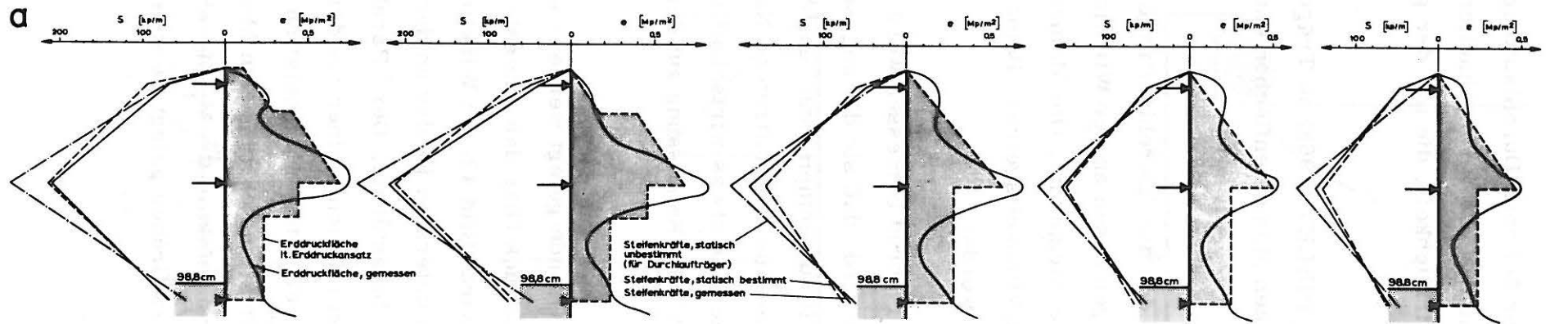
Versuch 11, wie stark sich die Ergebnisse der üblichen Durchlaufträgerberechnung von den Meßergebnissen unterscheiden und veranschaulicht die unvermeidbaren Abweichungen von der Wirklichkeit, die mit der gebräuchlichen Bemessung verbunden sind.

Weiterhin lassen die Messungen von BRISKE/PIRLET (1968) an Trägerbohlwänden erkennen, wie stark die gemessenen Momentenflächen untereinander streuen können.

Diese Unsicherheiten und Streuungen zeigen, daß die "Durchlaufträgerberechnung" mit Hilfe der Elastizitätstheorie, gemessen an der Wirklichkeit, eine zu hohe Genauigkeit der Ergebnisse vortäuscht. Die Momentenflächen können im voraus mit der für eine wirklichkeitsgetreue Bemessung erforderliche Genauigkeit gar nicht ermittelt werden.

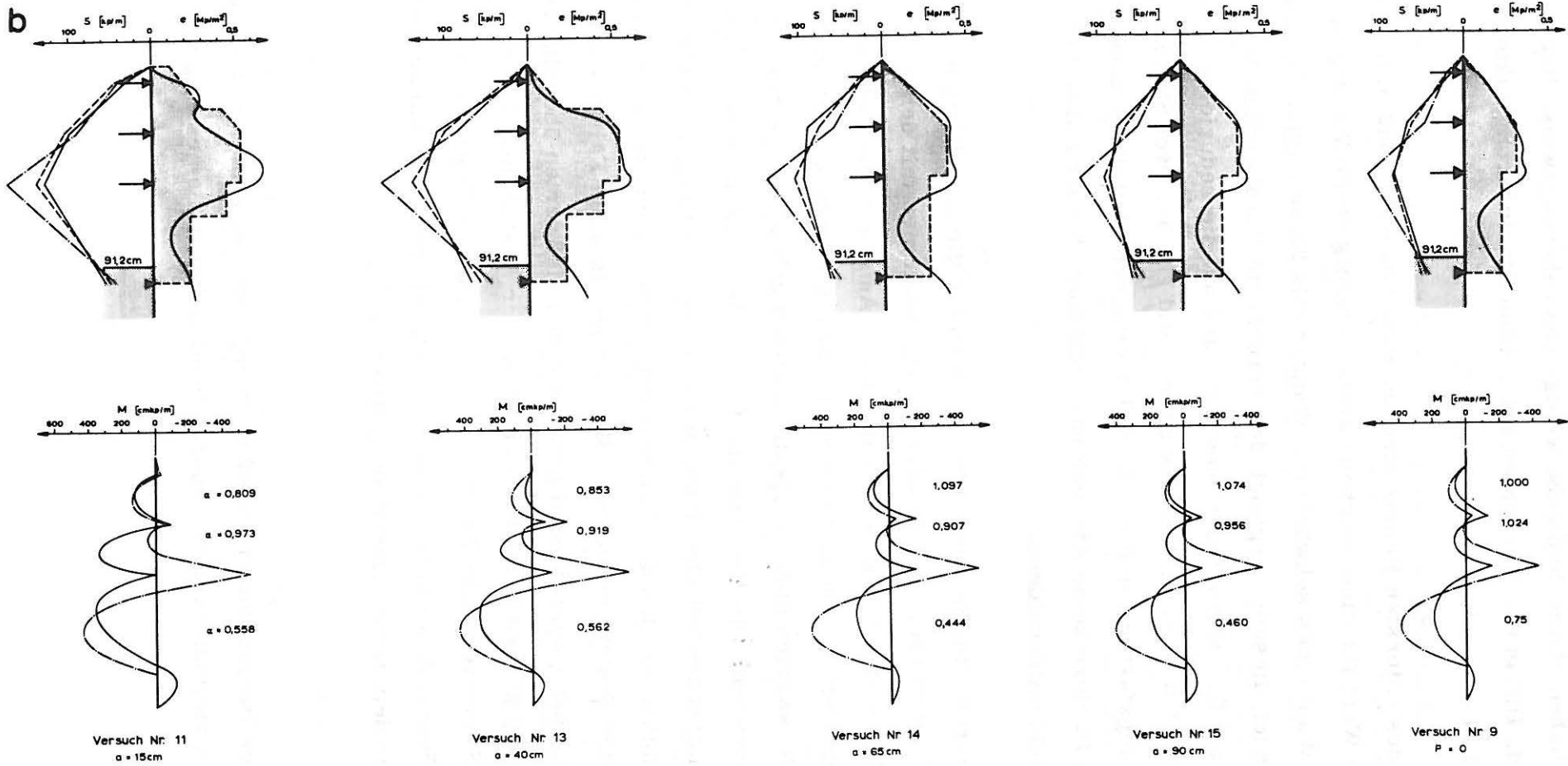
Die Wand sollte deshalb nach dem Traglastverfahren bemessen werden (WEISSENBACH, 1970), womit gewährleistet wird, daß sie die angesetzte Erddruckfläche mit der geforderten Sicherheit aufnehmen kann, unabhängig davon, welche Wandverformungen während des Aushubs auftreten. Nach WEISSENBACH ist eine solche Bemessung vielfach etwas wirtschaftlicher, darüberhinaus wesentlich einfacher als die übliche Bemessung auf der Grundlage der Elastizitätstheorie.

Die Erddruckflächen, die der Bemessung zu Grunde gelegt werden, sind feldweise geradlinig begrenzt, wobei der Erddruck über das unterste Feld gleichmäßig verteilt ($e_u = \text{const.}$) angesetzt wird (Bild 42). In Wirklichkeit aber konzentriert sich der Erddruck des untersten Feldes an den Randbereichen, während die Feldmitte schwächer belastet ist. Der "Parabelstich" M_f der gemessenen Momentenfläche ist folglich kleiner als der errechnete, für den gleichmäßigen Erddruck e_u erhaltene Parabelstich $M_f^r = e_u \cdot l^2/8$. Die für die geradlinige Erddruckverteilung errechneten Momentenflächen können deshalb mit dem Abminderungsfaktor $\alpha = M_f/M_f^r$ abgemindert und in dieser Form der Bemessung zu Grunde gelegt werden, wo-



SERIE 2: T = 98,8 cm, 2 Stiefen, P = 312 kp/m

- Momente und Stiefenkräfte, gemessen
- - - Momente und Stiefenkräfte, statisch unbestimmt errechnet, (für Durchlaufträger)
- - - Stiefenkräfte, statisch bestimmt errechnet



SERIE 3 T = 91,2 cm, 3 Steifen, P = 312 kp/m

Bild 44: Vergleich der errechneten Schnittgrößen mit den Meßwerten

mit der wirklichen Momentenfläche wenigstens näherungsweise Rechnung getragen wird. Die in den Versuchen erhaltenen Abminderungsfaktoren α sind in Bild 44 angegeben.

Die α -Werte des untersten Feldes streuen zwischen 0,444 und 0,750, wobei der letzte Wert für eine überbemessene, unnötig steife Wand gilt. Er wäre bei der Wahl eines schwächeren Wandprofils kleiner (vgl. 7.7). Insgesamt kann nach diesem Vergleich der errechnete Parabelstich M_f^r im unteren Feld auf 60% abgemindert und die Wand auf die reduzierte Momentenfläche bemessen werden. Für das obere Feld gilt bei zwei Steifenlagen ein Abminderungsfaktor von $\alpha = 0,8$. Bei dreifacher Absteifung dagegen ist in den oberen Feldern keine Abminderung zulässig. Sie sind aber für die Bemessung nicht entscheidend.

Bild 44 zeigt ferner die Steifenkräfte, die sich für die geradlinig begrenzten Erddruckflächen nach Bild 42 errechnen, zusammen mit den gemessenen Werten. Die statisch bestimmt - unter der Annahme von Gelenken an den Auflagerpunkten - errechneten Steifenkräfte stimmen wesentlich besser mit den Messwerten überein als die statisch unbestimmt - am Durchlaufträger - errechneten. Die Ursache hierfür ist ebenfalls die von der angesetzten Gleichstreckenlast abweichende Erddruckverteilung. Für die vereinfachten Lastflächen werden die Steifenkräfte einfacher und genauer am statisch bestimmten System errechnet. Sie stimmen in allen Fällen - mit und ohne Fundamentlast - ausreichend genau mit den Meßwerten überein. Die Übereinstimmung gilt auch für die Serie 3 bei der Aushubtiefe $T = 98,8$ cm sowie für die Sonderversuche 29, 30 und 34 - 36, deren Ergebnisse nicht gezeigt sind. Soweit Abweichungen nach der unsicheren Seite hin auftreten, liegen sie unter dem noch vertretbaren Maß von 10%.

Der Bestand der Baugrubenumschließung hängt nicht so sehr von der Wand selbst, sondern vielmehr von der ausreichend sicheren Bemessung der Steifen ab:

Eine Überbeanspruchung einer Stahlwand führt allenfalls zu örtlichem Fließen und ist weitgehend unbedenklich. Eine Überbelastung einer Steifenlage dagegen führt zum Ausknicken und kann schwerwiegende Folgen haben. Da die statisch bestimmt errechneten Steifenkräfte realistische Werte sind, die keine versteckten rechnerischen Reserven enthalten, sollte die unterste Steifenlage mit einem Sicherheitszuschlag auf die errechnete Steifenkraft bemessen werden. Er ist erforderlich, um - neben den oben genannten geringfügigen Abweichungen zur unsicheren Seite hin - die Streuungen in der Steifenkraftverteilung aufzufangen, die beispielsweise als Folge nicht vorhersehbarer Wandverformungen auftreten können. Der Zuschlag sollte zumindest 20% des errechneten Wertes betragen.

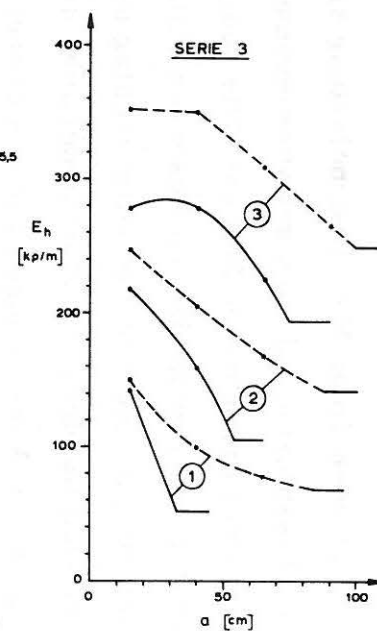
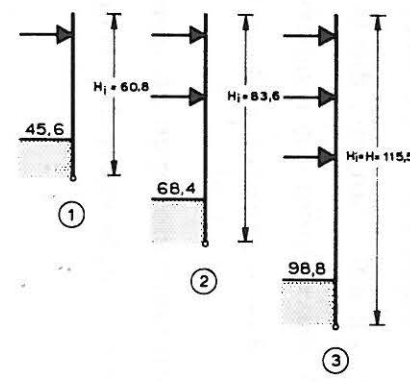
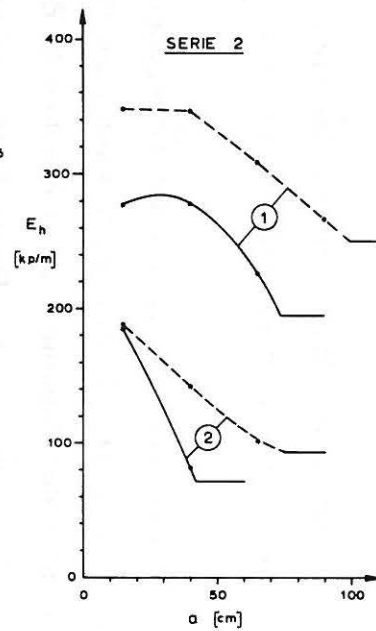
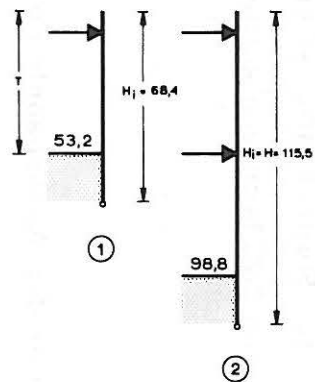
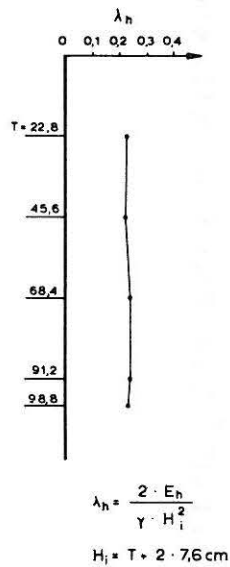
Mit der wirklichkeitsgetreuen und ausreichend sicheren Steifenbemessung ist die wesentlichste Voraussetzung für die Sicherheit der Baugrube und der angrenzenden Bebauung erfüllt.

Zusammenfassend wird vorgeschlagen, Wand und Steifen für die vereinfachten Erddruckfiguren nach Bild 41 und 42, jedoch getrennt zu bemessen:

Die Wand wird nach dem Traglastverfahren, mit den angegebenen Momentenabminderungen bemessen. Die Steifenkräfte kann man für ein statisch bestimmtes System unter der Annahme von Gelenken an den Abstiehungspunkten ermitteln. Auf die errechneten Steifenkräfte ist ein Sicherheitszuschlag erforderlich, der mindestens 20% betragen sollte.

Vorbauzustände

Häufig nimmt man im Vorbauzustand unter der Aushubsohle einen Auflagerpunkt an und bemißt den freigelegten Wandbereich mit der ideellen Wandhöhe H_i in derselben Weise wie im Endzustand. Dieses Vorgehen ist nach den Versuchsergebnissen für den Fall ohne Fundamentlasten berechtigt:



— errechnet nach Coulomb für die ideale Wandhöhe H_i ($\rho = 40^\circ$; $\delta = 27,5^\circ$)
 - - - gemessen über die ideale Wandhöhe H_i

a) Erddruckbeiwerte λ_h in den Vorbauzuständen, Versuch 9 (ohne Fundamentlast)

b) Gesamtdrücke E_h mit Fundamentlast in den Vorbauzuständen, Serie 2 (2 Steifen) und Serie 3 (3 Steifen)

Bild 45: Erddruckverhältnisse in den Vorbauzuständen

Nach Bild 45a treten dabei in den Vorbauzuständen annähernd die gleichen Erddruckbeiwerte λ_h auf wie im Endzustand. Der Gesamtdruck auf die ideale Wand mit der Höhe H_i kann, wie im Endzustand, nach COULOMB - mit einem Zuschlag von ca. 25% - bestimmt und in die Flächen A_o von Bild 48 umgewandelt werden, deren Form vom Aushubvorgang abhängt:

Die vorgeschlagenen Erddruckflächen sind zuerst - bei einfacher Absteifung - rechteckig und haben bei zweifacher Absteifung dieselbe Form wie im Endzustand bei zweifacher Absteifung.

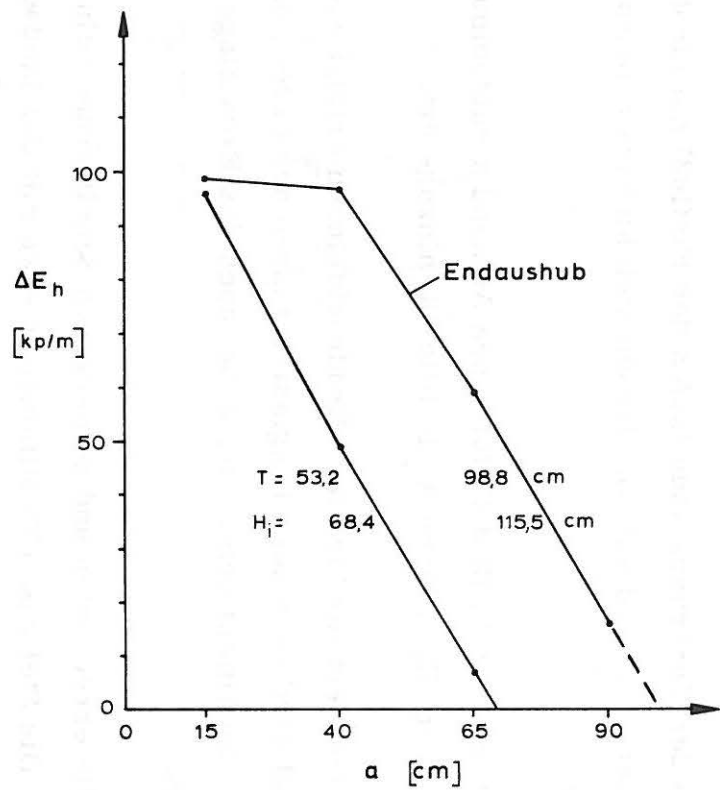
Der Erddruckansatz mit Hilfe der ideellen Wandhöhe H_i würde aber bei der Erfassung von Fundamentlasten versagen, weil man dabei die Reichweite x_{gr} in den Vorbauzuständen unterschätzen würde; die auf die Wandhöhe H_i wirkenden Gesamtdrücke E_h würden teils unter-, teils überschätzt (Bild 45 b). Wegen dieser Umstände lassen sich die Vorbauzustände nur näherungsweise erfassen. Ein solcher Näherungsansatz, der mit den Versuchsergebnissen in etwa zu vereinbaren ist, wird im Folgenden angegeben.

Die Einflußlinien der Vorbauzustände laufen der Einflußlinie für den Endzustand teilweise parallel (Bild 46). Sie lassen sich hieraus näherungsweise ermitteln (Bild 47).

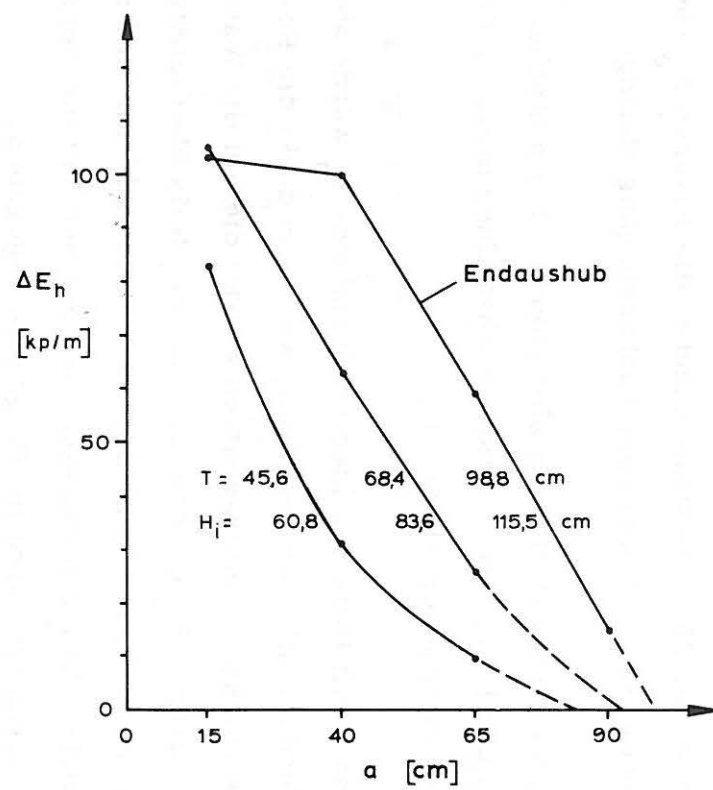
Der aus den Einflußlinien in Bild 47 für einen Abstand x entnommene Wert $E_h(x)$ wird dem Wert E_h (Fläche A_o in Bild 48) hinzugefügt.

Die Bemessung des Verbaus für diese Erddruckflächen erfolgt wie im Endzustand: die Wand wird nach dem Traglastverfahren bemessen, die Steifenkräfte statisch bestimmt ermittelt, wobei auch das Erdauflager gelenkig angenommen wird.

In Bild 49 sind die errechneten und gemessenen Schnittgrößen einander gegenübergestellt. Die Steifenkräfte stimmen in etwa mit den Meßwerten überein. Im untersten Feld kann der errechnete Parabelstich M_f^R der Momentenfläche bei zweifacher Absteifung auf 70%, bei der einfachen Absteifung auf 80% des errechneten Wertes abgemindert werden.



SERIE 2



SERIE 3

Bild 46: Gemessene Einflußlinien in den Vorbauzuständen

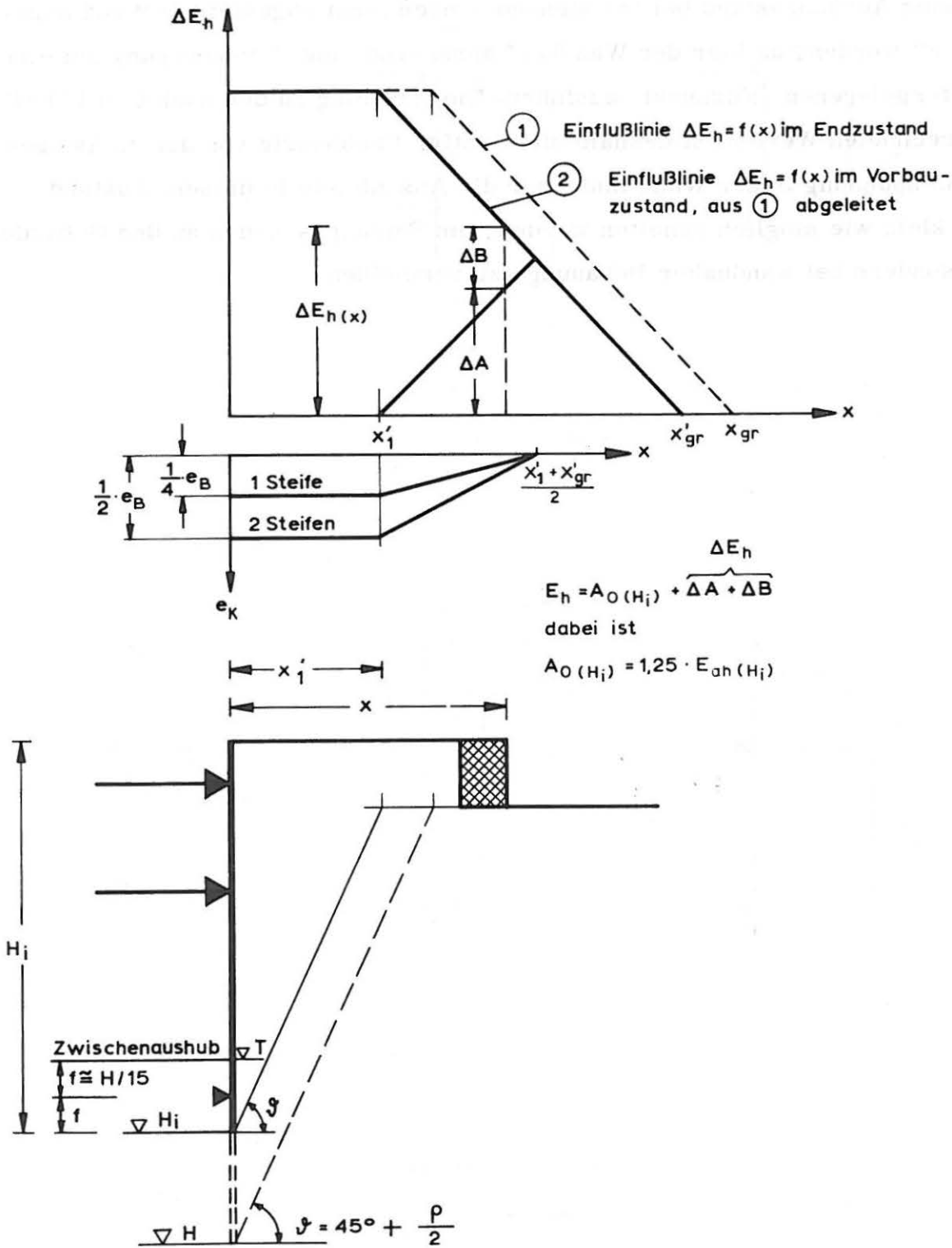
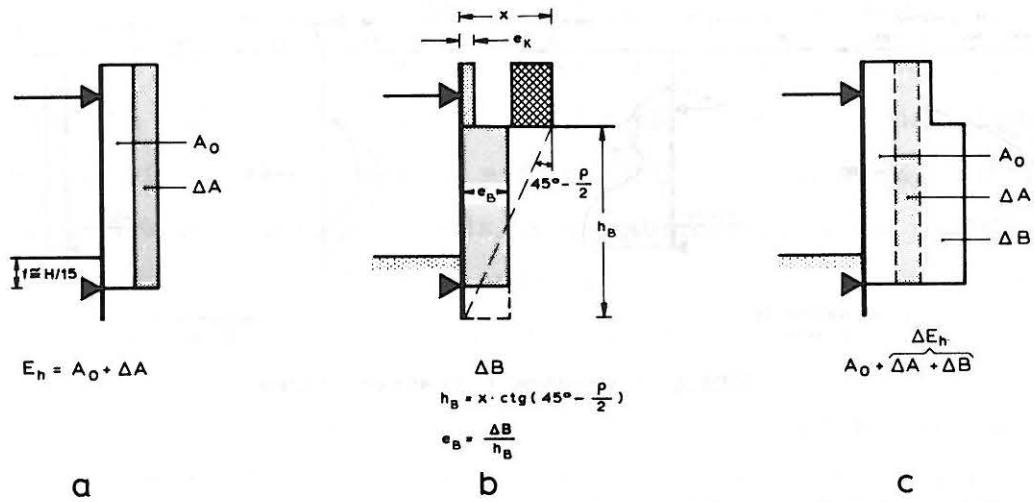
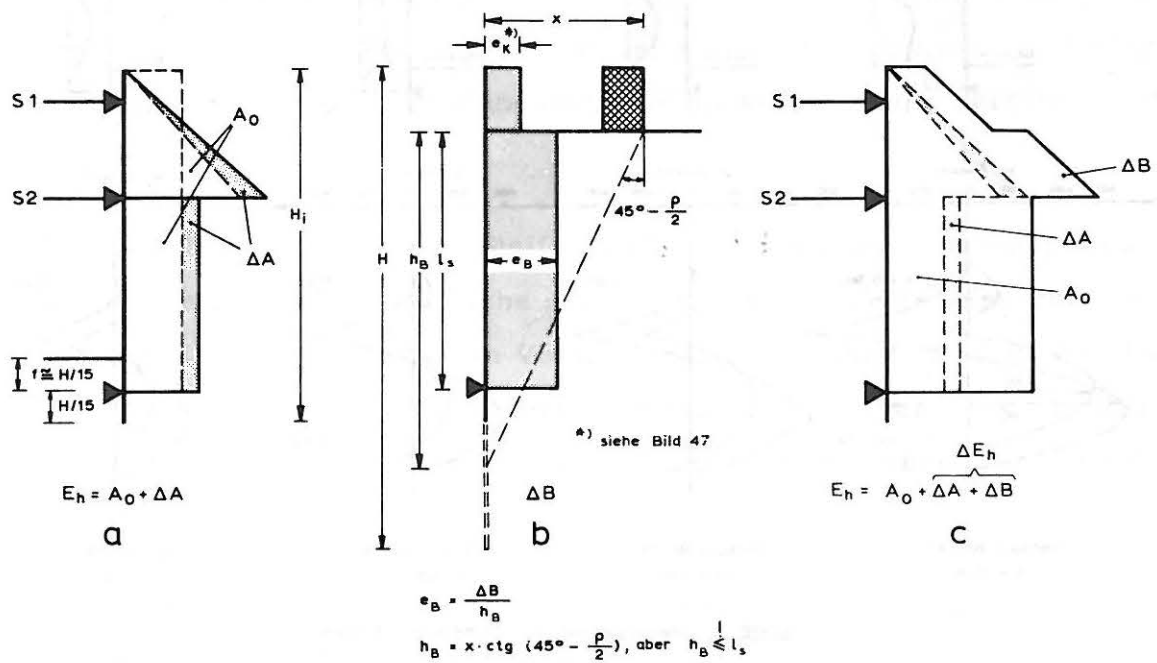


Bild 47: Erddruckansatz für die Vorbauzustände: Gesamtdruck E_h

Die Erddruckansätze aus Bild 1 b - e können grundsätzlich nur auf den ersten Aushubzustand bei freistehender noch nicht abgesteifter Wand angewandt werden, da hier der Wandkopf annähernd eine Kippbewegung um einen tiefergelegenen "Fußpunkt" ausführt. Ein Zuschlag zu den nach COULOMB errechneten Werten ist deshalb nicht nötig. Unabhängig von der zulässigen Stahlspannung in der Wand muß aber die Aushubtiefe in diesem Zustand so klein wie möglich gehalten werden, um Setzungsschäden an den Gebäuden, besonders bei wandnaher Bebauung, zu vermeiden.



Vorbauzustand 1: 1 Steife

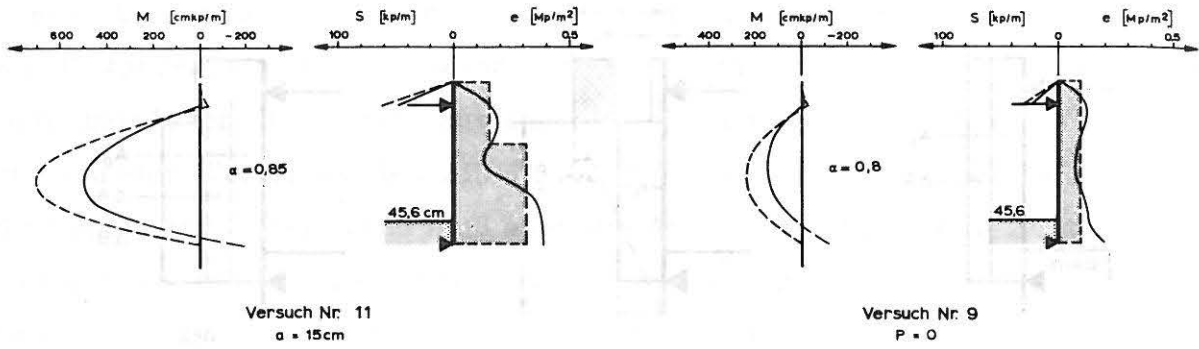


Vorbauzustand 2: 2 Steifen

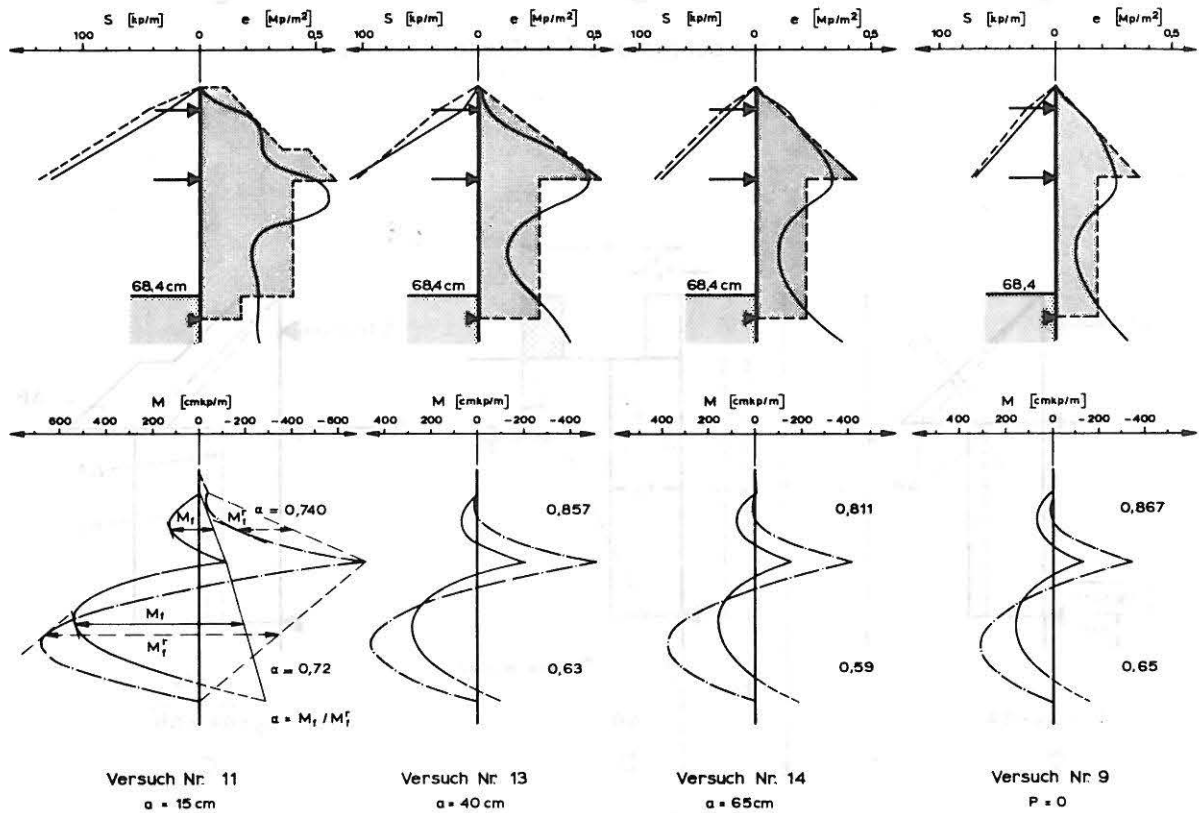
A_0 = Erddruckflächen ohne Fundamentlasten
 ΔA = Einfluß entfernter Fundamentlasten
 ΔB = Einfluß wandnaher Fundamentlasten

- a Erddruckfläche für entfernte Lasten ; $E_h = A_0 + \Delta A$
- b Teilfläche ΔB infolge wandnaher Lasten
- c Erddruckfläche im Übergangsbereich ; $E_h = A_0 + \Delta A + \Delta B$

Bild 48: Erddruckansatz für die Vorbauzustände: Erddruckverteilung



SERIE 3: Vorbauzustand 1: $T = 45,6 \text{ cm}$; 1 Steife



SERIE 3: Vorbauzustand 2: $T = 68,4 \text{ cm}$; 2 Steifen

- Momente und Steifenkräfte, gemessen
- - - - - Momente, statisch unbestimmt errechnet (für Durchlaufträger)
- - - - - Momente und Steifenkräfte, statisch bestimmt errechnet

Bild 49: Vergleich der errechneten Schnittgrößen mit den Meßwerten (Vorbauzustände)

11. Zusammenfassung

Die Arbeit untersucht den Erddruck auf biegsame, abgesteifte Baugrubenwände, die neben Gebäudefundamenten niedergebracht werden. Da einer allgemeinen theoretischen Lösung des Problems noch grundsätzliche Schwierigkeiten entgegenstehen, erfolgen die Untersuchungen mit Hilfe eines dafür konstruierten Modells. Seine Abmessungen und Lasten, die Wandsteifigkeit und die Steifenanordnung wurden der Wirklichkeit entsprechend und unter Beachtung der Modellgesetze gewählt.

Die Modellwand ist 1,15 m hoch. Sie erhält im Verlauf des Versuchsprogramms in einen Fall zwei und im anderen Fall drei Steifenlagen.

Der Versuchsboden ist gewaschener Quarzsand, der in annähernd mitteldichter Lagerung eingebaut wird.

Bei der Versuchsdurchführung wird - ebenso wie in der Wirklichkeit - der Boden vor der Wand in Schichten abgegraben und die einzelnen Steifenlagen nacheinander eingebaut. Die Fundamentlasten werden dabei bereits vor dem Aushubbeginn aufgebracht.

Erddruck, Erdwiderstand und Steifenkräfte werden vom Aushubbeginn an direkt über die gesamte Wandfläche gemessen, der Wandreibungswinkel wird über die gleichfalls gemessenen Vertikalkräfte, getrennt für drei Wandbereiche, daneben auch als Mittelwert über die gesamte Wandhöhe, ermittelt. Aus Erddruck, Erdwiderstand und den Steifenkräften errechneten sich die Biegemomente in der Wand.

Die Wandverformungen, Fundament- und Oberflächensetzungen werden ebenfalls vom Aushubbeginn an gemessen.

Die Arbeit untersucht im einzelnen, welchen Einfluß die Fundamentbelastung, der Fundamentabstand von der Wand und der Aushub- und Absteifungsvorgang auf die Größe und Verteilung des Erddrucks haben.

Der Einfluß der Wandsteifigkeit auf die Erddruckgröße und -verteilung wird durch weitere Versuche aufgezeigt, ebenso die Auswirkungen einer Steifenverspannung.

Die Arbeit zeigt die gefundenen qualitativen und zahlenmäßigen Zusammenhänge auf und stellt sie den Ergebnissen anderer Modellversuche sowie zweier vergleichbarer Feldmessungen gegenüber.

Bei der gebräuchlichen Bemessung wird der Verbau als Durchlaufträger auf unnachgiebigen Stützen betrachtet und nach der Elastizitätstheorie für eine vereinfachte Lastfläche - häufig eine Rechteckfläche - bemessen. Den Einfluß von Fundamentlasten berücksichtigt man dabei durch pauschale Lastflächen, deren Schwerpunkt mit wachsendem Lastabstand von der Wand immer tiefer rückt (vgl. Bild 1).

Tatsächlich liefern weder die pauschalen Erddruckansätze noch der übliche Bemessungsgang zutreffende Ergebnisse:

Die Erddruckverteilung wird - auch bei der Einwirkung von Fundamentlasten - entscheidend von der Steifenanordnung und dem Aushubvorgang bestimmt. Neben der Erddruckfläche ruft auch die durch den Aushubvorgang erzeugte Wandverformung als Lastfall "Plastische Stützensenkung" zusätzliche Biegemomente in der Wand hervor. Sie kann aber nicht im voraus angegeben und bei der Bemessung nicht erfaßt werden.

Aus den Versuchsergebnissen läßt sich ein Bemessungsvorschlag für die zwei- und dreifach abgesteifte Wand ableiten, der den Erddruckansatz und den Bemessungsgang umfaßt. Der Erddruckansatz enthält sowohl den Fall des reinen Erddrucks, wo keine Fundamentlasten vorhanden sind, als auch die Erddruckermittlung bei der Einwirkung von Fundamentlasten.

Die Verhältnisse in den Vorbauzuständen werden gesondert untersucht und sind in dem Bemessungsvorschlag gesondert enthalten.

Literaturverzeichnis

- [1] Abouleid, Abdel-fattah: Beitrag zur Berechnung einer in lockeren Sand gerammten, zweifach verankerten Spundwand. Mitteilungen, Institut für Wasserwirtschaft, Grundbau und Wasserbau, 1963, TH Stuttgart, Heft 1
- [2] Arthur, J. R. F. und Roscoe, K. H.: An Examination of the Edge Effects in Plane-Strain Model Earth Pressure Tests. Proc. 6th Int. Conf. SMFE, 1965, Montreal, Vol. 2, pp. 363 - 367
- [3] Bishop, A. W.: Discussion to Penman: Shear Characteristics of a Saturated Silt, Measured in Triaxial Compression. Géotechnique 1954, pp. 43 - 45
- [4] Breth, H. /Stroh, D.: Das Tragverhalten von Injektionsankern im Ton. Vortrag Baugrundtagung Düsseldorf, 1970
- [5] Breth, H. /Wanoschek, H. R.: Steifenkraftmessungen in einer durch Pfahlwände gesicherten Tiefbahnbaugrube im Frankfurter Ton. Der Bauingenieur 1969, S. 240 - 243
- [6] Briggs, A.: Struttet Sheet Pile Excavations in Cohesionless Materials. M. Sc. Thesis, Victoria University of Manchester, 1960
- [7] Briske, R.: Erddruckverlagerung bei Spundwandbauwerken. Verlag v. Wilhelm Ernst u. Sohn, 1957
- [8] Briske, R./Pirlet, E.: Messungen über die Beanspruchung des Baugrubenverbaus der Kölner U-Bahn. Die Bautechnik 1968, S. 290 - 299
- [9] Empfehlungen des Arbeitsausschusses "Ufereinfassungen". Herausgegeben vom Arbeitsausschuß "Ufereinfassungen der Haftenbautechnischen Gesellschaft e. V. und der Deutschen Gesellschaft f. Erd- u. Grundbaue. V. , Verlag v. Wilhelm Ernst u. Sohn, 1964

- [10] Feld, J. : Lateral Earth Pressure: An Accurate Experimental Determination of the Lateral Earth Pressure, together with a Resume of Previous Experiments. Transactions ASCE 1923, Paper No. 1529
- [11] Fink, K./Rohrbach, Ch. : Handbuch der Spannungs- und Dehnungsmessung. VDI-Verlag Düsseldorf, 1958
- [12] Gerber, E. : Untersuchungen über die Druckverteilung im örtlich belasteten Sand. Promotionsarbeit der ETH Zürich, 1929, Nr. 521
- [13] Girijavallabhan, Ch. V. und Reese, L. C. : Finite-Element Method for Problems in Soil Mechanics. Proc. ASCE, Mar. 1968, pp. 473 - 496, Vol. 94, No. SM 2
- [14] Grasshoff, H. : Die Berechnung der Einspannkkräfte an Dalben und freistehenden Spundwänden. Vortrag Deutsche Baugrundtagung Essen, 1962, S. 151 - 186
- [15] Hahn, J. : Durchlaufträger, Rahmen und Platten. Werner-Verlag Düsseldorf, 1962
- [16] Haliburton, T. A. : Numerical Analysis of Flexible Retaining Structures. Journal of the SMFE Division; ASCE SM 6, Nov. 1968, pp. 1223 - 1251
- [17] Heeb/Bonz/Schurr/
Henke/Müller : Erddruckmessungen am Baugrubenverbau für Stuttgarter Verkehrsbauwerke. Die Bautechnik 1966, S. 208
dazu: Versuchsbericht der Messung in der Planie
- [18] Institut für Hochspannungs- und Meßtechnik, TH Darmstadt: Meßtechnisches Praktikum. Ausgabe 1966
- [19] Jenne, G. : Betonkalender 1967, 2. Teil, S. 310 ff.

- [20] Klenner, C. :
Versuche über die Verteilung des Erd-
druckes über die Wände ausgesteifter
Baugruben.
Die Bautechnik 1941, S. 316 - 319
- [21] Kolbuszewski, J. J. :
An Experimental Study of the Maximum
and Minimum Porosities of Sands.
2nd. Int. Conf. SMFE, Rotterdam, 1948,
Vol. 1, pp. 158 - 165
- [22] Lazebnik, G. E. und
Cernyseva, E. I. :
Untersuchung der Erddruckverteilung in
einem Modell mit einfach verankerten
biegsamen Wänden.
Osnovaniya fundamenty i mehanika
gruntov 1966, Heft 2, S. 3 - 5
- [23] Lazebnik, G. E. und
Cernyseva, E. I. :
Certain Errors in Experimental Deter-
mination of Earth Pressure on Models
of Retaining Walls.
(Translated from "Gidrotekhnicheskoe
Stroitel'stvo" No. 4, pp. 39 - 43,
April 1968, TIB Hannover)
- [24] Lehmann, H. :
Die Verteilung des Erdangriffs an einer
oben drehbar gelagerten Wand. Ein Bei-
trag zur Berechnung von Baugrubenaus-
steifungen.
Die Bautechnik 1942, Heft 31/32, S. 273-283
- [25] Lehmann, H. :
Der Einfluß von Auflasten auf die Vertei-
lung des Erdangriffs an Baugrubenwänden.
Die Bautechnik 1943, Heft 3/4, S. 21 - 24
- [26] Loos, W. /Breth, H. :
Modellversuche über Biegebeanspruchung
von Pfählen und Spundwänden.
Die Bautechnik 1949, S. 264
- [27] Mecke, W. :
Der Erdangriff an einer im unteren Teil
nachgiebigen Wand.
Diss. TH Hannover v. 28. 4. 1939
- [28] Müller-Breslau, H. :
Erddruck auf Stützmauern.
Alfred Kröner Verlag, Stuttgart, 1947

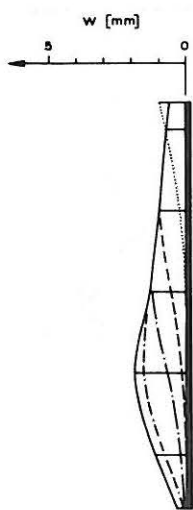
- [29] Müller-Haude, H. Ch. /
Scheibner, D. :
Neue Bodendruckmessungen an Baugru-
ben und Tunnelbauten der Berliner
U-Bahn.
Die Bautechnik 1965, S. 293 - 298,
S. 380 - 385
- [30] Neumeuer, H. :
Erddruck und Erdwiderstand.
Hrsg. v. d. Deutschen Gesellschaft für
Erd- und Grundbau e. V. , Essen, 1960
- [31] Norges Geotechniske Institutt,
Technical Reports 1 - 8 :
Measurements at a Struttet Excavation,
Oslo Subway.
Oslo 1962
- [32] Oberti, G. :
Die Theorie der Modelle unter besonde-
rem Hinweis auf Probleme der Geome-
chanik.
Abhandlungen der deutschen Akademie der
Wissenschaften zu Berlin, Jahrg. 1961,
Nr. 1.
Klasse für Bergbau, Hüttenwesen und
Montangeologie.
Bericht über das 1. Ländertreffen des
internationalen Büros für Gebirgsmecha-
nik, Leipzig, 3. - 7. Nov. 1959
- [33] Ohde, J. :
Die Berechnung der Druckverteilung
unter Gründungskörpern.
Der Bauingenieur 1942, S. 99, 122
- [34] Peck, R. B. :
Earth Pressure Measurements in Open
Cuts, Chicago Subway.
Proc. ASCE, Vol. 68, No. 6, pp. 900-928;
Transactions ASCE, Vol. 108, 1943,
pp. 1008 - 1036
- [35] Polschin, D.E. und
Djanardan, D. :
Über die Fehler bei der Bestimmung
der Gleitflächenform nach der Methode
der Fotofixierung.
Proc. Int. Conf. Soil Mech. and Found.
Eng. , Budapest, 1963, S. 299 ff.

- [36] Preß, H. :
Steifendrucke und ihre Veränderungen mit dem Baufortschritt.
Die Bautechnik 1938, S. 383 - 384
- [37] Preß, H. :
Versuche über die Druckverteilung hinter Stützwänden.
Die Bautechnik 1942, Heft 31/32, S. S. 283 - 285
- [38] Romberg, W. :
Messungen an Baugrubenaussteifungen.
Studienarbeit am Lehrstuhl für Bodenmechanik und Grundbau, TH Darmstadt, WS 1967/68
- [39] Rowe, P. W. :
Anchored Sheet-Pile Walls.
Proc. The Inst. of Civ. Engrs. 1, 1952, part. 1, pp. 21 - 70, Paper No. 5788
- [40] Rowe, P. W. :
A Stress-Strain Theory for Cohesionless Soil with Applications to Earth Pressures at Rest and moving Walls.
Géotechnique 1954, pp. 70 - 88
- [41] Rowe, P. W. /Briggs, A. :
Measurements on Model Struttet Sheet Pile Excavations.
Proc. 5th Int. Conf. SMFE, Paris 1961, Vol. 2, p. 473 - 478
- [42] Schultze, E. :
Der Erddruck aus einer Linienlast.
Die Bautechnik 1950, S. 7 - 12
- [43] Schultze, E. /Horn, A. :
Der Zugwiderstand von Hängebrücken-Widerlagern.
Deutsche Baugrundtagung München, 1966, S. 125
- [44] Schwinn, K. H. :
Über den Einfluß eines dünnwandigen, im Boden verlegten Rohres auf das Tragverhalten des Bodens.
Mitt. der Versuchsanstalt f. Bodenmechanik und Grundbau, TH Darmstadt, Nr. 3, 1968

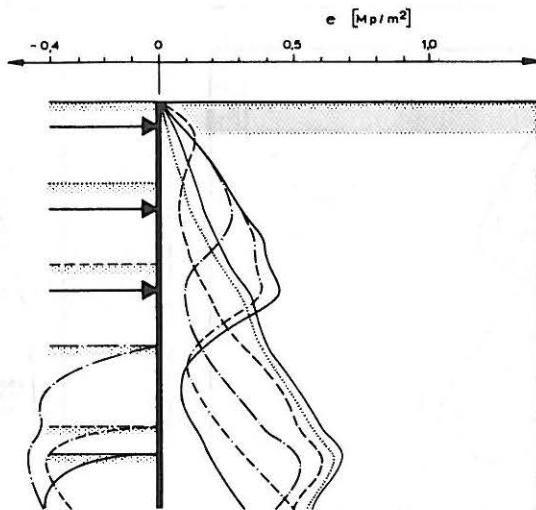
- [45] Sonntag, G. : Ähnlichkeitsmechanik längsgewellter Rohre in nachgiebiger Bettung. Der Bauingenieur 1968, S. 240 - 244
- [46] Spangler, M. G. : Horizontal Pressures on Retaining Walls Due to Concentrated Surface Loads. The Iowa State College Bulletin, April 1938, Nr. 140
- [47] Spilker, A. : Mitteilung über die Messung der Kräfte in einer Baugrubenaussteifung. Die Bautechnik 1937, II. 1, S. 16 - 18, Disk, S. 150 - 151
- [48] Taylor, D. W. : Fundamentals of Soil Mechanics. 1948, Wiley, New York
- [49] Technische Richtlinien und Vorschriften von Bundesbahndirektionen und U-Bahn-Referaten
- [50] Terzaghi, K. : Large Retaining-Wall Tests. Engineering News-Record 1934, pp. 136
- [51] Terzaghi, K. : Verankerte Spundwände. VEB Verlag Technik, 1957, Berlin
- [52] Turabi, D. A. und Balla, A. : Distribution of Earth Pressure on Sheet-Pile Walls. Journal of the SMFE Division, ASCE SM 6, Nov. 1968, pp. 1271 - 1301
- [53] Vargin, M. N. : Der Einfluß der seitlichen Wände einer Versuchsrinne auf den gemessenen Erd- druck. Osnov. Fund. i mech. gruntov 1966, Heft 4, S. 12 - 14 (TIB Hannover)
- [54] Verdeyen, J. und Roisin, V. : Relation entre les effets des surcharges concentrées et les caractéristiques des écrans souples. Proc. 5th Int. Conf. SMFE, Paris, 1961, Vol. 2, pp. 501 - 508

- [55] Verdeyen, J. und
Roisin, V. :
Sollicitation des écrans souples de
soutènement sous l'effet de charges
extérieures localisées, appliquées en
surface du massif soutenu.
Proc. 6th Int. Conf. SMFE, Montreal
1965, Vol. 2, pp. 422 - 426
- [56] Walker, B.P. /Whitaker, T. :
An Apparatus for forming Uniform Beds
of Sand for Modell Foundation Tests.
Géotechnique 1967, pp. 161 - 167
- [57] Weißenbach, A. :
Berechnung von mehrfach gestützten
Baugrubenspundwänden und Trägerbohl-
wänden nach dem Traglastverfahren.
Straße, Brücke, Tunnel 1969, S. 17-23,
38-42, 67-74, 130-136
- [58] Weißenbach, A. :
Baugrubensicherung.
Grundbau-Taschenbuch Bd. 1 Ergänzungs-
band, 1971, S. 355
- [59] Windels, Rolf :
Berechnung von Bohlwerken mit gerad-
linig begrenzten Erddruckflächen nach
dem Traglastverfahren.
Die Bautechnik 1963, S. 339 - 345

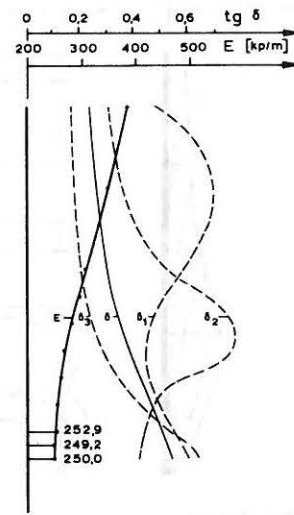
ANHANG



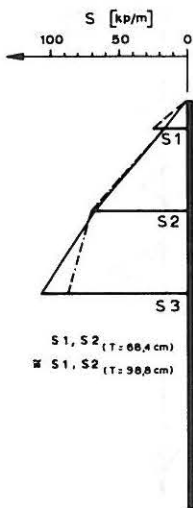
Wandbewegung



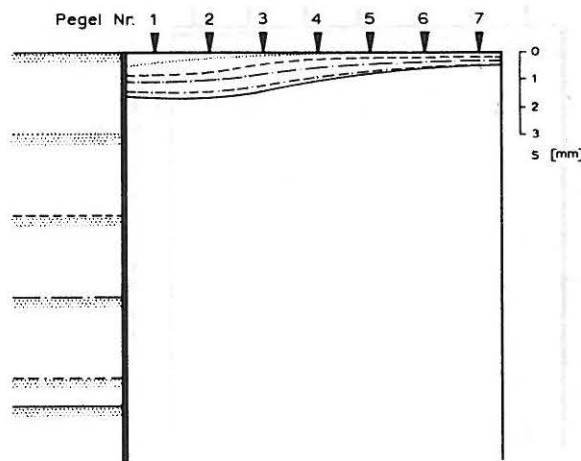
Erddruckverteilung



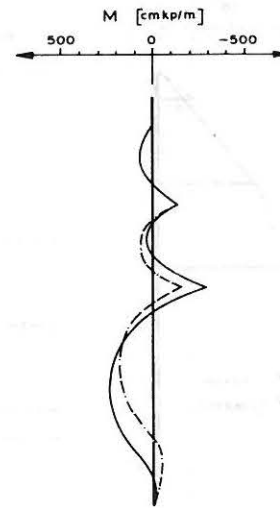
Wandreibung
Gesamterddruck



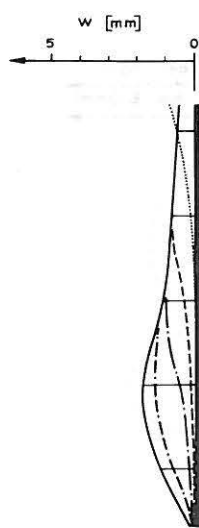
Steifenkräfte



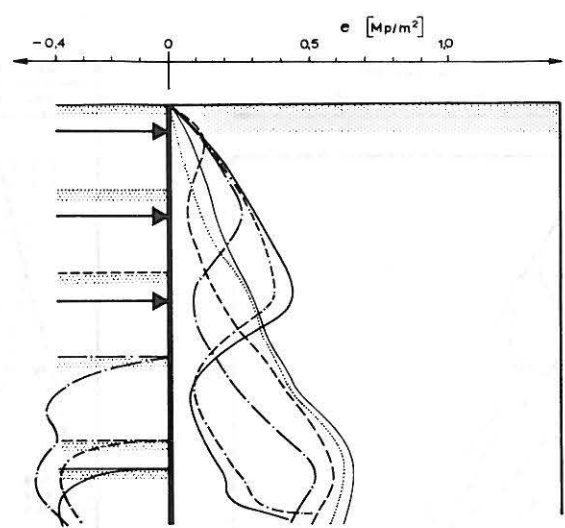
Setzungen



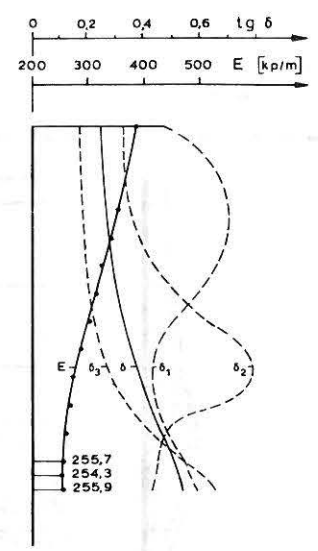
Biegemomente



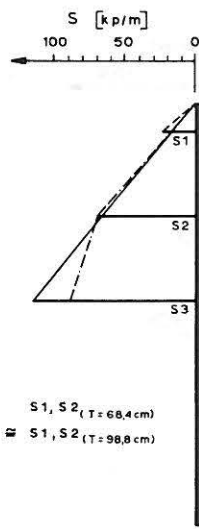
Wandbewegung



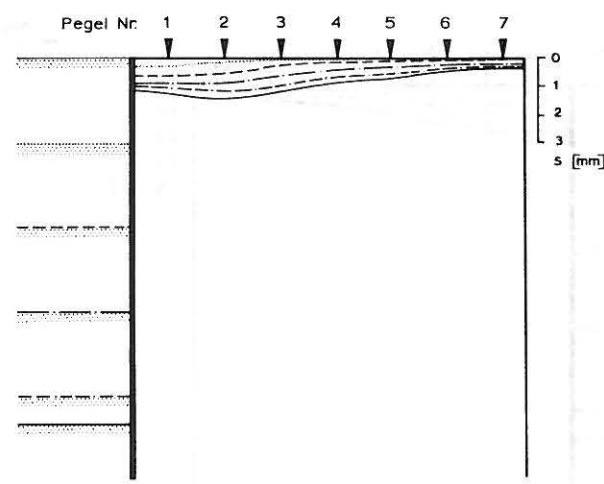
Erddruckverteilung



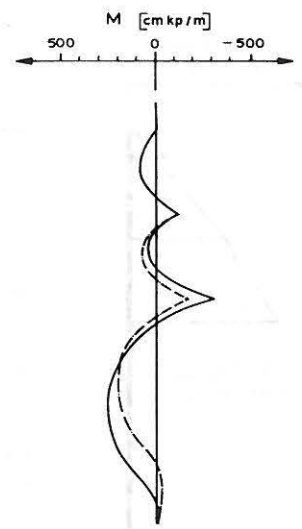
Wandreibung
Gesamterddruck



Steifenkräfte

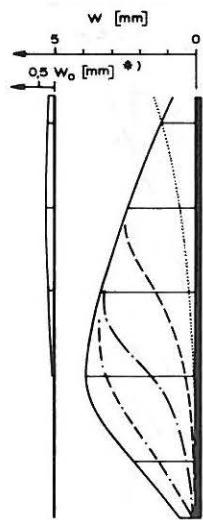


Setzungen



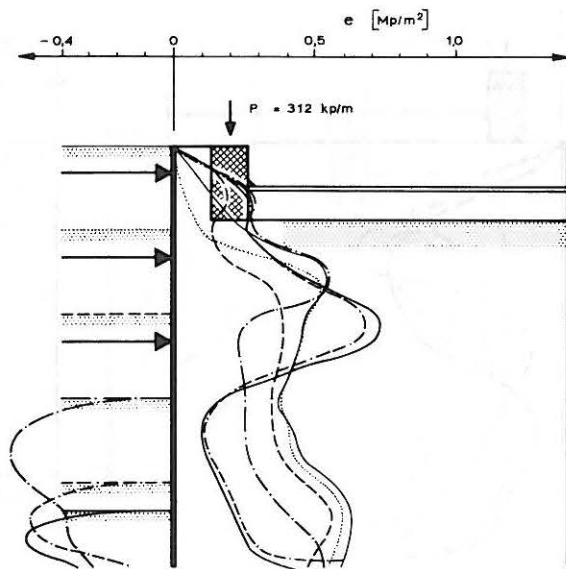
Biegemomente

S1, S2 (T = 68,4 cm)
 II S1, S2 (T = 98,8 cm)

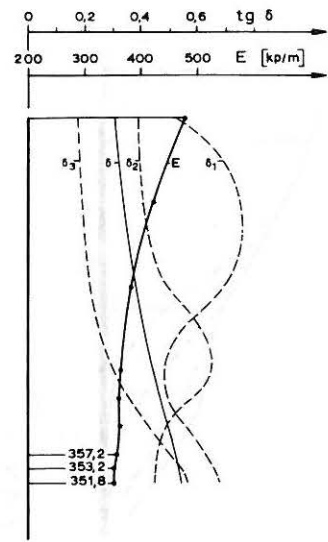


Wandbewegung

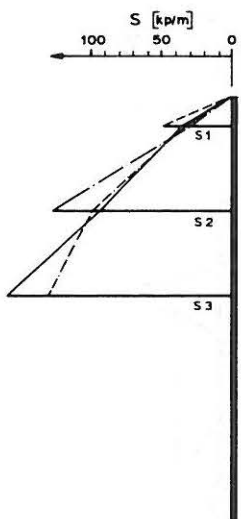
*) Vorverformung beim Aufbringen von P



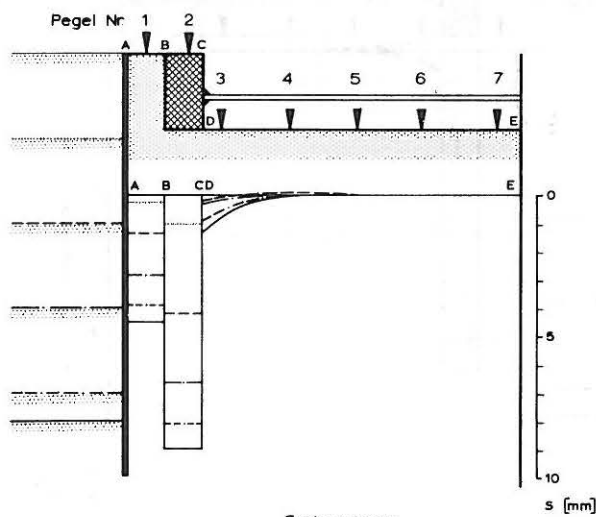
Erddruckverteilung



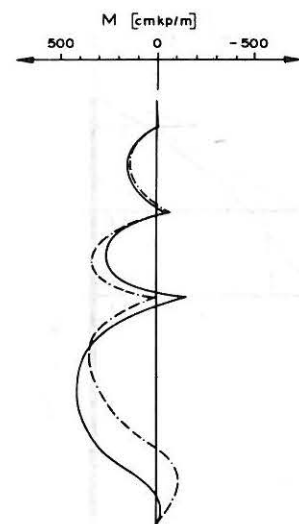
Wandreibung
Gesamterddruck



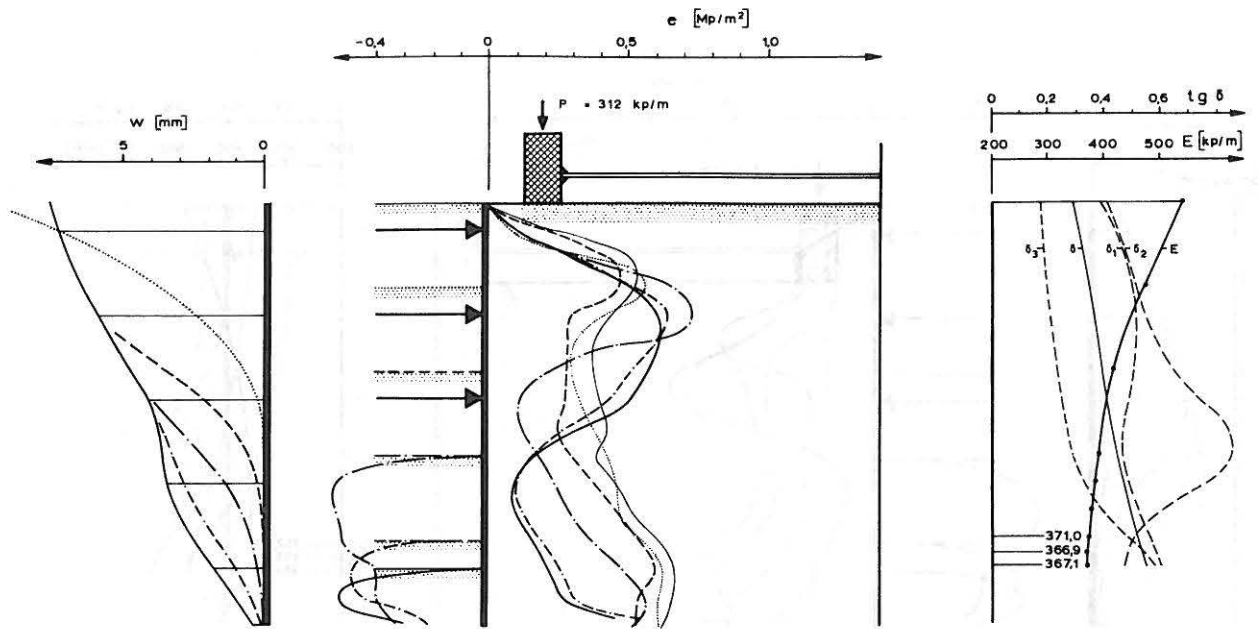
Steifenkräfte



Setzungen



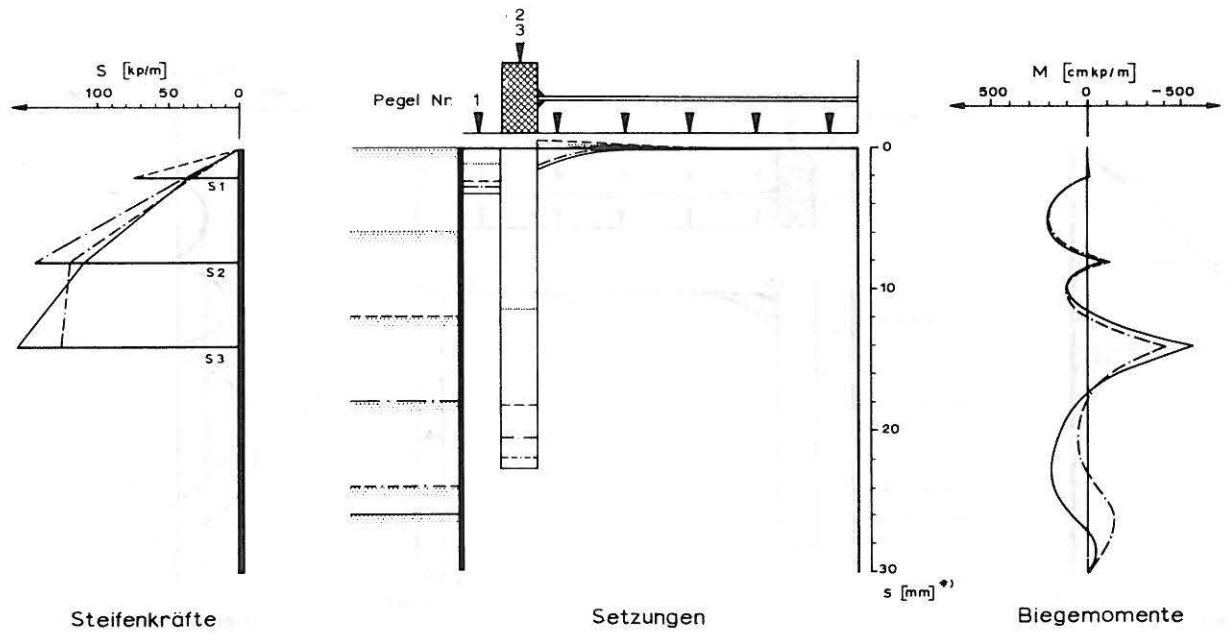
Biegemomente



Wandbewegung

Erddruckverteilung

Wandreibung
Gesamterddruck

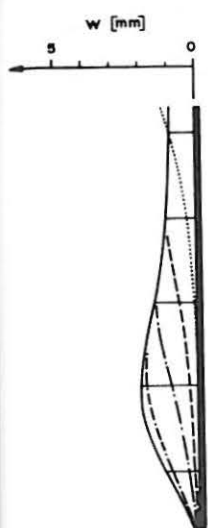


Steifenkräfte

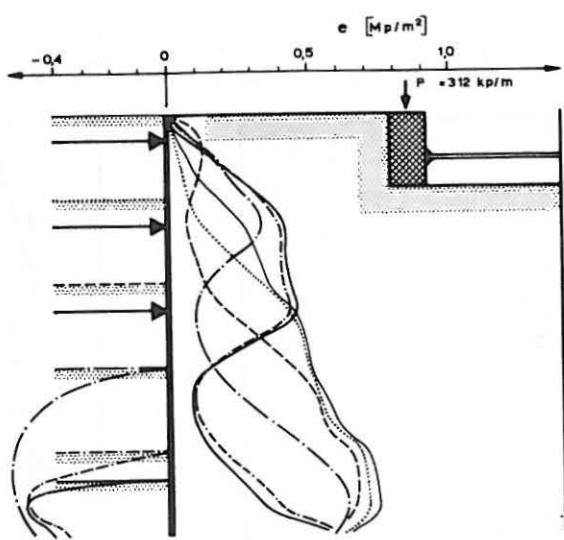
Setzungen

Biegemomente

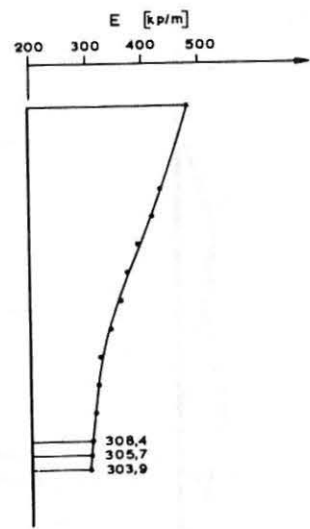
^{*)} Maßstab wegen der großen Setzungsmaße um 1:2 verkürzt!



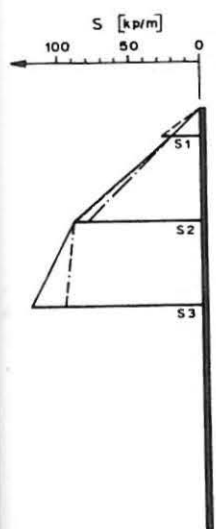
Wandbewegung



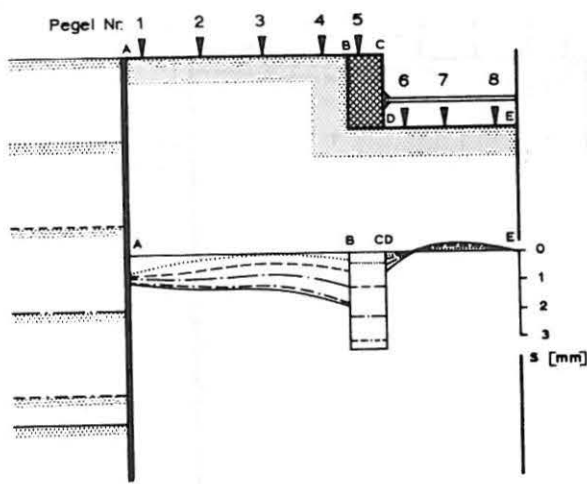
Erddruckverteilung



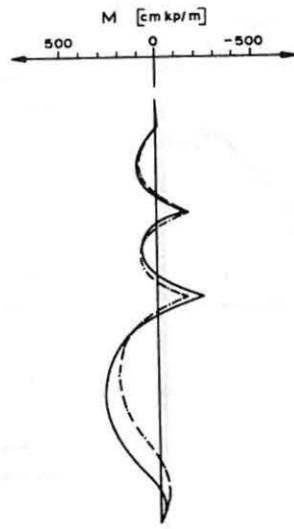
Wandreibung
Gesamterddruck



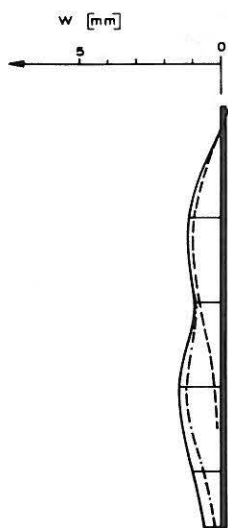
Steifenkräfte



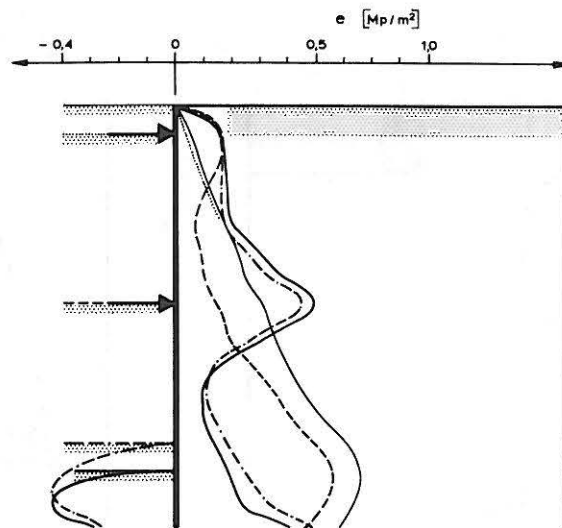
Setzungen



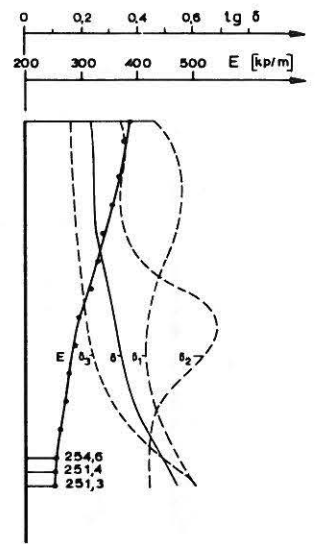
Biegemomente



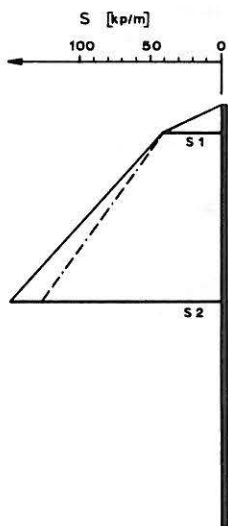
Wandbewegung *)



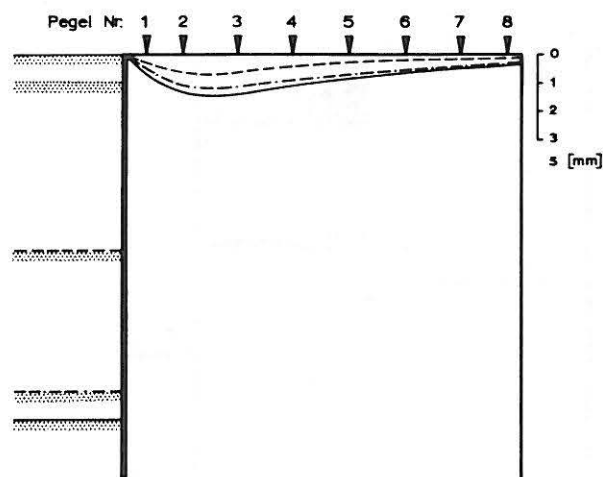
Erddruckverteilung



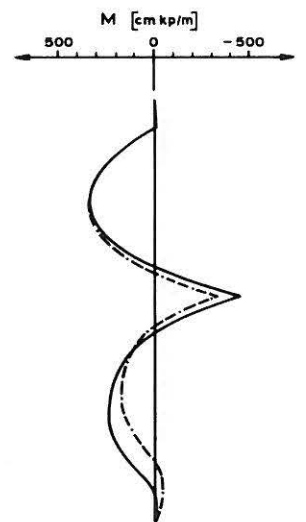
Wandreibung
Gesamterddruck



Steifenkräfte

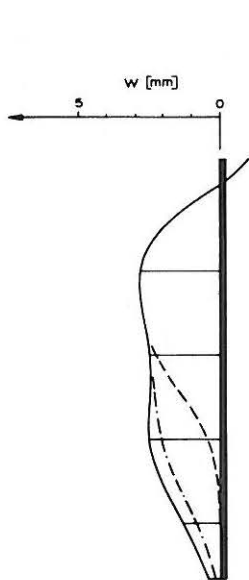


Setzungen *)

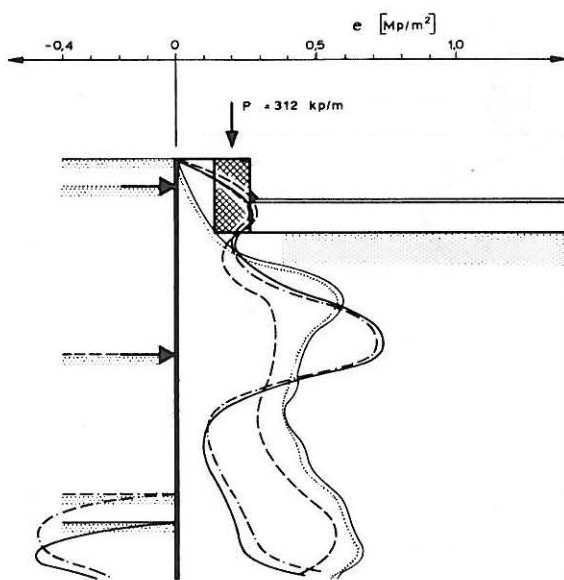


Biegemomente

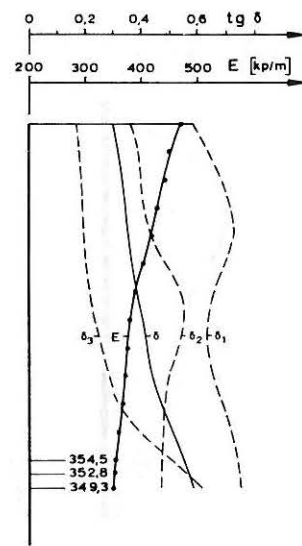
*) zu T = 7,6 m: Wandbewegungen und Setzungen sind minimal



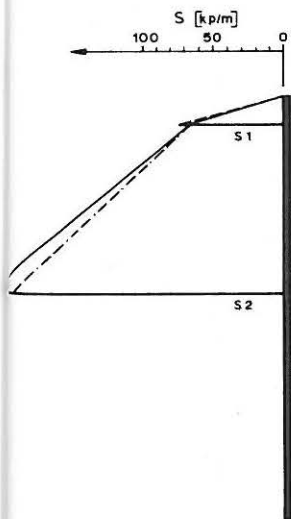
Wandbewegung



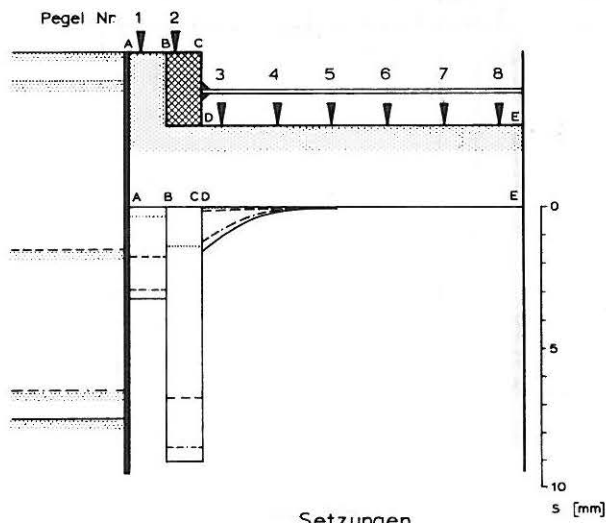
Erddruckverteilung



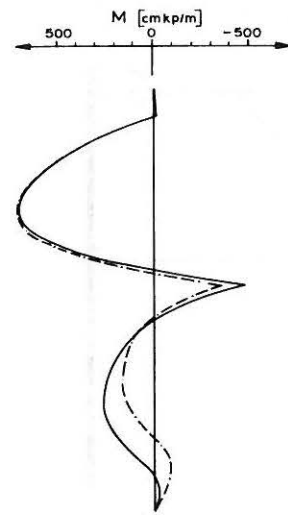
Wandreibung
Gesamterdrück



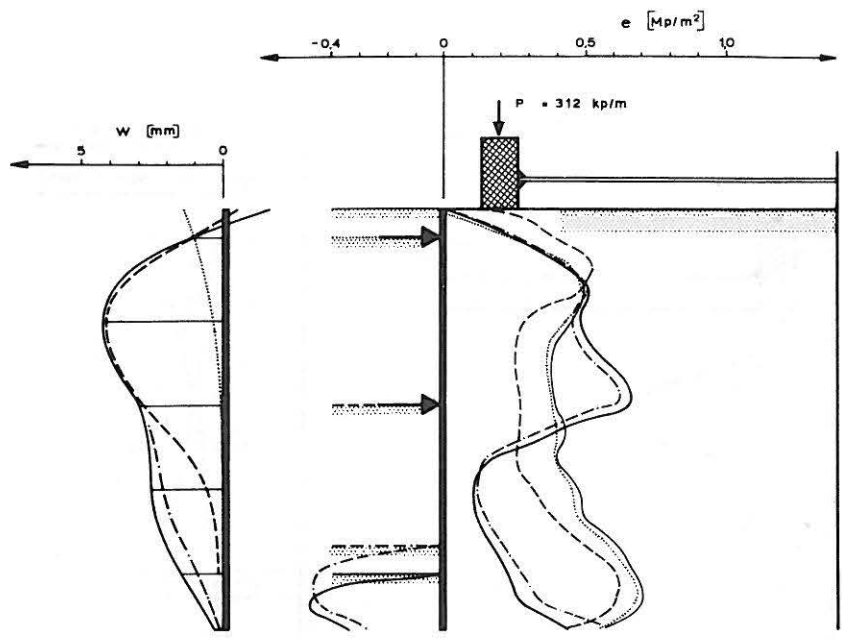
Steifenkräfte



Setzungen

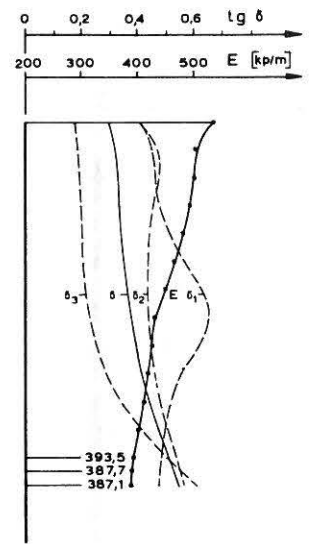


Biegemomente

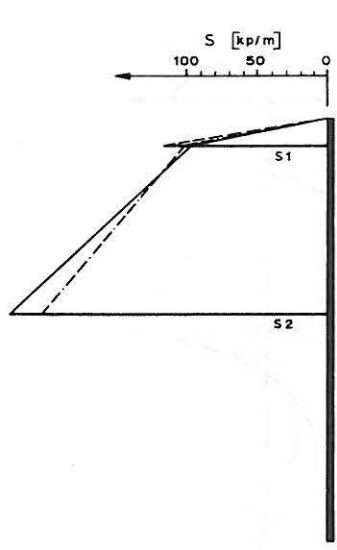


Wandbewegung

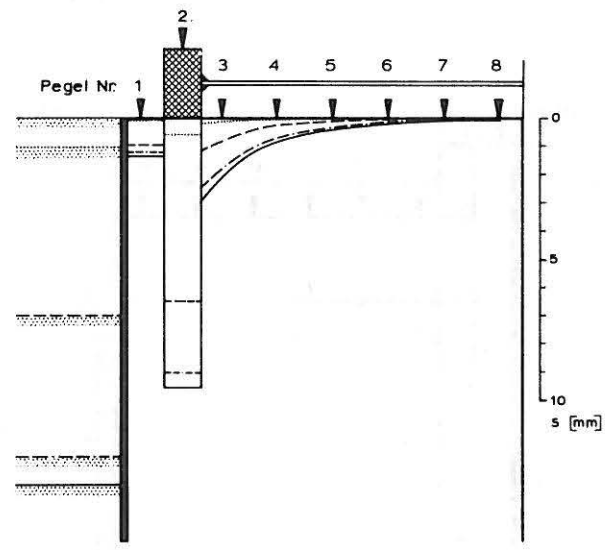
Erddruckverteilung



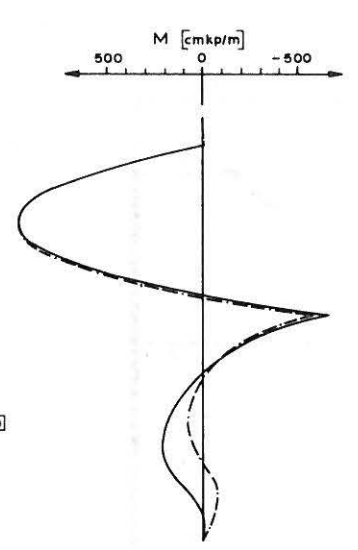
Wandreibung
Gesamterddruck



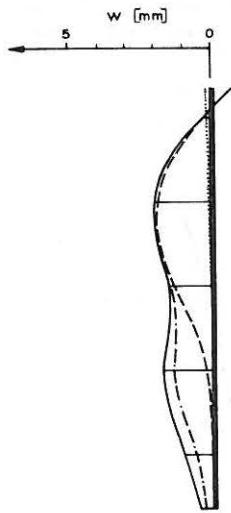
Steifenkräfte



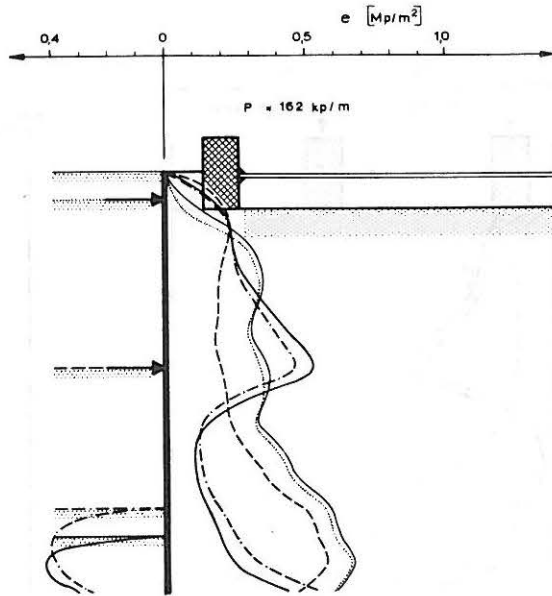
Setzungen



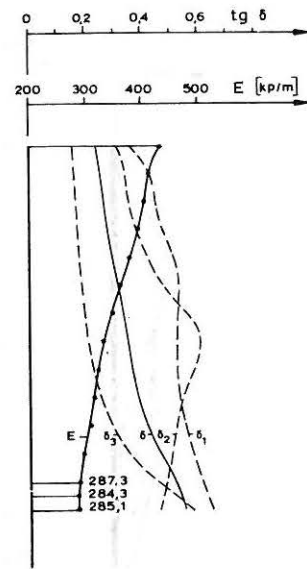
Biegemomente



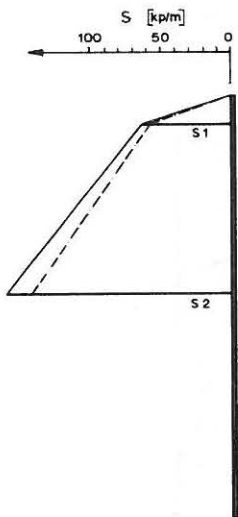
Wandbewegung



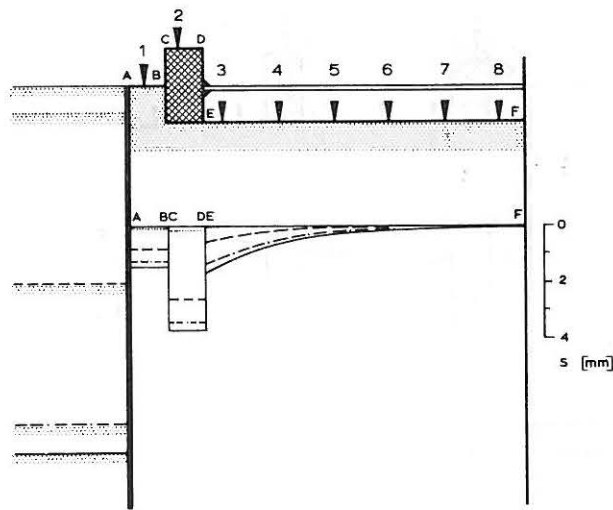
Erddruckverteilung



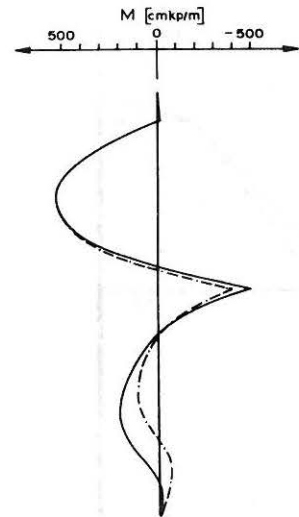
Wandreibung
Gesamterddruck



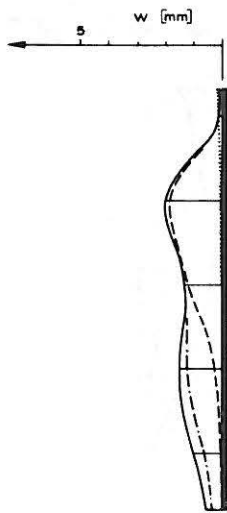
Steifenkräfte



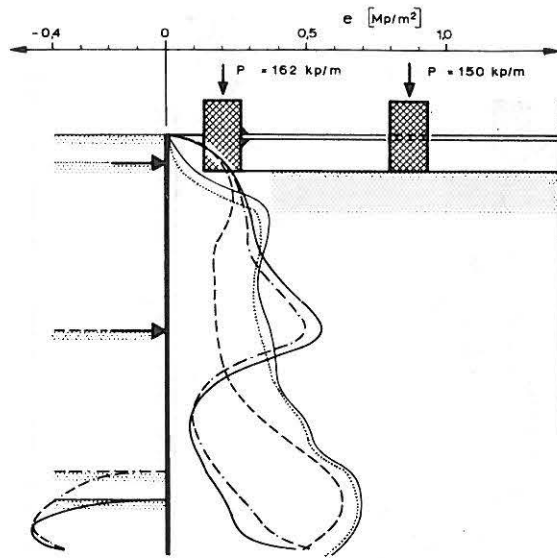
Setzungen



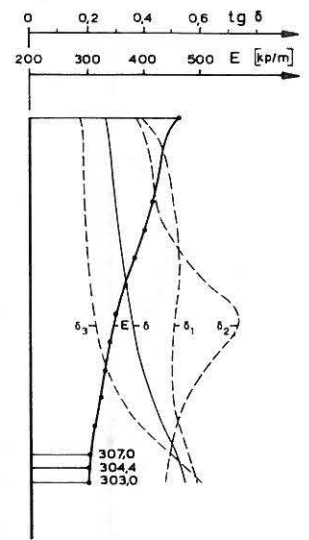
Biegemomente



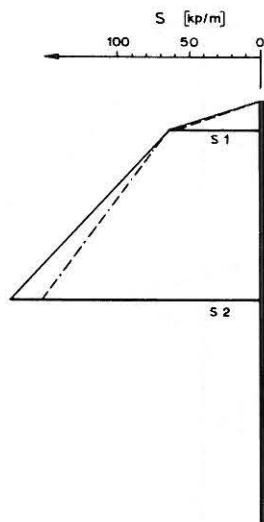
Wandbewegung



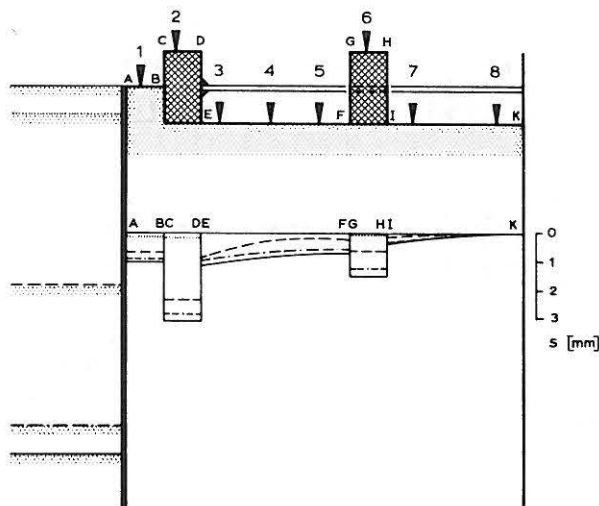
Erddruckverteilung



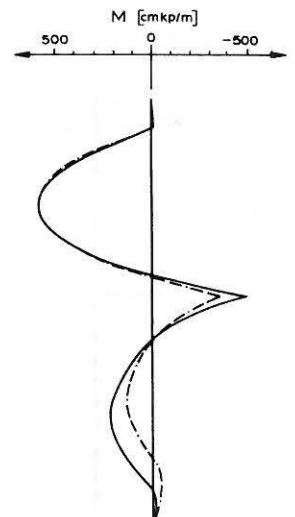
Wandreibung
Gesamterddruck



Steifenkräfte



Setzungen



Biegemomente

Mitteilungen der Versuchsanstalt für Bodenmechanik und Grundbau
der Technischen Hochschule Darmstadt

Herausgegeben von o. 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 Bean-
spruchungen
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 aus biegsame, abgesteifte Baugrubenwände
Dr.-Ing. H. R. Wanoschek, März 1972