

Abtragung vertikaler Lasten in Blockwänden

T 2196

T 2196

Dieser Forschungsbericht wurde mit modernsten Hochleistungskopierern auf Einzelanfrage hergestellt.

Die in dieser Forschungsarbeit enthaltenen Darstellungen und Empfehlungen geben die fachlichen Auffassungen der Verfasser wieder. Diese werden hier unverändert wiedergegeben, sie geben nicht unbedingt die Meinung des Zuwendungsgebers oder des Herausgebers wieder.

Die Originalmanuskripte wurden reprototechnisch, jedoch nicht inhaltlich überarbeitet. Die Druckqualität hängt von der reprototechnischen Eignung des Originalmanuskriptes ab, das uns vom Autor bzw. von der Forschungsstelle zur Verfügung gestellt wurde.

© by Fraunhofer IRB Verlag

Vervielfältigung, auch auszugsweise,
nur mit ausdrücklicher Zustimmung des Verlages.

Fraunhofer IRB Verlag

Fraunhofer-Informationszentrum Raum und Bau

Postfach 80 04 69
70504 Stuttgart

Nobelstraße 12
70569 Stuttgart

Telefon (07 11) 9 70 - 25 00
Telefax (07 11) 9 70 - 25 08

E-Mail irb@irb.fraunhofer.de

www.baufachinformation.de

Abtragung vertikaler Lasten in Blockwänden

von

Bodo Heimeshoff und Rupert Kneidl

Lehrstuhl für Baukonstruktion und Holzbau
Technische Universität München
o. Prof. Dr.-Ing. Bodo Heimeshoff
1990

Abtragung vertikaler Lasten in Blockwänden

- 1 Einleitung**
 - 2 Zielsetzung und Inhalt des Forschungsvorhabens**
 - 3 Versuchsprogramm**
 - 3.1 Vorversuche an kleinmaßstäblichen Modellwänden
 - 3.2 Hauptversuche
 - 4 Theoretische Modelle für die rechnerische Erfassung des Tragverhaltens von Blockwänden ohne Öffnungen unter vertikaler Lasten**
 - 4.1 Betrachtung als orthotrope Scheibe
 - 4.2 Betrachtung als federgestützter Stabzug
 - 5 Rechnerische Erfassung des Tragverhaltens von Blockwänden mit Öffnungen**
 - 6 Schlußfolgerungen und Bemessungskonzept**
 - 6.1 Bemessungskonzept für Wände ohne Öffnungen
 - 6.2 Bemessungskonzept für Wände mit Öffnungen
 - 7 Zusammenfassung**
- Literatur**
- Tabellen**
- Anlagen**

1 Einleitung

In jüngerer Zeit werden vermehrt Blockhäuser erstellt, für die je nach Landesrecht Standsicherheitsnachweise erforderlich sein können. Planmäßige Untersuchungen des Tragverhaltens von Blockwänden lagen bisher nur für die Abtragung horizontaler Lasten in Blockwandebene vor. In [1] wird aufbauend auf experimentellen Untersuchungen ein Bemessungsverfahren für Blockwände bei Beanspruchung infolge horizontaler Lasten in Wandebene bereitgestellt.

Die Erfassung der Abtragung größerer vertikaler Lasten in Blockwänden bereitet häufig Schwierigkeiten. So wurde bislang empfohlen, für die Aufnahme größerer Einzellasten eine gesonderte Stütze anzuordnen oder Einzellasten nur in durch Verkämmungen ausgesteifte Bereiche von Blockwänden einzutragen. Hilfsmittel für die Ermittlung der von Blockwänden aufnehmbaren Vertikallasten liegen bislang nicht vor.

2 Zielsetzung und Inhalt

Im Mittelpunkt des Forschungsvorhabens stand die experimentelle und theoretische Untersuchung des Tragverhaltens von Blockwänden unter Vertikalbelastung. Der experimentelle Teil gliedert sich in Vorversuche an im Maßstab 1:4 verkleinerten Modellwänden und daran anschließende Hauptversuche* mit nur geringfügig verringerten baupraktischen Abmessungen.

Mit Hilfe der Vorversuche sollten die maßgebenden Einflüsse auf das Tragverhalten sowie mögliche Versagensformen bei unterschiedlichen Wandausbildungen kostensparend untersucht werden. Im Rahmen von insgesamt 19 Vorversuchen wurden insbesondere die Auswirkungen folgender Wandeigenschaften auf die aufnehmbaren Vertikallasten untersucht:

- Verhältnis von Wandhöhe zu Wandlänge (Abstand der Verkämmungen),
- Überstände der Verkämmungen,
- Profilausbildung,
- Lasteintragung,
- Art und Größe von Vorverformungen,
- Art und Größe der Wandöffnungen.

*) Die Prüfkörper für die Großversuche wurden von Mitgliedsfirmen der Blockhausverbände kostenlos zur Verfügung gestellt. Für diese großzügige Förderung des Forschungsvorhabens ist den beteiligten Firmen besonders zu danken.

Neben der Ermittlung der maximal aufnehmbaren Lasten war auch die Bestimmung der Versagensform ("Knickbiegeline") der Modellwände ein wesentliches Ziel der Vorversuche.

Aufgrund der Ergebnisse der Vorversuche konnten die als wesentlich erachteten Kriterien für das Versuchsprogramm der Hauptversuche festgelegt werden.

Die Hauptversuche wurden in 4 Versuchsserien zu je 3 Versuchen mit gleichem Versuchsaufbau durchgeführt. In der ersten Versuchsserie wurden Blockwände ohne Öffnungen untersucht. Die drei übrigen Versuchsserien umfaßten Blockwände mit unterschiedlichen Anordnungen von Wandöffnungen. Im Rahmen der 3. und 4. Versuchsserien wurde insbesondere auch eine mögliche Steigerung der Tragfähigkeit durch Aufleimen des obersten Deckprofils untersucht.

Ausgehend von den Hauptversuchen sollten Kriterien abgeleitet werden, bei deren Einhaltung Vertikallasten baupraktischer Größenordnungen ohne weitergehende Verstärkungsmaßnahmen von der Blockwand abgetragen werden können.

Eine weitere Aufgabe des Forschungsvorhabens bestand darin, ein rechnerisches Verfahren zur Bestimmung aufnehmbarer Vertikallasten zu entwickeln. Es war zweckmäßig, als mechanische Modelle für die Berechnung von Blockwänden ohne Öffnungen die Verfahren zur Lösung von Stabilitätsproblemen heranzuziehen. Im Rahmen dieses Vorhabens wurden zwei unterschiedliche mechanische Modelle untersucht. Die theoretische Betrachtung von Blockwänden erfolgte zum einen in Anlehnung an Beulprobleme von Platten mit orthotropem Materialverhalten und zum anderen durch Bestimmung der kritischen Last eines federgestützten Stabzuges.

Das wesentliche Kriterium für die Akzeptanz der Modelle zur theoretischen Abschätzung der Tragfähigkeit sollte eine möglichst gute Beschreibung der Vor- und Hauptversuche sein.

Die für das Bemessungsverfahren erforderlichen sicherheitstheoretischen Belange wurden in Analogie zum Bemessungskonzept für Druckstäbe nach DIN 1052 Teil 1 berücksichtigt.

3 Versuchsprogramm

Das Versuchsprogramm wurde schrittweise festgelegt, und zwar jeweils aufbauend auf eine Auswertung bereits durchgeführter Untersuchungen. In drei Sitzungen der dem Forschungsvorhaben zugeordneten begleitenden Arbeitsgruppe wurden - nach Diskussion der bislang erhaltenen Ergebnisse - unter anderem die Wandgeometrie, die Lastanordnung und der Umfang der weiteren Versuche beschlossen.

3.1 Vorversuche an kleinmaßstäblichen Modellwänden

Die Vorversuche wurden an im Maßstab 1:4 verkleinerten Modellwänden durchgeführt. Im ersten Schritt wurden insgesamt 9 Wände ohne Öffnungen geprüft. Im Rahmen dieser ersten experimentellen Untersuchungen standen mögliche Einflüsse der Lasteintragung, Wandgeometrie, Wandhöhe, Wandlänge (Abstand der Verkämmungen), Auswirkungen von Vorverformungen der unbelasteten Wand und die Folgen unterschiedlicher Profilausbildungen im Vordergrund.

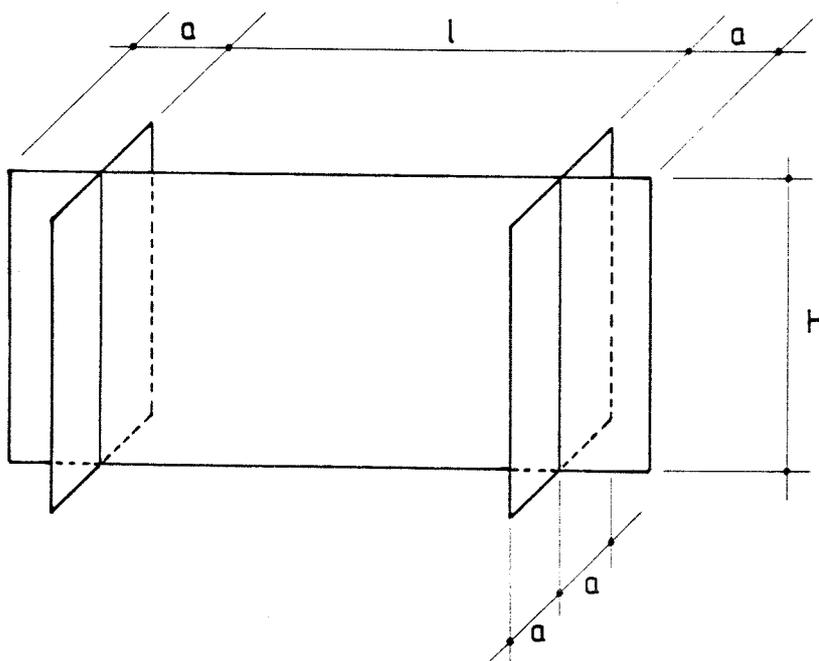


Bild 1. Wandgeometrie (Achismaße)

In Bild 1 und Tabelle 1 sind die Abmessungen der Modellwände angegeben. Tabelle 1 enthält auch die Maße der zugeordneten Wände im unverkleinerten Maßstab.

Die Festlegung der untersuchten Profilausbildungen erfolgte in enger Anlehnung an zwei marktübliche Profilformen. Für die Herstellung der Modellbohlen wurden spezielle Profilmesser gefertigt. Die Paßgenauigkeit der Modellprofile war als außerordentlich gut zu bezeichnen. Zur Beurteilung der Einflüsse von Passungenauigkeiten wurde deshalb auch ein Versuch (Nr. 8) mit abgehobelten Profilen, siehe Bild 2, und ein Versuch (Nr. 9) mit drei verleimten, oberliegenden Profilen durchführt.

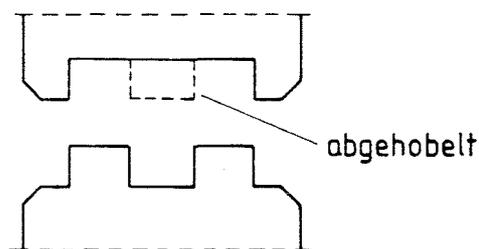


Bild 2. Abgehobelte Profile für Versuch Nr. 8

In Tabelle 2 sind die Ergebnisse der Modellversuche an Wänden ohne Öffnungen zusammengestellt.

Die Last wurde in das oberste Blockwandprofil auf zwei Arten eingetragen. Die Lasteintragung bei den Versuchen 2 und 4 wird als un gelenkig verschieblich, die Lasteintragung aller übrigen Versuche als gelenkig verschieblich bezeichnet.

Zunächst wurden zwei Wände ohne Vorverformung untersucht. In den beiden ersten Versuchen konnte ein deutliches Ausweichen des Wandkopfes unter größeren Vertikal-lasten beobachtet werden. Es stellte sich eine qualitative Verformung entsprechend Bild 3 für Lasten oberhalb der in Tabelle 2 als Instabilitätslasten bezeichneten Kräfte ein.

Bei Laststeigerungen nahmen die Verformungen stark zu. Ein Bruch trat jeweils im obersten Wandprofil auf. Die horizontalen Verformungen des Wandkopfes unter der Höchstlast betragen dabei bis zu 2 cm (das entspricht ca. 1/30 der Wandhöhe).

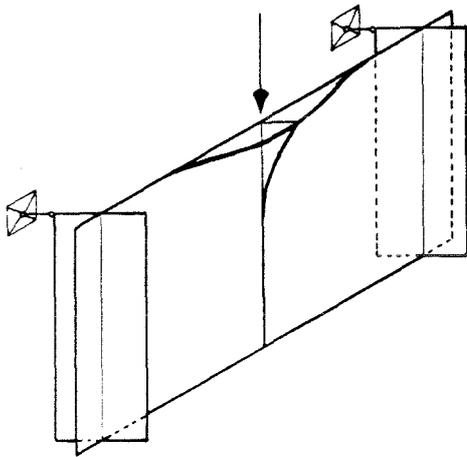


Bild 3. Qualitativer Verformungszustand im instabilen Bereich

Bei der theoretischen Betrachtung eines Druckstabes nach der Spannungstheorie II. Ordnung erkennt man, daß sich die ungünstigsten Beanspruchungen infolge einer Vorverformung der Stabachse jeweils dann einstellen, wenn der Verlauf der Vorverformungen affin zum Verlauf der Knickbiegeline des zugeordneten idealen Verzweigungsproblem ist. Für die Versuche mit Vorverformungen wurden deshalb jeweils Wände mit einer horizontalen Vorverformung von ca. 5 mm am Wandkopf vorgesehen. Diese im unbelasteten Zustand spannungslose Vorverformung sollte eine Maßabweichung von ca. 2 cm an ungünstigster Stelle bei baupraktischen Wandabmessungen entsprechen.

Die Vorverformungen der Modellwände wurden durch einseitige Befeuchtung und Biegebelastung rechtwinklig zur Wandebene aufgebracht. In regelmäßigen Abständen wurden die nach Entlastung vorhandenen Verformungen gemessen und mit dem Sollwert von ca. 5 mm verglichen. Nach etwa 2 bis 3 Tagen konnten die so vorverformten Prüfkörper nach Wegnahme der Biegebeanspruchung und kurzer Trocknung (Feuchtegehalt ca. 20%) bezüglich ihres Tragverhaltens unter vertikalen Lasten untersucht werden. Eine eventuelle Steifigkeits- und Festigkeitsminderung infolge des feuchteren Holzes stand den Zielen der Vorversuche nicht entgegen und wurde in Kauf genommen.

Auch in den Versuchen mit Vorverformungen konnte eine qualitative "Knickbiegeline" entsprechend Bild 3 beobachtet werden. Im Unterschied zu den Versuchen ohne Vorverformungen zeigte sich bereits unterhalb der in Tabelle 2 als Instabilitätslasten be-

gezeichneten Lasten ein Anwachsen der horizontalen Verformungen des Wandkopfes. Ab den Instabilitätslasten war aber auch hier eine deutlich überproportionale Zunahme der Verformungen bei weiterer Laststeigerung feststellbar. Die von den Vorverformungen aus gemessenen Verschiebungen des Stützenkopfes lagen knapp unterhalb der Instabilitätslasten zwischen ca. 3 bis 5 mm. Bei Beanspruchung oberhalb der Instabilitätslasten verhielten sich die Wände mit Vorverformungen wie die beiden Wände ohne Vorverformungen im Bereich zwischen Instabilitäts- und Höchstlast. Aus den Versuchen der Tabelle 2 ergab sich erwartungsgemäß die gelenkig verschiebliche Lagerung als ungünstigster Fall.

Der Einfluß der Profilausbildung wurde als von untergeordneter Bedeutung angesehen, da weder ein Abhobeln aller Profile nach Bild 2, noch eine Verleimung der drei obersten Profile (Versuche Nr. 8 bzw. 9) maßgebende Einflüsse auf das Tragverhalten erkennen ließen. In Tabelle 3 sind die aufnehmbaren Lasten der Modellwände ohne Öffnungen zusammengestellt. Es sind hier nur die Ergebnisse für gelenkig verschiebliche Lasteintragung berücksichtigt.

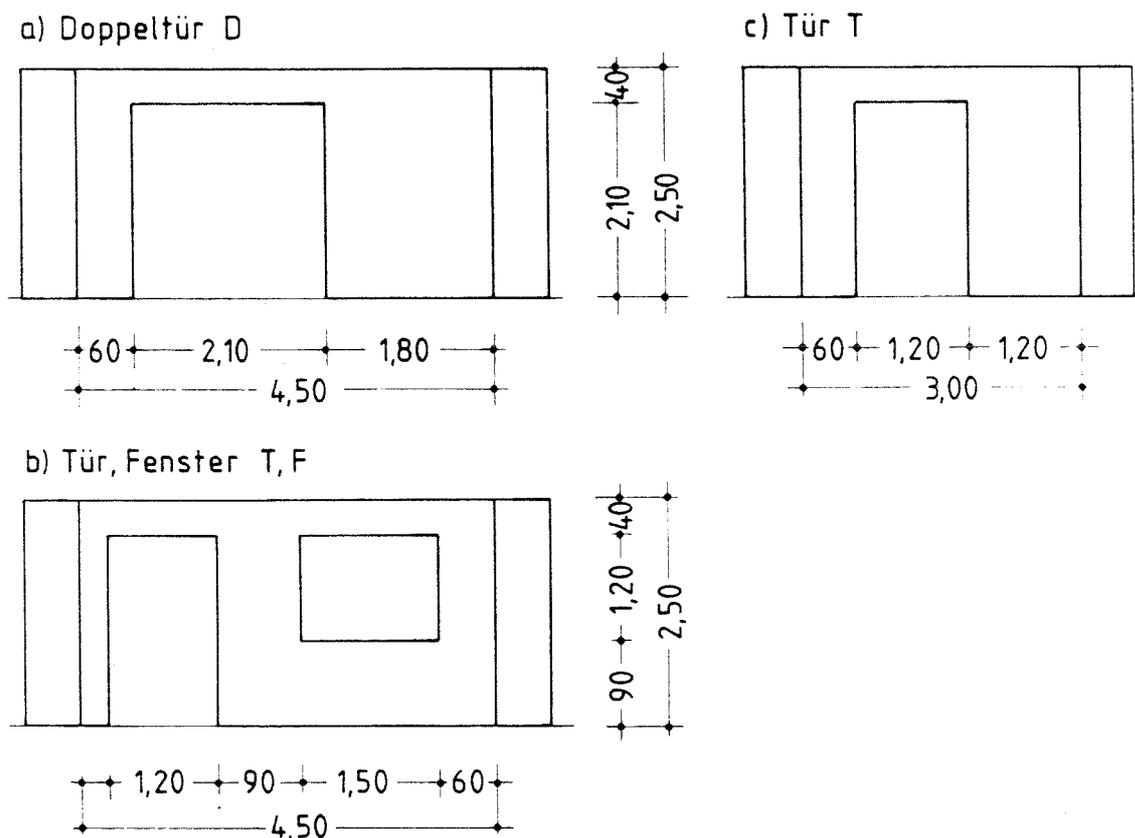


Bild 4. Abmessungen und Kurzbezeichnung der Modellwände mit Öffnungen (baupraktische Maße in m)

Für die Modellwände mit Öffnungen wurden drei verschiedene Öffnungsformen festgelegt. In Bild 4 sind die Abmessungen und Kurzbezeichnungen der Öffnungsarten, umgerechnet auf baupraktische Maße [m], dargestellt. An den vertikalen Seiten der Öffnungen wurden Zargen wie in Bild 5 dargestellt eingebaut. Die Abmessungen von Bild 5 sind ebenfalls auf baupraktische Maße [mm] umgerechnet.

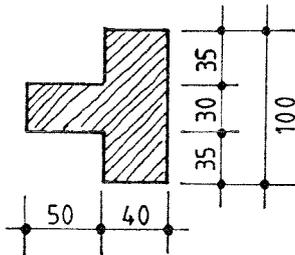


Bild 5. Zargenausbildung (baupraktische Maße in mm)

In Tabelle 4 sind die Ergebnisse der Modellversuche an Wänden mit Öffnungen zusammengestellt.

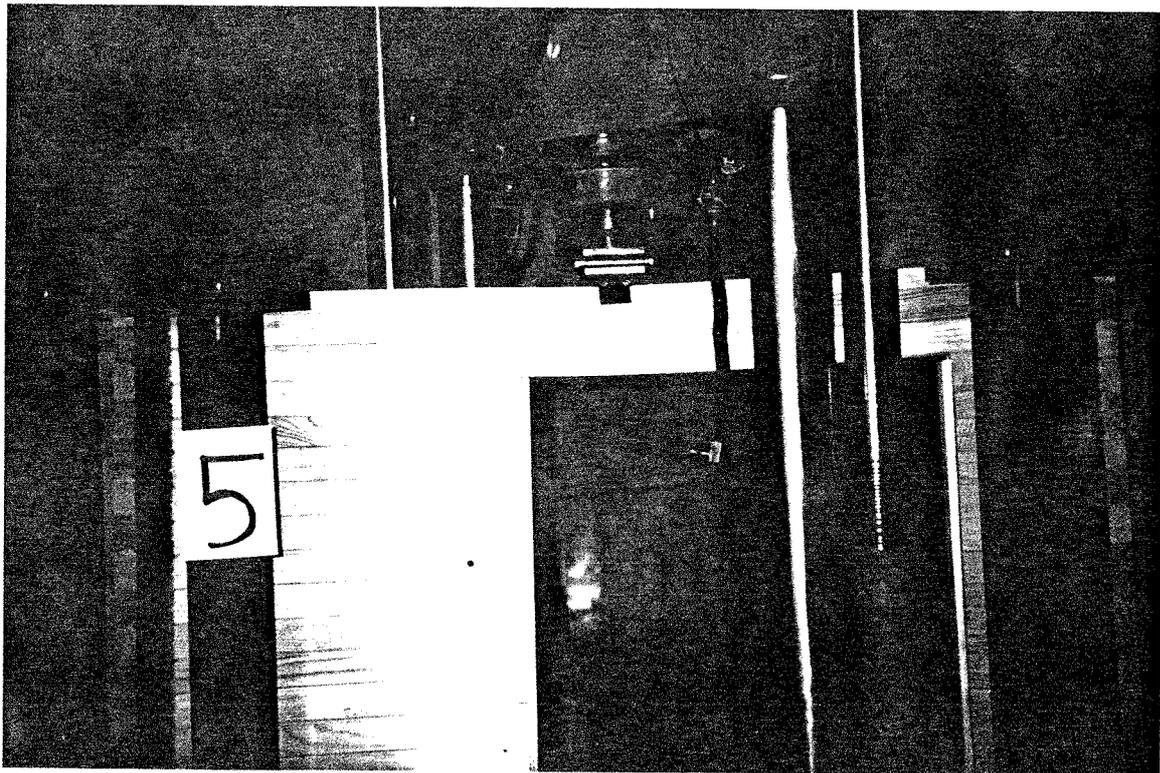


Bild 6. Modellwand mit Öffnungstyp D im Prüfstand

Die Versagensart und der Versuchsverlauf entsprachen den Beobachtungen bei den Wänden ohne Öffnungen. Auch hier ergab sich eine deutliche Zunahme der Verformungen des Wandkopfes ab bestimmter Lasten (Instabilitätslasten) bis zu einer maximal aufnehmbaren Höchstlast. Bild 6 zeigt eine Modellwand mit Öffnungstyp D bei Erreichen der Höchstlast. Deutlich erkennbar ist auch die große vertikale Wandverformung, die hier bis zu 12 mm für diesen Öffnungstyp betrug. Die Zargen wurden um ca. 15 mm verkürzt eingebaut, um Längskraftbeanspruchungen der Zargen zu vermeiden.

Bei sämtlichen Modellwänden wurden keinerlei weitergehende Konstruktionselemente wie z.B. vertikale Spannbolzen, Vernagelung oder Verdübelung der Bohlen u. dgl. angeordnet.

In Tabelle 5 sind die Instabilitäts- und Höchstlasten der geprüften Modellwände mit Öffnungen zusammengestellt und die auf den Öffnungstyp bezogenen Mittelwerte angegeben.

Zusammenfassend folgt aus den Prüfergebnissen sämtlicher Modellwände:

- Der Einfluß der Profilausbildung auf die Tragfähigkeit vertikaler Lasten ist von untergeordneter Bedeutung.
- Laststeigernd wirkt insbesondere eine Verringerung des Abstandes der Verkämmungen.
- Am ungünstigsten auf das Tragverhalten wirkt sich eine horizontale Vorverformung des Lasteintragungspunktes rechtwinklig zur Wandebene aus.
- Am ungünstigsten ist eine gelenkig verschiebliche Lasteintragung.
- Das Versagen der Wand erfolgt ab einem bestimmten Lastniveau bei stark zunehmenden horizontalen Verformungen des Lasteintragungspunktes rechtwinklig zur Wandebene.
- Bei allen Modellwänden ging der Bruch von einer der drei oberen Blockbohlen, bei Wänden ohne Öffnungen jeweils von der obersten Blockbohle aus.

3.2 Hauptversuche

Grundlage für die Festlegung der Hauptversuche waren die Ergebnisse der Versuche an Modellwänden.

Im Gegensatz zu den Vorversuchen erfolgte bei den Hauptversuchen die Beschränkung auf die größere Wandlänge, da die Vorversuche auch für diesen ungünstigeren Fall hinreichende Tragfähigkeiten erwarten ließen.

Versuchsaufbau:

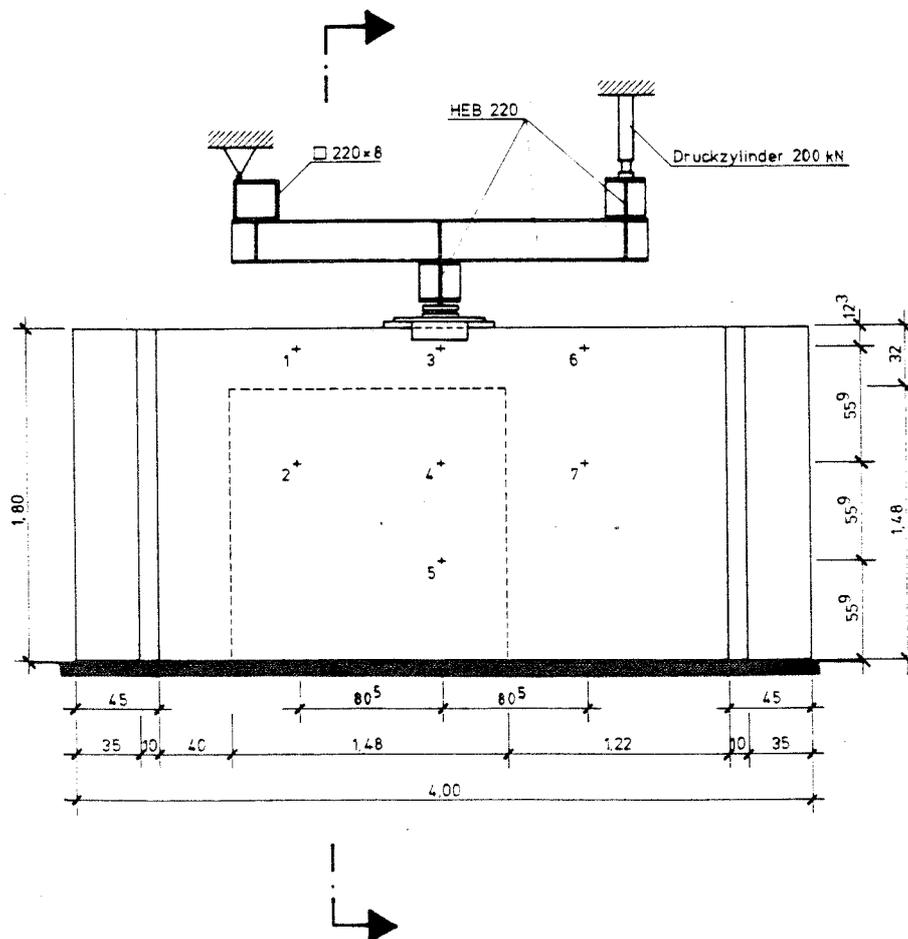


Bild 7. Versuchsaufbau Ansicht

Schnitt:

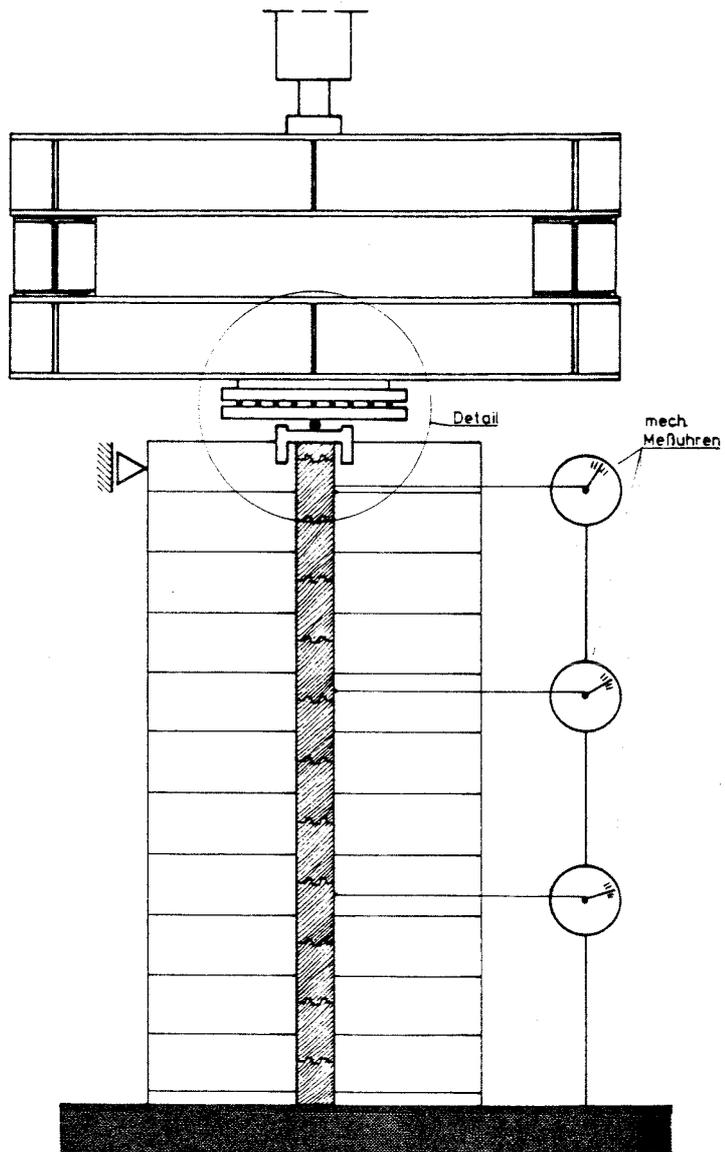


Bild 8. Versuchsaufbau Schnitt

In den Bildern 7 und 8 sind die wesentlichen Teile des Versuchsaufbaus und die Anordnung der Meßpunkte für die horizontalen Wandverformungen dargestellt.

Die Wände waren gegenüber baupraktischen Abmessungen im Maßstab von ca. 1:1.4 verkleinert. Der Grund für die etwas verkleinerten Wandabmessungen war vor allem eine einfachere Versuchsdurchführung. Die Blockbohlenabmessungen entsprachen realen Abmessungen (unverkleinert). Damit war gegenüber den Modellversuchen eine realistische Beschreibung der Systemsteifigkeiten und Materialfestigkeiten (Einflüsse von Ästen, Montageungenauigkeiten u.dgl.) gegeben.

Besondere Bedeutung kam der Ausbildung des Kräfteintragungsbereiches zu. In Bild 9 ist dieser wesentliche Detailpunkt räumlich dargestellt. In dieser Ausführungsform wird zusammen mit dem darüber liegenden Versuchsaufbau die angestrebte gelenkig verschiebliche Lagerung auch für große Verschiebungen und hohe Lasten gewährleistet.

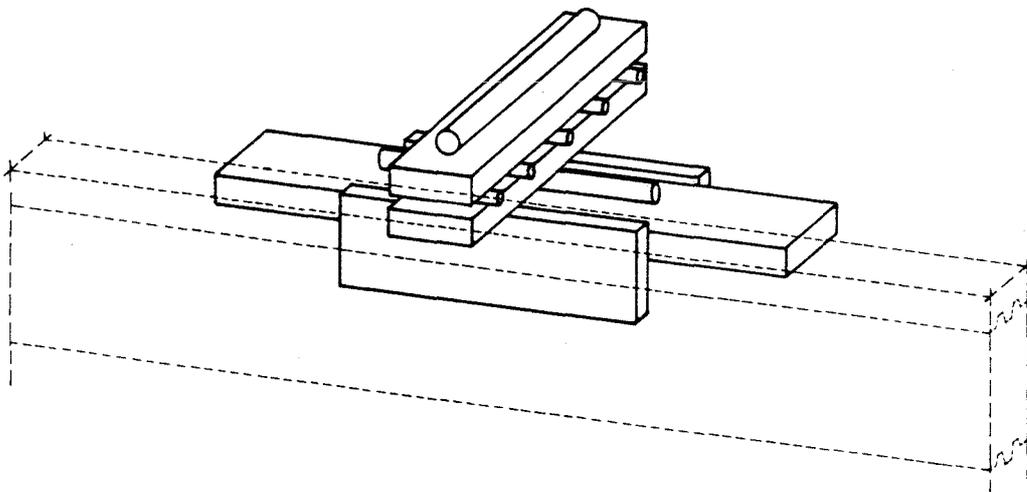


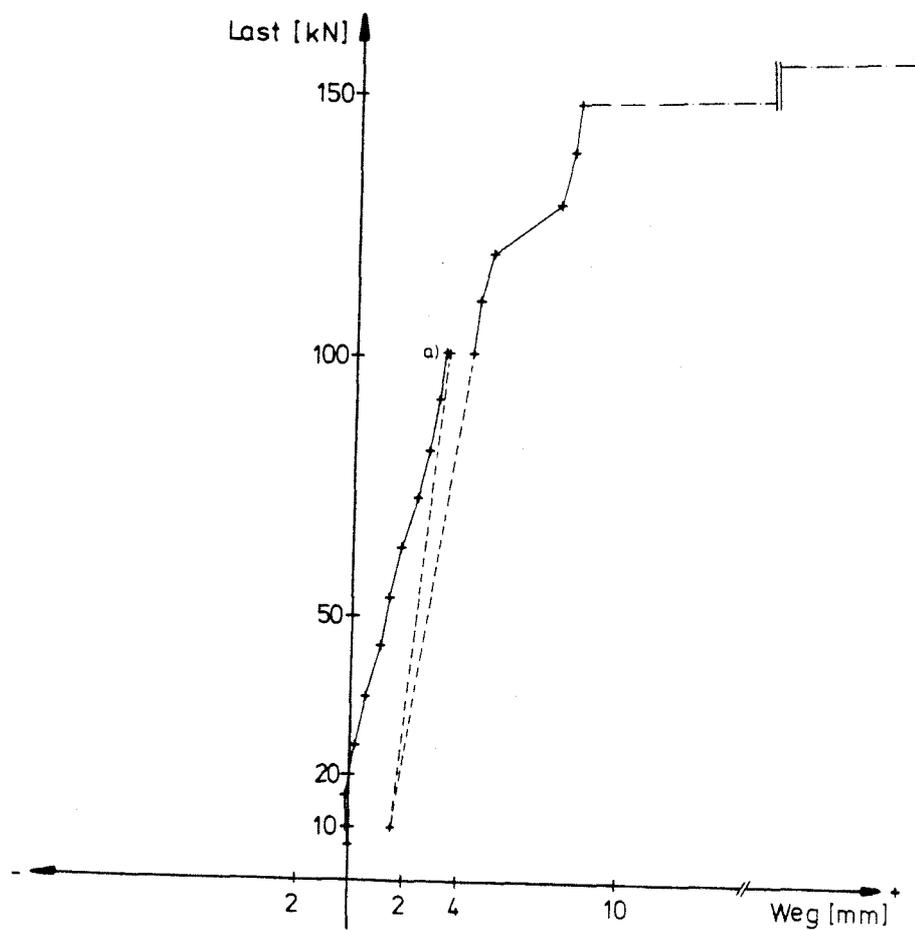
Bild 9. Kräfteinleitungsbereich (räumliche Darstellung)

Im Rahmen der ersten Versuchsserie 1, (Versuche 1.1 - 1.3) wurden drei Wände ohne Öffnungen geprüft. Die Wandabmessungen und die Meßmarkenanordnung entspricht den Angaben in Bild 7.

In den Anlagen 1 - 3 sind die im Versuch beobachteten Kraft-Verformungsbeziehungen jeweils für den Meßpunkt 3 graphisch dargestellt.

In Anlage 4 - 6 sind die Verformungen auch der anderen Meßpunkte während der Versuche angegeben.

Bild 10 zeigt beispielhaft die gemessenen Kraft-Verformungsbeziehungen anhand der Ergebnisse von Versuch 1.3. Ausgehend von der Belastung infolge Eigengewicht des Versuchsaufbaues (6,75 kN) wurde die Last bis auf ca. 50% der erwarteten Höchstlast in konstanten Schritten von 9,45 kN gesteigert. Nach jedem Lastschritt erfolgte die Ablesung der Verformungen an den Meßstellen.



a) Last 2 min gehalten

Bild 10. Kraft-Verformungsbeziehungen für Versuch 1.3
(Wand ohne Öffnung, Meßpunkt 3)

Bei einem Lastniveau von ca. 50% der erwarteten Höchstlast blieb die Last 2 Minuten konstant, danach wurden die Verformungen erneut gemessen. Anschließend erfolgte eine Entlastung etwa bis zum Eigengewicht des Versuchsaufbaues. Nach Verformungsmessung und Wiederbelastung bis zum ursprünglichen Lastniveau wurde mit gleichen Lastschritten bis zur Höchstlast fortgefahren.

Bei allen Versuchen stellte sich im Bereich nahe der Höchstlast eine überproportionale Zunahme der Verformungen ein, jeweils besonders deutlich für den Meßpunkt 3. Die gestrichelten Linien in den Kraft-Verformungsbeziehungen unterhalb der Höchstlast kennzeichnen diese Bereiche.

Unter Höchstlasten nahmen die Verformungen so lange weiter zu, bis die gelenkige Lagerung durch Anliegen der Krafteinleitungsstruktur verloren ging (s. Bild 11). In diesem Zustand wurden die Versuche beendet. In den Diagrammen der Anlagen 1 - 3 sind unterhalb der Höchstlast gestrichelte Linien eingetragen. In diesem Bereich wurde aus Sicherheitsgründen auf Verformungsmessungen verzichtet. Die Verformungen des Meßpunktes 3 zum Zeitpunkt des Endes der Versuche erreichten bis zu 6 cm.

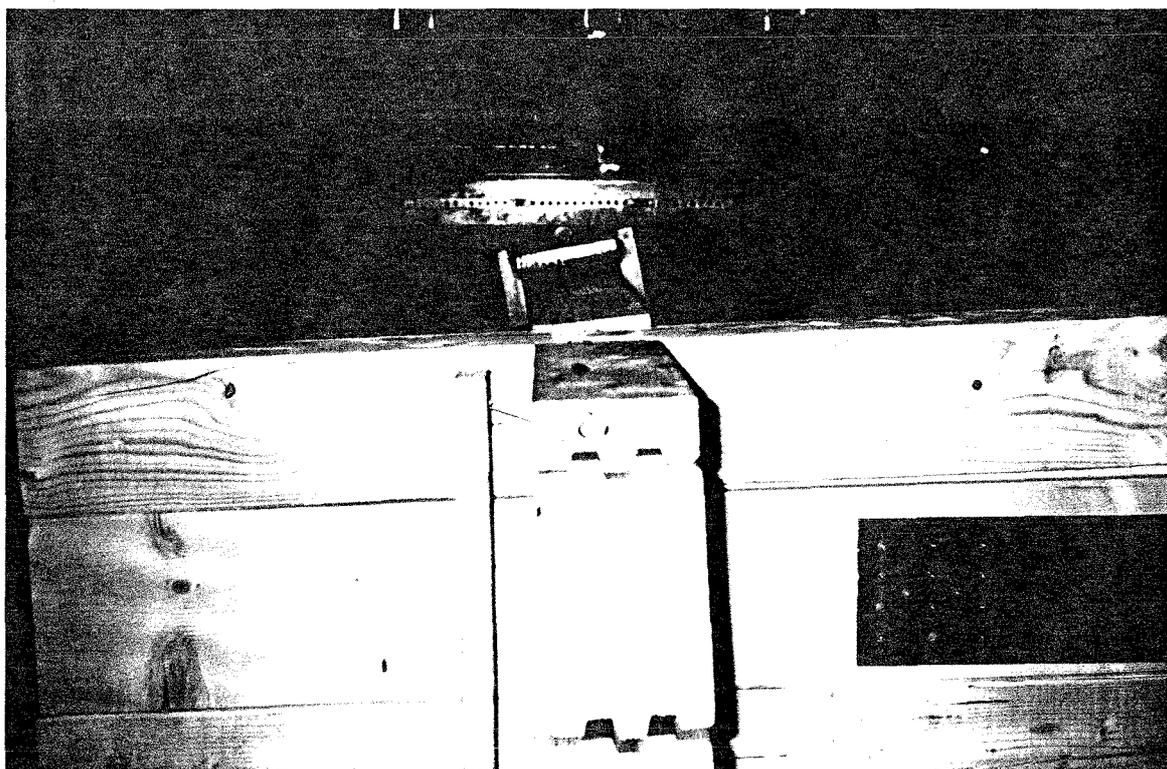


Bild 11. Verformungen des Lasteintragungsbereiches bei Erreichen der Höchstlast

Der qualitative Verformungszustand im Bereich der Höchstlast entsprach den bereits an den Modellwänden festgestellten Verformungsfiguren.

Bei Versuch 1.1 wurde keine Vorverformung aufgebracht. Dies hatte zur Folge, daß bis zum schlagartigen Ausweichen der Wand nur sehr geringe Verformungen festgestellt werden konnten. Ein Instabilitätsbeginn mit noch steigerbarer Last war nicht festzustellen.

In Tabelle 6 sind die im Experiment erreichten Höchstlasten für die Wände ohne Öffnungen (Serie 1) zusammengestellt.

Die relativ große Höchstlast von Versuch 1.1 ist auf das Fehlen von Vorverformungen zurückzuführen. Aufgrund des schlagartigen Ausweichens beim Versagen ist anzunehmen, daß bei Vorhandensein von Vorverformungen ein ähnliches Verhalten wie bei den Versuchen 1.2 und 1.3 aufgetreten wäre.

Die Vorverformung für die Großversuche wurde durch einen nicht exakt vertikalen Zusammenbau der Bohlen erreicht. Die Bohlen für sich blieben gerade, die gesamte Wand erhielt am Wandkopf so eine Exzentrizität von ca 1.5 - 2.0 cm.

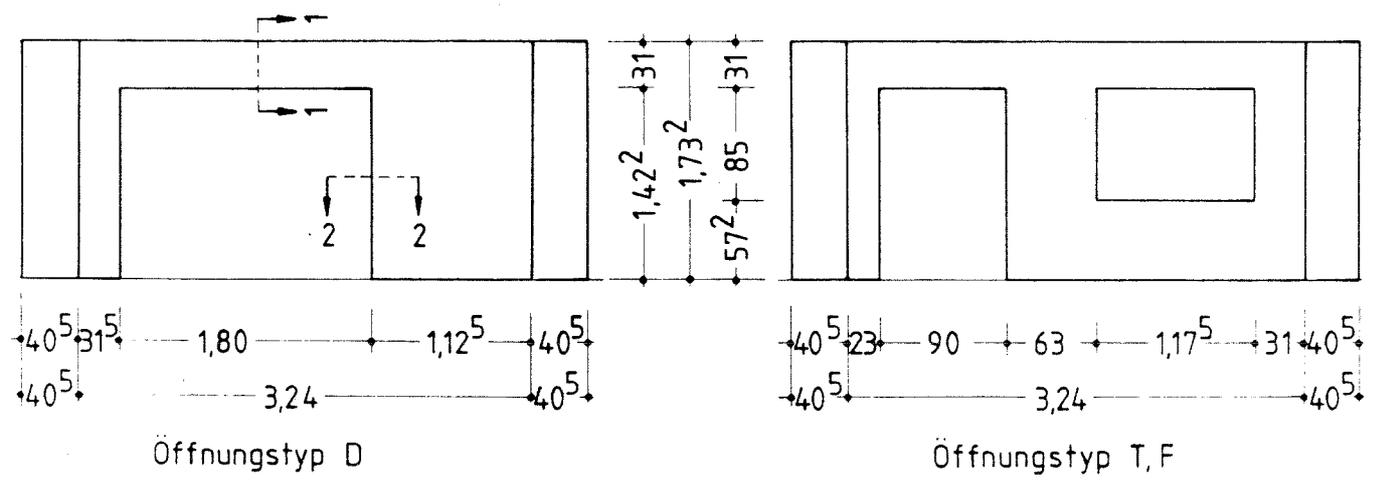


Bild 12. Wandöffnungen und Kurzbezeichnungen der Wände mit Öffnungen für die Großversuche

In den folgenden Versuchsserien wurden jeweils Wände **mit** Öffnungen geprüft.

In Bild 12 sind die Wandabmessungen und die Ausbildung der Öffnungen dargestellt. An den vertikalen Seiten der Wandöffnungen wurden jeweils Stahlzargen entsprechend Bild 13 eingebaut.

Wie schon bei den Modellwänden wurde auch bei den Großversuchen auf weitergehende Konstruktionselemente verzichtet (Spannbolzen, Vernagelung oder Verdübelung der Bohlen u.dgl.).

Schnitt 2-2:

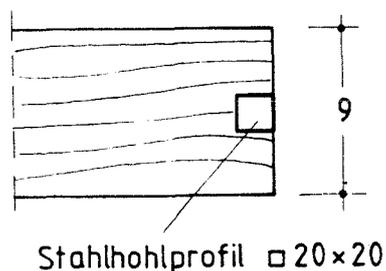


Bild 13. Zargenausbildung für die Großversuche

Ein Schnitt durch die Wand oberhalb der Öffnungen (vgl. Bild 14) zeigt, daß jeweils zwei Profile durchlaufend eingebaut waren. Das oberste Deckprofil hatte in allen Fällen $1/3$ der Blockbohlenhöhe.

In den Anlagen 7 - 9 sind die beobachteten Kraft-Verformungsbeziehungen jeweils für den Meßpunkt 3 graphisch dargestellt. In den Anlagen 10 - 12 sind die Verformungen auch der anderen Meßpunkte während der Versuche angegeben. (Die Meßpunkte 4, 5 und 7 fehlen, da sie im Bereich der Wandöffnung liegen.)

Bild 15 zeigt beispielhaft die gemessenen Kraft-Verformungsbeziehungen anhand der Ergebnisse von Versuch 2.1. Der Versuchsablauf entsprach qualitativ dem Vorgehen der Versuchsserie 1. Insgesamt verhielten sich die Wände mit Öffnungen nachgiebiger.

In Tabelle 7 sind die im Experiment erreichten Höchstlasten für die Wände mit Öffnungstyp D (Serie 2) zusammengestellt.

Schnitt 1-1:

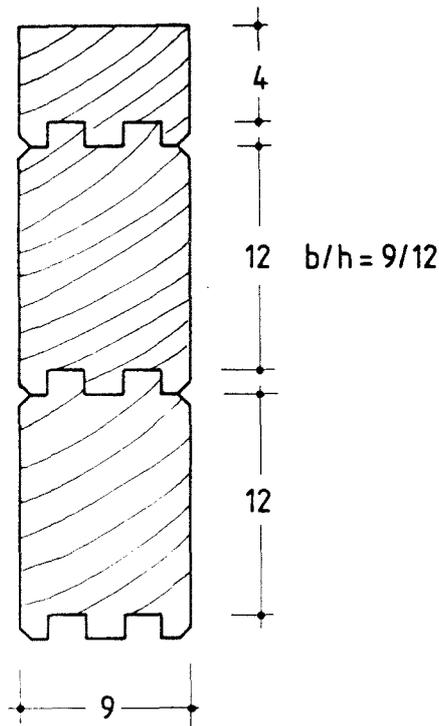


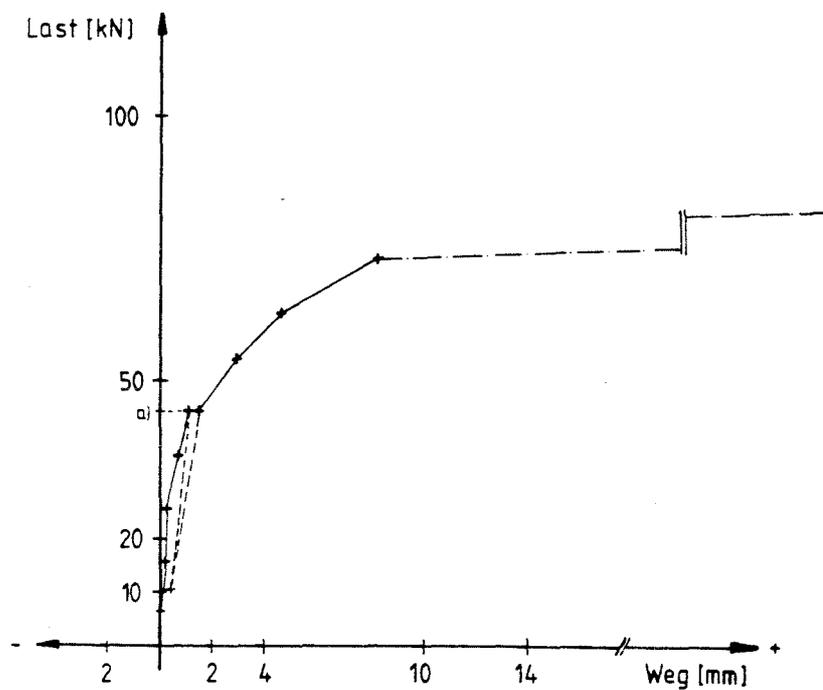
Bild 14. Wandquerschnitt oberhalb der Öffnungen

In allen drei Einzelversuchen der Versuchsserie 2 brach nach starkem Anwachsen der Horizontalverschiebung des Wandkopfes das oberste Deckprofil im Lasteintragungsbereich. Dieser Bruch vollzog sich nahezu unmittelbar vor dem Anliegen der Krafteinleitungskonstruktion (Verlust der gelenkigen Lagerung). Aus diesem Grund wurde für die weiteren Versuchsserien das oberste Deckprofil aufgeleimt. Die Verleimung erstreckte sich jeweils bis zu den Verkämmungen.

Versuchsserie 3 unterscheidet sich von Serie 2 nur durch das jeweils aufgeleimte oberste Deckprofil. Tabelle 8 zusammen mit den Anlagen 13-18 gibt die Versuchsergebnisse der entsprechend verstärkten Prüfkörper an.

Im Vergleich mit den Kraftverformungsbeziehungen der Versuchsserie 2 zeigt sich ein steiferes Tragverhalten; insbesondere aber ergibt sich aus Tabelle 7 und Tabelle 8 eine Vergrößerung der im Experiment erreichten Höchstlasten um ca. 10%.

Ein ausgeprägter Bruch des obersten Profils konnte nur bei Versuch 3.1 beobachtet werden. Bei den Versuchen 3.2 und 3.3 brach jeweils das unterste der drei Deckprofile,



a) Last 2min gehalten

Bild 15. Kraft-Verformungsbeziehungen für Versuch 2.1 (Wandöffnung, Meßpunkt 3)

ausgehend von Astlöchern im mittleren Bereich. Im Bereich der Höchstlast (unmittelbar vor dem Bruch) nahmen auch hier die Verformungen stark zu.

In der 4. Versuchsserie wurde eine Wandausbildung entsprechend Bild 12 mit aufgeleimtem Deckprofil untersucht. In Tabelle 9 und in den Anlagen 19-24 sind die Versuchsergebnisse dieses Wandtyps angegeben.

Die erreichten Höchstlasten lagen etwas über den Höchstlasten von Serie 3. Alle drei Versuche wurden nach Anliegen der Krafteinleitungskonstruktion beendet.

Besonders deutlich sind aber auch die Verformungen von Meßpunkt 4 (Mittelstützung).

Die unverzichtbare aussteifende Funktion der Stahlzargen ergab sich aus einem Probeversuch unter Verzicht auf diese Elemente an den vertikalen Seiten der Mittelstützung. Bei einer Last von ca. 40 kN wich die Mittelstützung seitlich aus und wurde aus dem Wandverband gesprengt. Unmittelbar danach brach die über der vergrößerten Öffnung liegende Blockbohle (Biegezugversagen).

4 Theoretische Modelle für die rechnerische Erfassung des Tragverhaltens von Blockwänden ohne Öffnungen unter vertikalen Lasten

Im weiteren werden zwei Verfahren diskutiert, mit deren Hilfe eine theoretische Abschätzung aufnehmbarer Vertikallasten von Wänden ohne Öffnungen möglich ist.

In beiden Fällen werden kritische Belastungen für spezielle Stabilitätsprobleme berechnet. Die kritischen Lasten werden jeweils den im Experiment gemessenen Höchstlasten gegenübergestellt. Als Akzeptanzkriterium gilt eine möglichst gute Übereinstimmung sowohl mit den Ergebnissen der Modell- als auch der Großversuche. Bei Vorhandensein hinreichender Übereinstimmung kann die Anwendbarkeit der Rechenverfahren auch für andere geometrische Verhältnisse unterstellt werden.

4.1 Betrachtung als orthotrope Scheibe

Als mechanisches Modell zur Beschreibung des Tragverhaltens wird eine orthotrope Scheibe ohne Drillsteifigkeit zugrunde gelegt. Die weiteren Ableitungen erfolgen in Anlehnung an eine Arbeit von R. v. Halász und E. Cziesielski [2], in der für ausgewählte Beanspruchungsfälle orthotroper Rechteckscheiben "kritische Beulspannungen" angegeben sind.

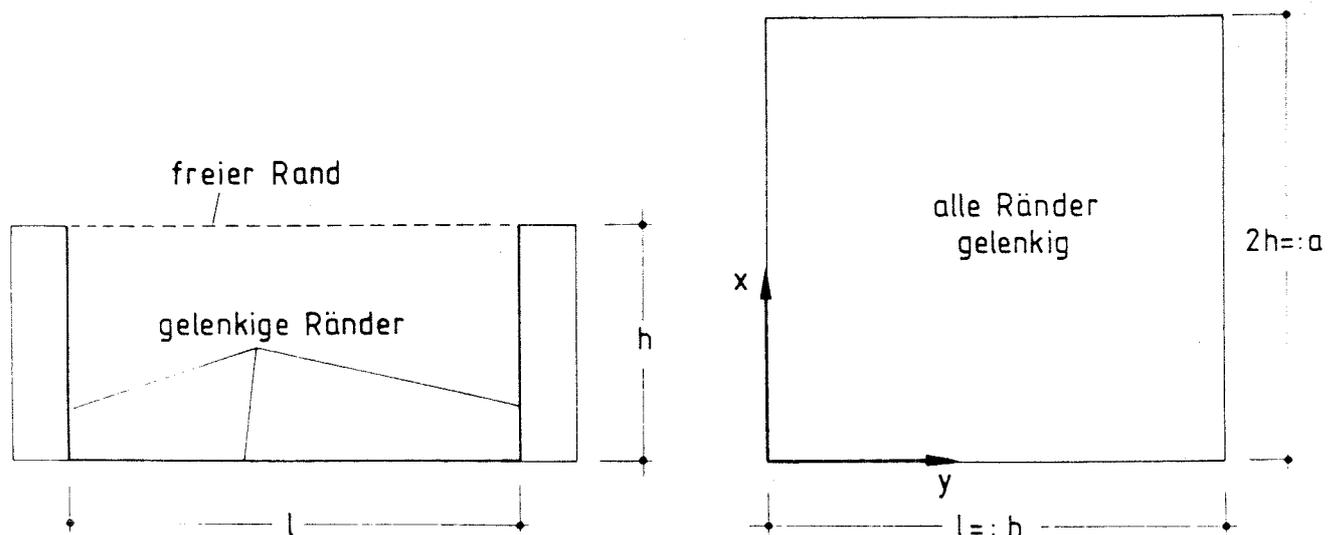


Bild 16. Ersatzsystem zur näherungsweisen Beschreibung des Tragverhaltens

Eine weitergehende Darstellung der theoretischen Grundlagen findet man bei S.G. Lekhnitskii [3].

Das Tragverhalten einer Blockwand mit der Länge l (Abstand der Verkämmungen) und der Wandhöhe h wird als Rechteckscheibe mit den Abmessungen l und $2h$ angenähert (s. Bild 16). Die Erhöhung der Wandabmessung auf $2h$ erfolgte wegen der gelenkig unverschieblichen Festhaltung aller Scheibenränder des Ersatzsystems.

Für eine Rechteckscheibe unter gleichmäßig verteilten Randbelastungen sind nach [2] die kritischen Lasten in einfacher Form zu berechnen.

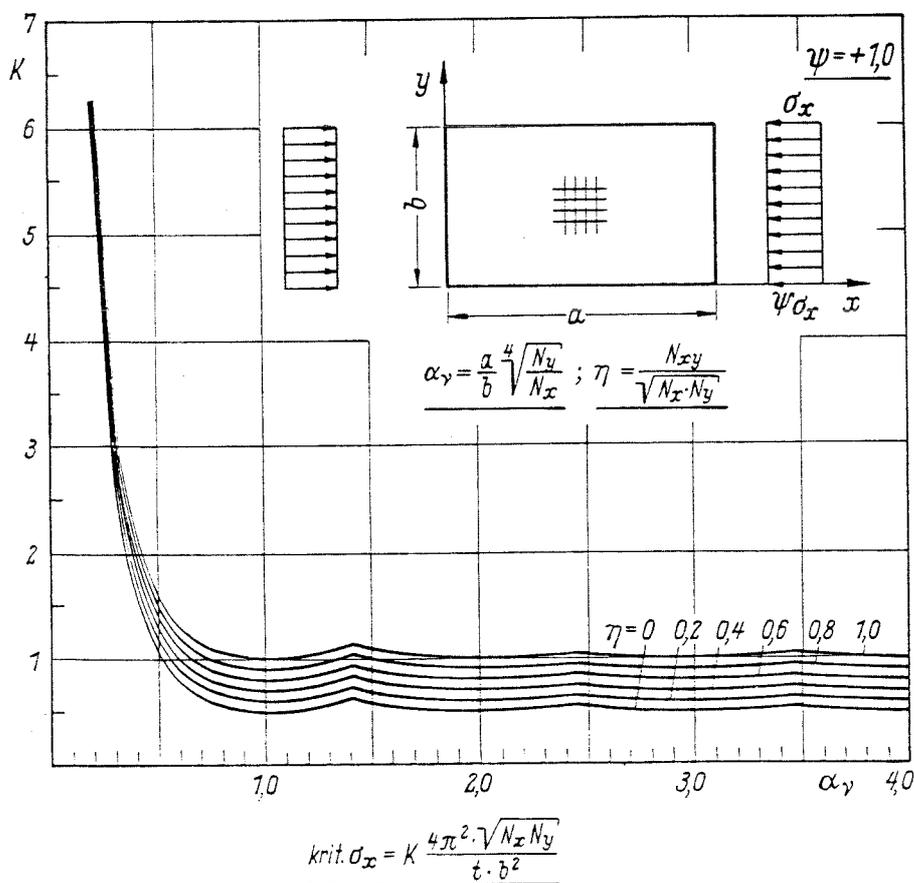


Bild 17. Diagramme zur Berechnung der idealen Beulspannung einer gelenkig gelagerten Rechteckscheibe unter Gleichlast aus [2]

Bild 17 ist aus [2] entnommen und gibt die ideale Beulspannung der dargestellten Scheibe in Abhängigkeit der Scheibensteifigkeiten N_x , N_y und N_{xy} an.

Für die Werte N_x und N_y sind die Biegesteifigkeiten eines zur x- bzw. y-Richtung parallelen Streifens mit der Breite 1 anzusetzen. Bei Vernachlässigung von Einflüssen aus Querdehnung gilt

$$N_x = E_{\perp} \cdot \frac{t^3}{12}, \quad (1)$$

$$N_y = E_{\parallel} \cdot \frac{t^3}{12}. \quad (2)$$

Mit t wird in Anlehnung an [2] die Scheibendicke bezeichnet. Eine Drillsteifigkeit wird nicht in Ansatz gebracht, sodaß

$$N_{xy} = 0 \quad (3)$$

zu setzen ist.

Für den Wert α_{ν} (vergl. Bild 17) ergibt sich bezogen auf die Abmessungen der Blockwand nach Bild 16

$$\alpha_{\nu} = \frac{2h}{l} \cdot \sqrt[4]{\frac{E_{\parallel}}{E_{\perp}}}. \quad (4)$$

Für den Wert η (vgl. Bild 16) gilt wegen Gl. (3)

$$\eta = 0. \quad (5)$$

Der Wert α_{ν} ist mit den Elastizitätsmoduln E_{\parallel} und E_{\perp} parallel und rechtwinklig zur Faserrichtung ($E_{\parallel} = 10000 \text{ MN/m}^2$, $E_{\perp} = 300 \text{ MN/m}^2$) nur mehr vom Verhältnis Wandhöhe zu Wandlänge abhängig. Der Wert α_{ν} lautet so

$$\alpha_{\nu} = 2 \cdot \frac{h}{l} \cdot \sqrt[4]{\frac{10000}{300}} = 4,801 \cdot \frac{h}{l}. \quad (6)$$

Für baupraktische Wandabmessungen h/l liegt α_{ν} damit im nahezu konstanten Bereich für den Beiwert k nach Bild 16. Für $\eta = 0$ ergibt sich der Beiwert k zu 0,50.

Die Beulspannung lautet damit

$$\text{krit } \sigma_x = \frac{0,50 \cdot 4 \pi^2 \cdot \sqrt{N_x \cdot N_y}}{t \cdot l^2} \quad (7)$$

Mit Gl. (1) und Gl. (2) erhält man

$$\begin{aligned} \text{krit } \sigma_x &= \frac{2,0 \cdot \pi^2 \cdot t^3}{t \cdot l^2} \cdot \frac{1}{12} \cdot \sqrt{E_{\parallel} \cdot E_{\perp}} \\ &= \frac{1}{6} \cdot \pi^2 \cdot \frac{t^2}{l^2} \cdot \sqrt{E_{\parallel} \cdot E_{\perp}} \end{aligned} \quad (8)$$

Als Resultierende der kritischen Spannung ergibt sich

$$P_{ki} = \text{krit } \sigma_x \cdot t \cdot l = \frac{1}{6} \cdot \pi^2 \cdot \frac{t^3}{l} \cdot \sqrt{E_{\parallel} \cdot E_{\perp}} \quad (9)$$

Für die Angleichung der Ergebnisse nach Beziehung (9) an im Experiment gemessene Höchstlasten dient folgender Ansatz mit dem Korrekturfaktor κ_1 zur rechnerischen Abschätzung der Höchstlast max P

$$\max P = \kappa_1 \cdot \frac{1}{6} \cdot \pi^2 \cdot \frac{t^3}{l} \cdot \sqrt{E_{\parallel} \cdot E_{\perp}} \quad (10)$$

Als kleinsten Wert für κ_1 entnimmt man aus Tabelle 10 den Wert $\kappa_1 = 0,177$.

Gründe dafür, daß die im Experiment gemessenen Höchstlasten unterhalb den kritischen Lasten nach Gl. (9) liegen, sind in den Vereinfachungen des mechanischen Modells zu sehen. Die wesentlichste Vereinfachung dürfte hierbei die Annahme einer konstanten Spannung σ_x über die Wandlänge l sein. Der Reziprokwert von κ_1 könnte so als Faktor zur Berücksichtigung der Spannungskonzentration in der Nähe des Lasteintragungsbereiches interpretiert werden. Hinzu kommt, daß von den Blockbohlen keine Zugkräfte in x -Richtung übertragen werden können.

4.2 Betrachtung als federgestützter Stabzug

Als weiteres mechanisches Modell zur Beurteilung der Stabilität einer Blockwand unter vertikaler Last wird ein aus starren Stäben und linear elastischen Senk- und Drehfedern zusammengesetzter Stabzug nach Bild 18 betrachtet.

Auf die Berechnung der Federkonstanten c_F und c_φ wird später eingegangen.

Für eine systematische Aufstellung der Knickbedingung ist es sinnvoll, das obere Ende des Stabzuges als horizontal unverschieblich anzunehmen. Im weiteren wird sich zeigen, daß die kritische Last von dieser Annahme nicht beeinflußt wird, sofern die Anzahl der Einzelstäbe nach oben nicht beschränkt ist. Dieser Sachverhalt wird auch aus Bild 19 deutlich.

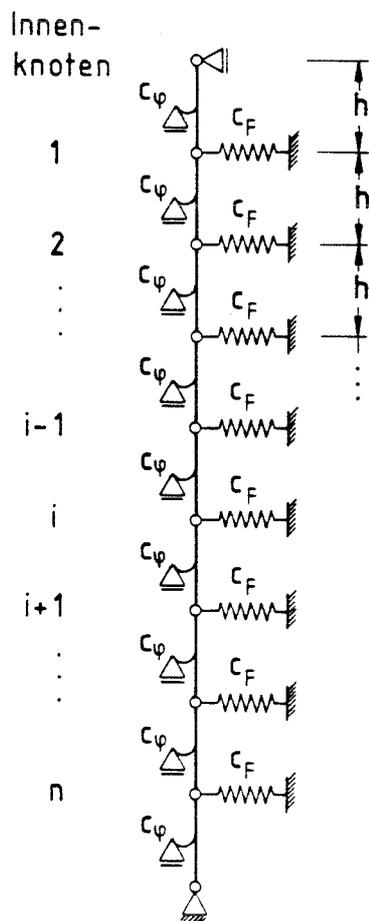


Bild 18. Federgestützter Stabzug

Aus der Vielzahl (n) möglicher Knickbiegelinien ist diejenige maßgebend, die zur kleinsten kritischen Last gehört. Die beiden Verformungsfiguren von Bild 19 enthalten auch den Fall eines oben horizontal verschieblichen Stabzuges, da n als beliebig groß anzusehen ist.

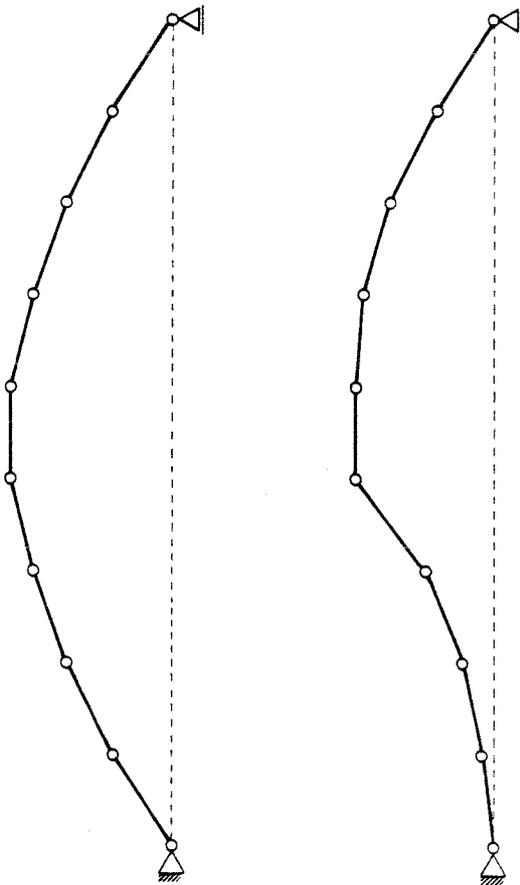


Bild 19. Darstellung verschiedener Knickbiegelinien, Federn nicht dargestellt

Man erkennt für das in Bild 18 dargestellte Stabilitätsproblem die Analogie zum Knickproblem eines langen, elastisch gebetteten Biegebalkens unter konstanter Längskraft. Auch bei diesem Stabilitätsproblem spielt für große Stablängen die Lagerung der Stabenden keine Rolle mehr.

Die Berechnung der kritischen Last des in Bild 18 dargestellten statischen Systems kann zweckmäßig unter Zuhilfenahme des "Prinzips der virtuellen Verrückungen" erfolgen.

Der Stabzug sei zunächst ideal gerade. Wenn die einzelnen Stäbe als starr angesehen werden, treten in diesem Zustand keinerlei Verformungen auf. Der Verformungszustand ist identisch mit dem Verformungszustand der spannungslosen Struktur und wird als Ausgangszustand bezeichnet. Für eine Last P unterhalb einer bestimmten Last P_{ki} kehrt das Tragwerk bei einer kleinen Auslenkung aufgrund der rückstellenden Wirkung der Federn in diesen Ausgangszustand zurück (stabiles Verhalten). Die kleinste Last, bei der das Tragwerk gerade nicht mehr in den Ausgangszustand zurückkehrt, bezeichnet man als kritische Last. Der hierzu gehörende Gleichgewichtszustand wird Grundzustand bezeichnet, das Gleichgewicht als indifferent. Eine Last oberhalb der kritischen Last führt zu immer weiter zunehmenden Verformungen und zum Versagen des Tragwerks (Instabilität).

Es interessiert somit die zum indifferenten Gleichgewicht gehörende Last P_{ki} .

Der um infinitesimal kleine Verschiebungen w_i gegenüber dem Grundzustand ausgelenkte Zustand wird als Nachbarzustand bezeichnet. Zur kritischen Last P_{ki} gehört ein spezieller Nachbarzustand ("Knickbiegeline").

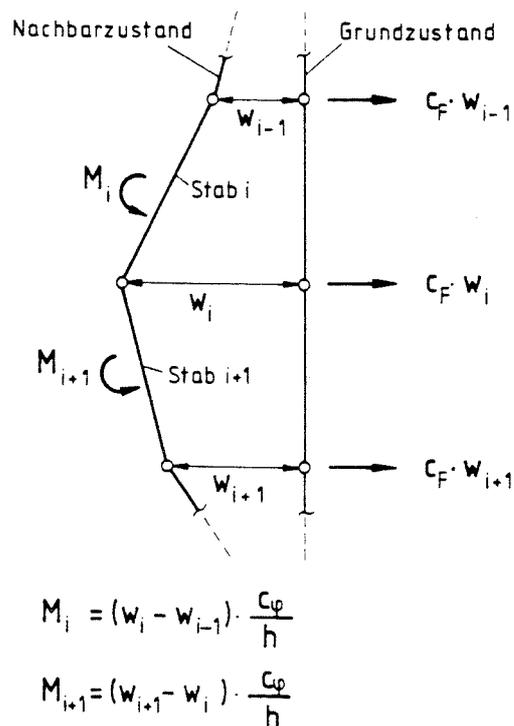


Bild 20. Nachbarzustand, Ausschnitt

In Bild 20 ist ein Ausschnitt des Tragwerks mit den Zustandsgrößen des Nachbarzustandes eingezeichnet.

Das Tragwerk besteht aus n Innenknoten, für den horizontalen Verformungszustand ergeben sich somit n Freiheitsgrade.

Eine Beziehung zwischen der Last P und den Knotenverschiebungen w_i lässt sich zweckmäßig durch Aufbringen einer virtuellen (infinitesimalen) Verschiebung u und Anschreiben der virtuellen Arbeiten an jedem Knoten finden. Die Bilder 21 und 22 zeigen den gewählten virtuellen Verschiebungszustand des Tragwerks bei Aufbringen einer virtuellen Verschiebung u am Knoten i .

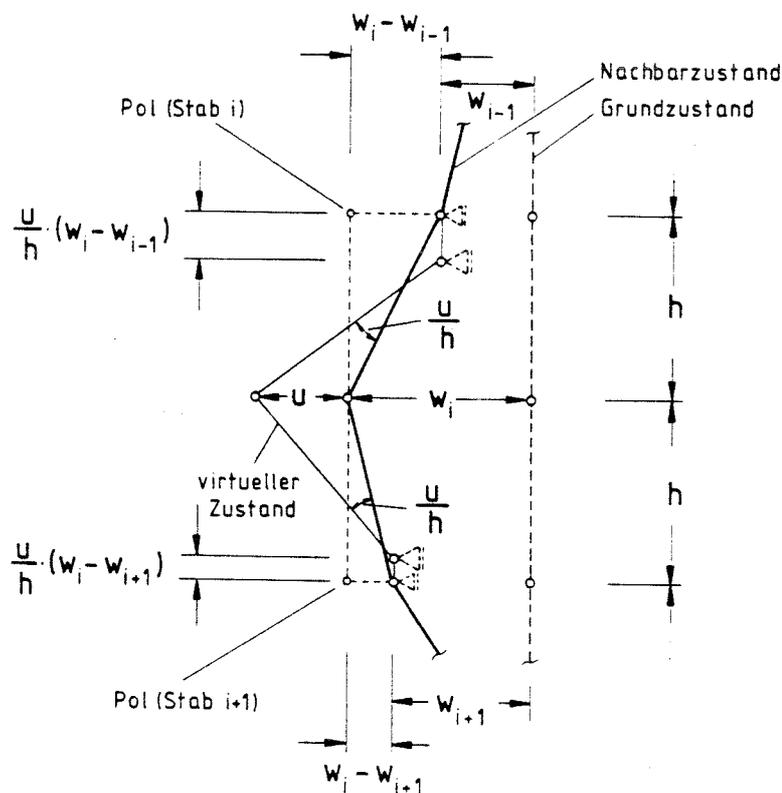


Bild 21. Aufbringen einer virtuellen Verschiebung u am Knoten i
(Ausschnitt aus dem Tragwerk)

Die virtuelle Verschiebung sei so klein, daß die hierdurch hervorgerufenen Federreaktionen gegenüber denen des Nachbarzustandes vernachlässigt werden können. Zur vereinfachten Beschreibung der kinematischen Verhältnisse infolge der Verrückung u wurde eine vertikale Verschiebung des unteren Lagers zugelassen.

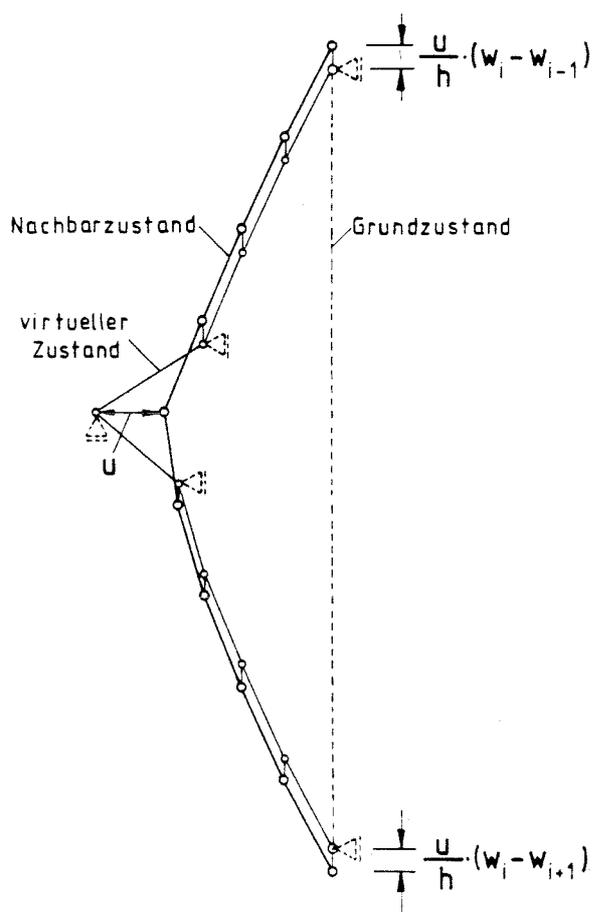


Bild 22. Virtueller Verformungszustand des Tragwerkes beim Aufbringen einer virtuellen Verschiebung u am Knoten i

Die übrigen Knoten des Tragwerks erfahren infolge dieser virtuellen Verschiebung keine horizontale Verformung. Die Summe der vertikalen Verschiebungen der Auflagerpunkte infolge u beträgt

$$v = \frac{u}{h} \cdot (2 w_i - w_{i-1} - w_{i+1}) . \quad (11)$$

Da die Koeffizientenmatrix **A** eine Jakobi-Matrix darstellt, kann für die Berechnung der Eigenwerte folgende einfache Rechenvorschrift angewendet werden

$$\lambda_j = d - 2 \cdot c \cdot \cos \frac{j \cdot \pi}{n + 1} \quad (17)$$

mit $j = 1, 2, \dots, n$.

Mit den Werten für d und c nach der Beziehung (14) ergibt sich

$$-c_F - 2 \frac{c_\varphi}{h^2} + 2 \frac{P}{h} - 2 \cdot \left[\frac{c_\varphi}{h^2} - \frac{P}{h} \right] \cdot \cos \frac{j \cdot \pi}{n + 1} = 0 \quad (18)$$

Aufgelöst nach P erhält man

$$P = P_j = \frac{1}{2} \cdot \frac{c_F \cdot h}{1 + \cos \frac{j \cdot \pi}{n + 1}} + \frac{c_\varphi}{h} \quad (19)$$

mit $j = 1, 2, \dots, n$.

Man erkennt, daß es insgesamt n Lasten P_j gibt. Die kleinste dieser Lasten ist die kritische Last P_{ki} . Der erste Summand in Gleichung (19) wird am kleinsten, wenn der Kosinus gegen den Wert 1 geht. Dies ist für große n der Fall. Als Ergebnis für die kritische Last ergibt sich schließlich

$$P_{ki} = \frac{1}{4} \cdot c_F \cdot h + \frac{c_\varphi}{h} \quad (20)$$

Die Federkonstanten c_F und c_φ werden aus den Abmessungen der Blockwandbohlen ermittelt.

Die Senkfederkonstante c_F steht stellvertretend für den Biege­widerstand einer Blockbohle in horizontaler Richtung und wird am Ersatzsystem eines Einfeldträgers unter mittiger Einzellast berechnet (vgl. Bild 23).

Mit dem Elastizitätsmodul $E_{||}$ und den Bohlenabmessungen b/h erhält man

$$c_F = 4 E_{||} \cdot b^3 \cdot \frac{h}{l^3} \quad (21)$$

Die Drehfederkonstante c_φ steht stellvertretend für den Drillwiderstand einer Blockbohle und wird näherungsweise am Ersatzsystem eines gabelgelagerten Einfeldträgers unter mittiger Beanspruchung durch ein Torsionsmoment berechnet (vgl. Bild 24).

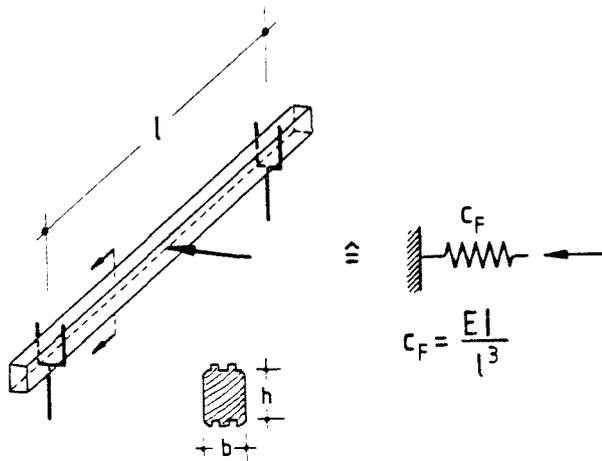


Bild 23. Ersatzsystem zur Berechnung der Senkfederkonstante c_F

Das Torsionsträgheitsmoment I_T wird vereinfachend zu

$$I_T \approx 0,20 \cdot b^3 \cdot h \quad , h \geq b \quad (22)$$

angenommen.

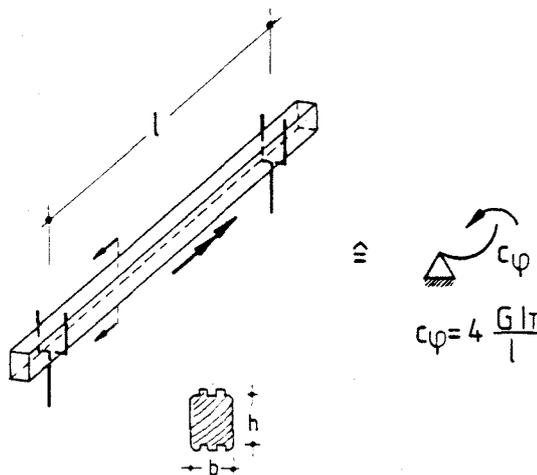


Bild 24. Ersatzsystem zur Berechnung der Drehfederkonstante c_φ

Für die Bestimmung der Drehfederkonstante c_{φ} ergibt sich hiermit

$$c_{\varphi} \approx 0,80 \cdot G \cdot \frac{b^3 \cdot h}{l} \quad (23)$$

Die kritische Last erhält man schließlich aus Gl. (20) mit Gl. (21) und Gl. (23) zu

$$P_{ki} = E_{\parallel} \cdot b^3 \cdot \frac{h^2}{l^3} + 0,80 \cdot G \cdot \frac{b^3}{l} \quad (24)$$

Auf eine Abminderung des Schubmoduls nach DIN 1052 Teil 1, Abschn. 4.1.1 wird verzichtet, da die Blockbohlen - vor allem wegen der technischen Trocknung - gegenüber üblichen Kanthölzern erheblich weniger Risse aufweisen, und wegen der gegenseitigen Verzahnung der Blockbohlen.

Stellt man ähnliche Betrachtungen wie in Abschnitt 4. 1 auch für dieses mechanische Modell an, so erhält man zum Vergleich mit den Versuchsergebnissen aus

$$\max P = \kappa_1 \cdot E_{\parallel} \cdot \left[b^3 \cdot \frac{h^2}{l^3} + 0,80 \cdot G \cdot \frac{b^3}{l} \right] \quad (25)$$

die in Tabelle 11 angegebenen Ergebnisse.

Der kleinste Wert für κ_1 beträgt 1,18.

Im Gegensatz zu dem in Abschn. 4.1 zugrundegelegten mechanischen Modell werden hier die kritischen Lasten zu niedrig eingeschätzt. Der Grund liegt auch in diesem Fall in den Vereinfachungen des Federmodells, das hier weitere günstige Einflüsse (z.B. keine punktförmige Lasteintragung, erhöhte Drillsteifigkeit infolge Profilierung der Blockbohlen) vernachlässigt.

Auf der sicheren Seite und wegen der geringen Versuchsanzahl, wird auch aufgrund des beobachteten Kleinstwertes für κ_1 (min $\kappa_1 = 1,18$) vorgeschlagen, die kritischen Lasten ohne Korrekturfaktor nach Gl. (24) zu berechnen.

5 Rechnerische Erfassung des Tragverhaltens von Wänden mit Öffnungen

Die Abschätzung der kritischen Lasten erfolgt für die in Bild 25 dargestellten geometrischen Verhältnisse. Es interessieren hierbei insbesondere die eingetragenen Abmessungen.

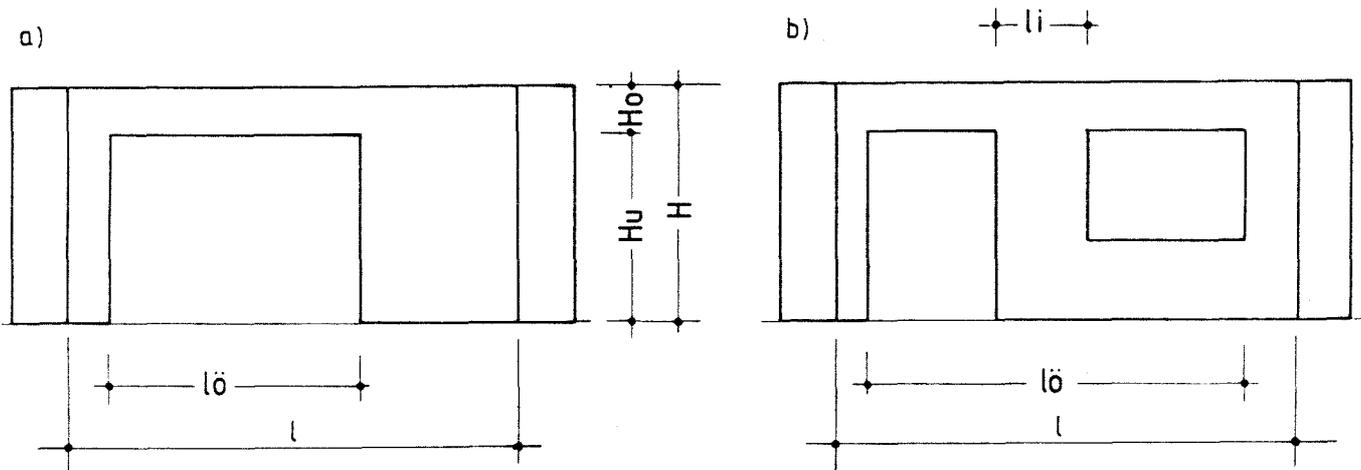


Bild 25. Bezeichnungen der Wände mit Öffnungen

Die theoretische Betrachtung erfolgt in Anlehnung an Gleichung (24). Der erste Summand von Gl. (24), welcher für den Biege widerstand steht, wird nicht berücksichtigt, für baupraktische Wandabmessungen ist er ohnehin von untergeordneter Bedeutung.

Für die Abschätzung der kritischen Last unter Berücksichtigung einer Wandöffnung entsprechend Bild 25a wird folgende Gleichung vorgeschlagen:

$$P_{ki} = 0,80 \cdot G \cdot \frac{b^3}{l} \cdot \left[\frac{H_o}{H} + \frac{H_u}{H} \cdot \frac{l - l_{\ddot{o}}}{l} \right] \quad (26)$$

Der Ausdruck vor der Klammer entspricht dem maßgebenden Anteil der kritischen Last einer Blockwand ohne Öffnungen. Der Klammerausdruck berücksichtigt vereinfachend die Öffnungsgeometrie.

Für die Abschätzung der kritischen Last unter Berücksichtigung von Wandöffnungen entsprechend Bild 25b darf die tragfähigkeitssteigernde Wirkung des Wandstreifens zwischen den Öffnungen durch einen weiteren Summanden berücksichtigt werden.

Entsprechend Gl. (24) wird folgende Gleichung vorgeschlagen:

$$P_{ki} = 0,80 \cdot G \cdot \frac{b^3}{l} \cdot \left[\frac{H_o}{H} + \frac{H_u}{H} \cdot \frac{l - l_o}{l} \right] + E_d \cdot \frac{l_i \cdot b^3}{12} \cdot \frac{\pi^2}{H^2} \quad (27)$$

Die Länge l_i des Wandstreifens sollte dabei nicht größer als $1/3 l_o$ in Rechnung gestellt werden. Mindestwerte für H_o und Höchstwerte für l_o werden in Abschnitt 6, zusammen mit weitergehenden Einschränkungen, bei der Beschreibung des Bemessungskonzeptes angegeben.

Für die Blockwände der Modell- und Großversuche sind die theoretischen Höchstlasten und die im Versuch beobachteten Höchstlasten in Tabelle 12 für Wände mit Öffnungen zusammengestellt. Die Faktoren κ_2 und κ_3 geben analog zu Gl. (25) die normierten Abweichungen zwischen experimenteller und theoretischer Höchstlast an ($\max P = \kappa_{2,3} \cdot P_{ki}$).

Noch deutlicher als bei den Großversuchen ist hier die relativ höhere Tragfähigkeit der kleinmaßstäblichen Modellwände erkennbar. Die hohe Paßgenauigkeit, insbesondere aber das vollkommen astfreie Holz der Modellversuche dürften wohl als wesentliche Ursachen dafür anzusehen sein.

Auf der sicheren Seite und wegen der geringen Versuchsanzahl wird auch hier vorgeschlagen, die kritischen Lasten ohne Korrekturfaktor nach Gl. (26) und (27) zu berechnen.

6 Schlußfolgerungen und Bemessungskonzept

In ein Bemessungskonzept sind auch sicherheitstheoretische Überlegungen einzubeziehen. Die Ergebnisse der vorangegangenen Abschnitte 4.2 und 5 zeigen, daß das mechanische Modell eines federgestützten Stabzuges kritische Lasten liefert, welche in allen Fällen oberhalb der im Experiment gemessenen Höchstlasten lagen.

Für die Großversuche liegen die Abweichungen, gekennzeichnet durch die jeweiligen Werte für $\kappa_{1,2,3}$, zwischen 1,18 und 1,88 (vgl. Tab. 11 und 12).

Für ein möglichst einfaches Bemessungskonzept wird vorgeschlagen, die rechnerische Beanspruchung einer Blockwand bei vertikaler Beanspruchung auf den 1/3,5-fachen Wert der kritischen Lasten nach Abschn. 4.2 und Abschn. 5 zu begrenzen.

Der Wert von 3,5 entspricht dem in DIN 1052 implizit geforderten Abstand der zulässigen Längskraft von der theoretischen Knicklast für Stäbe unter Druckbeanspruchung im Rahmen eines Stabilitätsnachweises (vgl. [4], [5]).

Zusätzlich werden, in Anlehnung an die Versuchsbedingungen, konstruktive Mindestforderungen angegeben, bei deren Einhaltung die Ermittlung der aufnehmbaren Vertikallasten, wie im folgenden dargestellt, möglich ist.

6.1 Bemessungskonzept für Wände ohne Öffnungen

Bild 26 zeigt die geometrischen Verhältnisse einer Wand ohne Öffnungen. Die Abmessungen für a und l sind Achsmaße.

Der Überstand der Verkämmungen soll in allen Fällen die Bedingung

$$a \geq 5 b \quad (28)$$

erfüllen.

Die Höhe des obersten Deckprofils soll mindestens 1/3 der Höhe der übrigen Blockbohlen betragen. Vorteilhaft ist eine Aufleimung des Deckprofils.

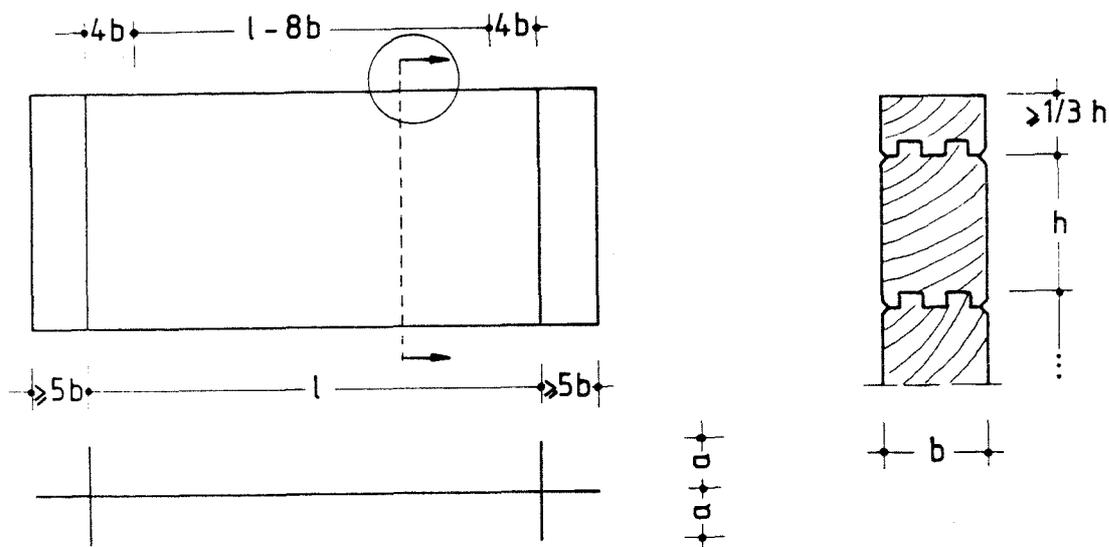


Bild 26. Wandgeometrie für Wände ohne Öffnungen

Die Summe aller auf der Wandoberkante angreifenden Vertikallasten im Bereich $l-8b$ (vgl. Bild 26) soll folgenden Höchstwert nicht überschreiten

$$\text{zul } P = \frac{1}{3,5} \cdot \left[E_{\parallel} \cdot \frac{b^3 \cdot h^2}{l^3} + 0,80 \cdot G \cdot \frac{b^3}{l} \right]. \quad (29)$$

Hierin bedeuten

E_{\parallel} Elastizitätsmodul parallel zur Faserrichtung des Holzes.
Für Nadelholz ist $E_{\parallel} = 10000 \text{ MN/m}^2$.

G Schubmodul des Holzes ohne Abminderungen.
Für Nadelholz ist $G = 500 \text{ MN/m}^2$.

b Breite der Blockbohle

h Höhe der Blockbohle (vgl. Bild 26).

l Abstand der Verkämmungen der Blockwand.

Beanspruchungen der Blockwand rechtwinklig zur Blockwandebene mit Ausnahme unmittelbarer Winddruck- und Windsoglasten sind nicht zulässig. Beim Nachweis der o.g. Windbeanspruchungen darf die rechnerische Durchbiegung der Blockwandbohlen nicht mehr als 1/1000 ihrer Stützweite betragen (diese Forderung ist in der Regel eingehalten).

6.2 Bemessungskonzept für Wände mit Öffnungen

Die Höhe des obersten Deckprofils soll auch hier mindestens 1/3 der Höhe der übrigen Blockbohlen betragen. Es soll mit der darunter liegenden Blockbohle verleimt werden. Es müssen mindestens zwei ungeschwächte Blockbohlen (b/h) über den Öffnungen vorhanden sein.

An den vertikalen Seiten der Öffnungen sind Zargen einzubauen, deren Biegesteifigkeit EI bei Biegung aus der Wandebene die Bedingung

$$EI \geq \frac{1}{400} \cdot b^4 \cdot E_{\parallel} \quad (30)$$

erfüllt.

Für E_{\parallel} ist der Elastizitätsmodul der Blockbohle in Faserrichtung des Holzes (bei Nadelholz 10000 MN/m²) einzusetzen.

Die Summe aller auf der Wandoberkante angreifenden Vertikallasten im Bereich l soll folgende Höchstwerte nicht überschreiten:

Für Wände entsprechend Bild 27a

$$\text{zul } P = \frac{1}{3,5} \cdot \left[0,80 \cdot G \cdot \frac{b^3}{l} \cdot \left[\frac{H_o}{H} + \frac{H_u}{H} \cdot \frac{l - l_o}{l} \right] \right], \quad (31)$$

für Wände entsprechend Bild 27b

$$\text{zul } P = \frac{1}{3,5} \cdot \left[0,80 \cdot G \cdot \frac{b^3}{l} \cdot \left[\frac{H_o}{H} + \frac{H_u}{H} \cdot \frac{l - l_o}{l} \right] + E_1 \cdot \frac{l_i \cdot b^3 \cdot \pi^2}{12 \cdot H^2} \right]. \quad (32)$$

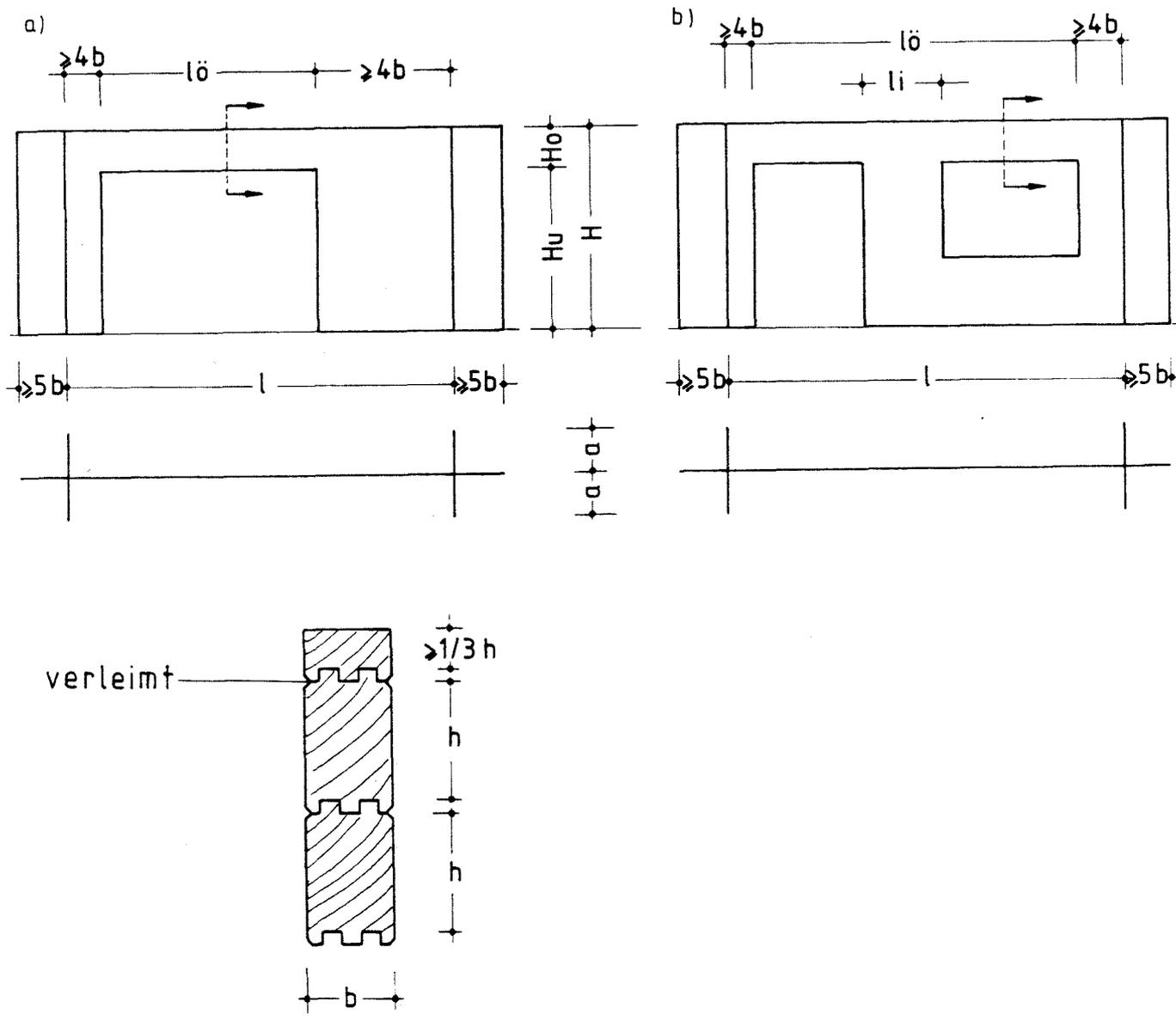


Bild 27. Wandgeometrie für Wände mit Öffnungen

Hierin bedeuten

H, H_o, H_u Abmessungen der Blockwand entsprechend Bild 27.

l_o Größe der Öffnung in Wandlängsrichtung. Bei Öffnungen entsprechend Bild 27b zählen auch zwischen den Öffnungen liegende Wandstreifen als Öffnung.

l_i Größe des zwischen zwei Öffnungen liegenden Wandstreifens. Die Länge l_i darf mit höchstens $1/3 \cdot l_o$ in Gl. (32) in Rechnung gestellt werden. Bei mehreren Wandstreifen darf nur der im mittleren Bereich liegende Wandstreifen berücksichtigt werden. In übrigen Fällen ist Gl. (31) anzuwenden.

Beanspruchungen der Blockwand aus horizontalen Lasten rechtwinklig zur Blockwandebene sind nicht zulässig. Bezüglich unmittelbarer Windlasten gilt das in Abschnitt 6.1 gesagte.

Es wird darauf hingewiesen, daß alle übrigen Beanspruchungen, insbesondere auch die Nachweise der Querdruckspannungen rechtwinklig zur Faserrichtung des Holzes im Lasteintragungsbereich, **zusätzlich** zu den hier angegebenen Nachweisen zu führen sind.

7 Zusammenfassung

Zur Ermittlung der Tragfähigkeit von Blockwänden unter vertikalen Lasten wurden insgesamt 19 Modellwände im Maßstab 1:4 und 12 Blockwände im Maßstab 1:1,4 geprüft.

Die Untersuchungen ergaben, daß der Einfluß der Profilausbildungen der Blockbohlen von untergeordneter Bedeutung ist. Bei Einhaltung von Mindestmaßen hinsichtlich der Wandüberstände im Bereich der Verkämmungen und von Mindestabmessungen der obersten Deckprofile können Vertikallasten von baupraktischer Größenordnung in der Regel ohne zusätzliche Aussteifungsmaßnahmen allein von der Blockwand abgetragen werden. Bei Blockwänden mit Öffnungen kommt den über den Öffnungen liegenden Blockbohlen besondere Bedeutung zu. Eine ausreichende Tragsicherheit ist nur zu erzielen, wenn das oberste Blockprofil hier aufgeleimt wird.

Es hat sich gezeigt, daß die kritischen Lasten von Blockwänden mit einem vereinfachten mechanischen Modell in Form eines federgestützten Stabzuges zuverlässig abgeschätzt werden können. Wegen der Vernachlässigung eher günstig wirkender Einflüsse, konnte auf einen aus den Versuchen abgeleiteten Korrekturfaktor verzichtet werden.

Bei Einhaltung konstruktiver Mindestanforderungen an Blockwände ergibt sich ein einfacher rechnerischer Nachweis zur Abtragung vertikaler Lasten.

Literatur

- [1] Heimeshoff, B.; Eglinger, W.: Scheibentragwirkung von Blockhauswänden. Forschungsbericht. Lehrstuhl für Baukonstruktion und Holzbau. Technische Universität München 1984.
- [2] Halász, v. R., Cziesielski: Berechnung und Konstruktion geleimter Träger mit Stegen aus Furnierplatten. Berichte aus der Bauforschung, Heft 47 (1966), S. 75-118.
- [3] Lekhnitskii, S.G.: Anisotropic Plates. 2. Aufl. New York, London, Paris: Gordon and Breach Science Publishers 1956.
- [4] DIN 1052 Teil 1: Holzbauwerke, Berechnung und Ausführung 1988.
- [5] Brüninghoff, H.; Cyron, G.; Ehlbeck, J.; Franz, J.; Heimeshoff, B.; Milbrandt, E.; Möhler, K.; Radović, B.; Scheer, C.; Schulze, H.; Steck, G.: Holzbauwerke. Eine ausführliche Erläuterung zu DIN 1052 Teil 1 bis Teil 3. Beuth Verlag 1988.

Tabelle 1. Wandabmessungen und Profilausbildungen

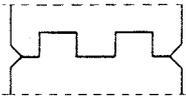
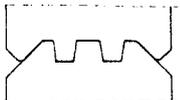
Blockbohlenprofil	Modell- abmessungen [m] (M = 1:4)			Baupraktische Abmessungen [m] (M = 1:1)			Prüfkörper- anzahl
	l	H	a	l	H	a	
Profilart 1  b/h = 10/17	1,125 0,75	0,625 0,625	0,15 0,15	4,50 3,00	2,50 2,50	0,60 0,60	10 3
Profilart 2  b/h = 10/17	1,125 0,75	0,625 0,625	0,15 0,15	4,50 3,00	2,50 2,50	0,60 0,60	4 2

Tabelle 3. Zusammenstellung aufnehmbarer Lasten für Modellwände ohne Öffnungen

Wandlänge (baupraktischer Maße in [m])	Versuchsergebnisse [kN]	Mittelwert [kN]
l = 4,50 m	Instab. : 12,0*; 9,5; 8,0; 10,0; 10,0 Höchstl. : 15,7*; 10,1; 10,7; 10,3; 11,1	9,9 11,6
l = 3,00 m	Instab. : 17,4; 12,7 Höchstl. : 18,1; 12,9	15,0 15,5
*ohne Vorverformung		

Tabelle 2. Ergebnisse der Versuche an Modellwänden ohne Öffnungen

Versuch-Nr.	Lasteintragung Profilart Länge (Nach Tab. 1) baupraktische Maße [m] Bemerkung	Last bei Stabilitäts- beginn [kN]	Höchstlast [kN]
1	 1 4.50 ohne Vorverformung	12.0	15.7
2	 1 4.50 ohne Vorverformung	19.0	23.8
3	 2 4.50	9.5	10.1
4	 2 4.50	15.0	17.2
5	 1 4.50	8.0	10.7
6	 1 3.00	17.4	18.1
7	 2 3.00	12.7	12.9
8	 1 abgehobelt 4.50	10.0	10.3
9	 1 4.50 Verleimung der drei obenliegenden Profile	10.0	11,1

Tabelle 4. Ergebnisse der Versuche an Modellwänden mit Öffnungen

Versuch-Nr.	Profilart (nach Tab. 1) Öffnungsart (nach Bild 4) Länge (baupraktische Maße [m]) Bemerkung	Last bei Instabilitätsbeginn [kN]	Höchstlast [kN]
1	1 D 4,50 m keine Vorverformung	7.0	10.2
2	1 T, F 4,50 m keine Vorverformung	10.3	11.0
3	1 T, F 4,50 m Vorverformung ca. 3 mm	10.9	13.0
4	2 T, F 4,50 m Vorverformung ca. 4 mm	12.6	14.2
5	2 D 4,50 m Vorverformung ca. 5 mm	8.4	9.0
6	1 T 3,00 m Vorverformung ca. 5 mm	15.5	15.7
7	1 T 3,00 m Vorverformung ca. 5 mm	17.2	19.2
8	1 D 4,50 m Vorverformung ca. 5 mm oben drei verleimte Profile	8.5	8.8
9	1 T, F 4,50 m Vorverformung ca. 5 mm oben drei verleimte Profile	7.0	8.4
10	1 D 4,50 m Vorverformung ca. 5 mm	10.1	11.7

Tabelle 5. Zusammenstellung aufnehmbarer Lasten für Modellwände mit Öffnungen

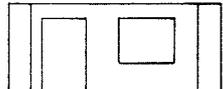
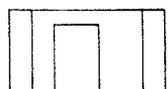
Öffnungstyp	Versuchsergebnisse [kN]	Mittelwert [kN]
a) 	Instab. : 7,0*; 8,4*; 8,5; 10,1 Höchstl.: 10,2*; 9,0*; 8,8; 11,7	8,5 9,9
b) 	Instab. : 10,3; 10,9; 12,6; 7,0* Höchstl.: 11,0; 13,0; 14,2; 8,4*	10,2 11,6
c) 	Instab. : 15,5; 17,2 Höchstl. : 15,7; 19,2	16,4 17,4
* ohne Vorverformung		

Tabelle 6. Höchstlasten der Großversuche an Wänden ohne Öffnung
(Serie 1)

Versuchs-Nr.	1.1	1.2	1.3
Höchstlast [kN]	252	196	158

Tabelle 7. Höchstlasten der Großversuche an Wänden mit Öffnungstyp D
(Serie 2)

Versuchs-Nr.	2.1	2.2	2.3
Höchstlast [kN]	82,5	73,0	91,9

Tabelle 8. Höchstlasten der Großversuche an Wänden mit Öffnungstyp D
bei aufgeleimtem Deckprofil (Serie 3)

Versuchs-Nr.	3.1	3.2	3.3
Höchstlast [kN]	86,1	88,0	91,8

Tabelle 9. Höchstlasten der Großversuche an Wänden mit Öffnungstyp T, F
bei aufgeleimtem Deckprofil (Serie 4)

Versuchs-Nr.	4.1	4.2	4.3
Höchstlast [kN]	82,4	95,6	91,8

Tabelle 10. Vergleich experimenteller und theoretischer Höchstlasten bei Wänden ohne Öffnungen (Scheibenmodell)

Modellversuche		
	$l = 1,125 \text{ m}, \quad t = 0,025 \text{ m},$ $E_{\parallel} = 10000 \text{ MN/m}^2, \quad E_{\perp} = 300 \text{ MN/m}^2$ $P_{ki} = \frac{1}{6} \cdot \pi^2 \cdot \frac{0,025^3}{1,125} \cdot \sqrt{10000 \cdot 300} = 0,0396 \text{ MN} = 39,6 \text{ kN}$	
	max P = $\kappa_1 \cdot P_{ki}$	
Versuch-Nr.	max P	κ_1
1	15,7	0,397 (ohne Vorverformung)
3	10,1	0,255
5	10,7	0,270
8	10,3	0,260
9	11,1	0,281
	$P_m = 11,6$	0,293
	$l = 0,75 \text{ m}, \quad t = 0,025 \text{ m},$ $E_{\parallel} = 10000 \text{ MN/m}^2, \quad E_{\perp} = 300 \text{ MN/m}^2$ $P_{ki} = \frac{1}{6} \cdot \pi^2 \cdot \frac{0,025^3}{0,75} \cdot \sqrt{10000 \cdot 300} = 0,0594 \text{ MN} = 59,4 \text{ kN}$	
	max P = $\kappa_1 \cdot P_{ki}$	
Versuch-Nr.	max P	κ_1
6	18,1	0,305
7	12,9	0,217
	$P_m = 15,5$	0,261
Großversuche		
	$l = 3,20 \text{ m}, \quad t = 0,10 \text{ m},$ $E_{\parallel} = 10000 \text{ MN/m}^2, \quad E_{\perp} = 300 \text{ MN/m}^2$ $P_{ki} = \frac{1}{6} \cdot \pi^2 \cdot \frac{0,10^3}{3,20} \cdot \sqrt{10000 \cdot 300} = 0,890 \text{ MN} = 890 \text{ kN}$	
	max P = $\kappa_1 \cdot P_{ki}$	
Versuch-Nr.	max P	κ_1
1.1	252	0,283 (ohne Vorverformung)
1.2	196	0,220
1.3	158	0,177
	$P_m = 202$	0,227

Tabelle 11. Vergleich experimentell und theoretischer Höchstlasten bei Wänden ohne Öffnungen (Stabzugmodell)

Modellversuche		
	$l = 1,125 \text{ m}, \quad b = 0,025 \text{ m}, \quad h = 0,04 \text{ m}$ $E_{\parallel} = 10000 \text{ MN/m}^2, \quad G = 500 \text{ MN/m}^2$ $P_{ki} = 10000 \cdot 0,025^3 \cdot \frac{0,04^2}{1,125^3} + 0,80 \cdot 500 \cdot \frac{0,025^3}{1,125}$ $= (0,176 + 5,56) \cdot 10^{-3} \text{ MN} = 5,73 \text{ kN}$	
	$\max P = \kappa_1 \cdot P_{ki}$	
Versuch-Nr.	max P	κ_1
1	15,7	2,74 (ohne Vorverformung)
3	10,1	1,76
5	10,7	1,87
8	10,3	1,79
9	11,1	1,94
	$P_m = 11,6$	2,02
	$l = 0,75 \text{ m}, \quad b = 0,025 \text{ m}, \quad h = 0,04 \text{ m}$ $E_{\parallel} = 10000 \text{ MN/m}^2, \quad G = 500 \text{ MN/m}^2$ $P_{ki} = 10000 \cdot 0,025^3 \cdot \frac{0,04^2}{0,75^3} + 0,80 \cdot 500 \cdot \frac{0,025^3}{0,75}$ $(0,593 + 8,33) \cdot 10^{-3} \text{ MN} = 8,93 \text{ kN}$	
	$\max P = \kappa_1 \cdot P_{ki}$	
Versuch-Nr.	max P	κ_1
6	18,1	2,03 (ohne Vorverformung)
7	12,9	1,45
	$P_m = 15,5$	1,74
Großversuche		
	$l = 3,20 \text{ m}, \quad b = 0,10 \text{ m}, \quad h = 0,17 \text{ m}$ $E_{\parallel} = 10000 \text{ MN/m}^2, \quad G = 500 \text{ MN/m}^2$ $P_{ki} = 10000 \cdot 0,10^3 \cdot \frac{0,17^2}{3,20^3} + 0,80 \cdot 500 \cdot \frac{0,10^3}{3,20}$ $= 0,00882 + 0,125 = 0,134 \text{ MN} = 134 \text{ kN}$	
	$\max P = \kappa_1 \cdot P_{ki}$	
Versuch-Nr.	max P	κ_1
1.1	252	1,88 (ohne Vorverformung)
1.2	196	1,46
1.3	158	1,18
	$P_m = 202$	1,51

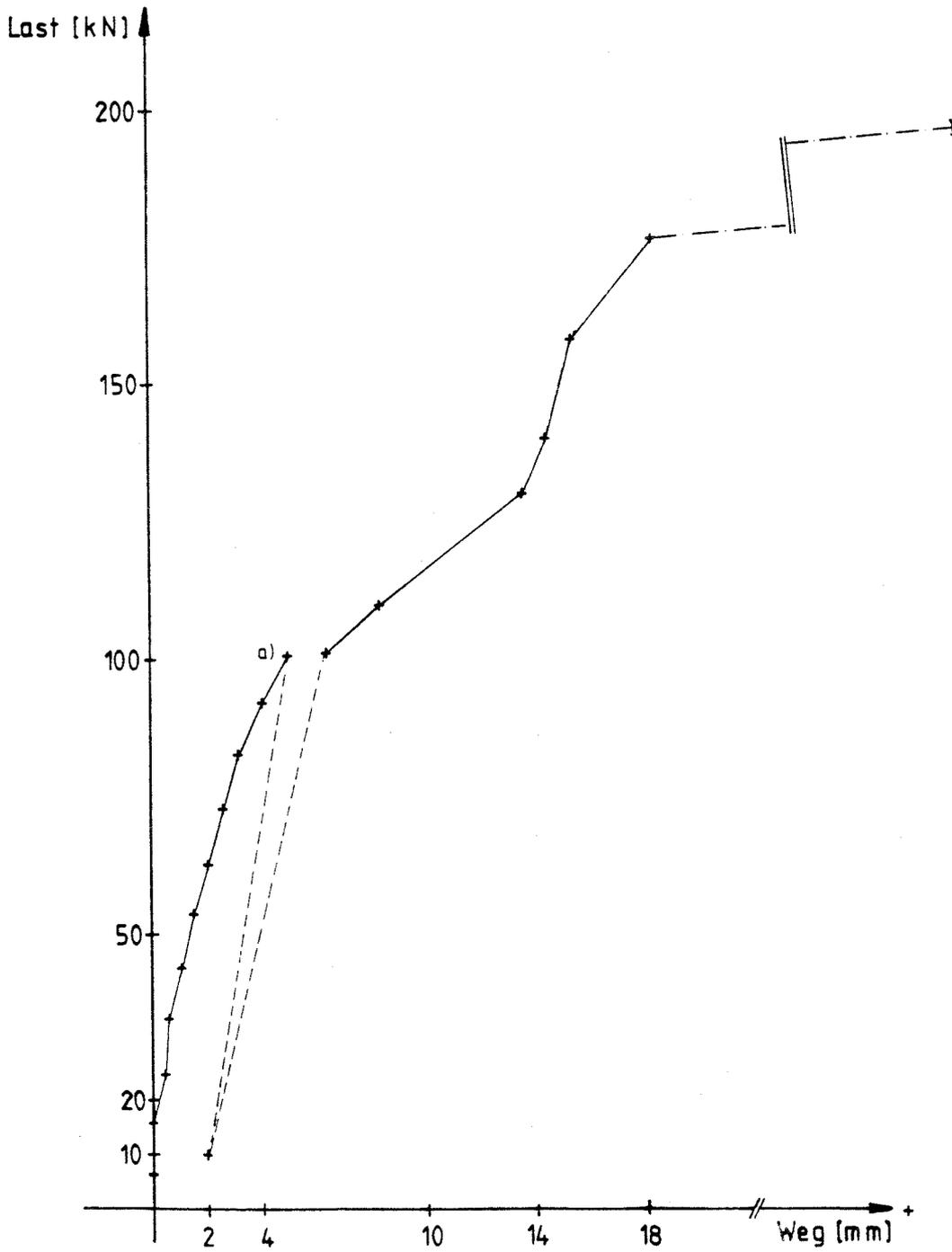
Tabelle 12. Vergleich experimenteller und theoretischer Höchstlasten bei Wänden mit Öffnungen

Modellversuche		
Öffnungstyp D	$l = 1,125 \text{ m}, \quad l_0 = 0,525 \text{ m}, \quad H = 0,625 \text{ m}$ $H_0 = 0,10 \text{ m}, \quad H_u = 0,525 \text{ m}, \quad b = 0,025 \text{ m}, \quad G = 500 \text{ MN/m}^2$ $P_{ki} = 0,80 \cdot 500 \cdot \frac{0,025^3}{1,125} \cdot \left[\frac{0,10}{0,625} + \frac{0,525}{0,625} \cdot \frac{1,125 - 0,525}{1,125} \right]$ $= (0,889 + 2,49) \cdot 10^{-3} \text{ MN} = 3,38 \text{ kN}$	
	max P = $\kappa_2 \cdot P_{ki}$	
Versuch-Nr.	max P	κ_2
1	10,2	3,02
5	9,0	2,66
8	8,8	2,61
10	11,7	3,46
	$P_m = 9,93$	2,94
Öffnungstyp T	$l = 0,75 \text{ m}, \quad l_0 = 0,30 \text{ m},$ $H_0 = 0,10 \text{ m}, \quad H_u = 0,525 \text{ m}, \quad b = 0,025 \text{ m}, \quad G = 500 \text{ MN/m}^2$ $P_{ki} = 0,80 \cdot 500 \cdot \frac{0,025^3}{0,75} \cdot \left[\frac{0,10}{0,625} + \frac{0,525}{0,625} \cdot \frac{0,75 - 0,30}{0,75} \right]$ $= (1,33 + 4,12) \cdot 10^{-3} \text{ MN} = 5,53 \text{ kN}$	
	max P = $\kappa_2 \cdot P_{ki}$	
Versuch-Nr.	max P	κ_2
7	15,7	2,84
8	19,2	3,46
	$P_m = 17,5$	3,15
Öffnungstyp T,F	$l = 1,125 \text{ m}, \quad l_0 = 0,90 \text{ m}, \quad l_i = 0,225 \text{ m}$ $E_{\perp} = 300 \text{ MN/m}^2$ $H_0 = 0,10 \text{ m}, \quad H_u = 0,525 \text{ m}, \quad b = 0,025 \text{ m}, \quad G = 500 \text{ MN/m}^2$ $P_{ki} = 0,80 \cdot 500 \cdot \frac{0,025^3}{1,125} \cdot \left[\frac{0,10}{0,625} + \frac{0,525}{0,625} \cdot \frac{1,125 - 0,90}{1,125} \right]$ $+ 300 \cdot \frac{0,225 \cdot 0,025^3}{12} \cdot \frac{\pi^2}{0,625^2} =$ $= (0,889 + 0,933 + 2,22) \cdot 10^{-3} \text{ MN} = 4,04 \text{ kN}$	
	max P = $\kappa_3 \cdot P_{ki}$	
Versuch-Nr.	max P	κ_3
2	11,0	2,72
3	13,0	3,21
4	14,2	3,51
9	8,4	2,08
	$P_m = 11,7$	2,88

Tabelle 12 (Fortsetzung)

Großversuche		
Öffnungstyp D	$l = 3,24 \text{ m}, \quad l_0 = 1,80 \text{ m}, \quad H = 1,73 \text{ m}$ $H_0 = 0,308 \text{ m}, \quad H_u = 1,42 \text{ m}, \quad b = 0,09 \text{ m}, \quad G = 500 \text{ MN/m}^2$ $P_{ki} = 0,80 \cdot 500 \cdot \frac{0,09^3}{3,24} \cdot \left[\frac{0,308}{1,73} + \frac{1,42}{1,73} \cdot \frac{3,24 \cdot 1,80}{3,24} \right]$ $= (0,0160 + 0,0329) = 0,0489 \text{ MN} = 48,9 \text{ kN}$	
	$\max P = \kappa_2 \cdot P_{ki}$	
Versuch-Nr.	max P	κ_2
2.1	82,5	1,75
2.2	73,0	1,49
2.3	91,9	1,88
3.1	86,1	1,76
3.2	88,0	1,80
3.3	91,8	1,88
	$P_m = 85,6$	1,75
Öffnungstyp T,F	$l_0 = 2,70 \text{ m}, \quad l_i = 0,63 \text{ m}, \quad E_{\perp} = 300 \text{ MN/m}^2$ $H_0 = 0,308 \text{ m}, \quad H_u = 1,42 \text{ m}, \quad b = 0,09 \text{ m}, \quad G = 500 \text{ MN/m}^2$ $P_{ki} = 0,80 \cdot 500 \cdot \frac{0,09^3}{3,24} \cdot \left[\frac{0,308}{1,73} + \frac{1,42}{1,73} \cdot \frac{3,24 \cdot 2,70}{3,24} \right]$ $+ 300 \cdot \frac{0,63 \cdot 0,09^3}{12} \cdot \frac{\pi^2}{1,73^2} =$ $= (0,0160 + 0,0123 + 0,0378) = 0,0661 \text{ MN} = 66,1 \text{ kN}$	
	$\max P = \kappa_3 \cdot P_{ki}$	
Versuch-Nr.	max P	κ_3
4.1	82,4	1,25
4.2	95,6	1,45
4.3	91,8	1,39
	$P_m = 89,9$	1,36

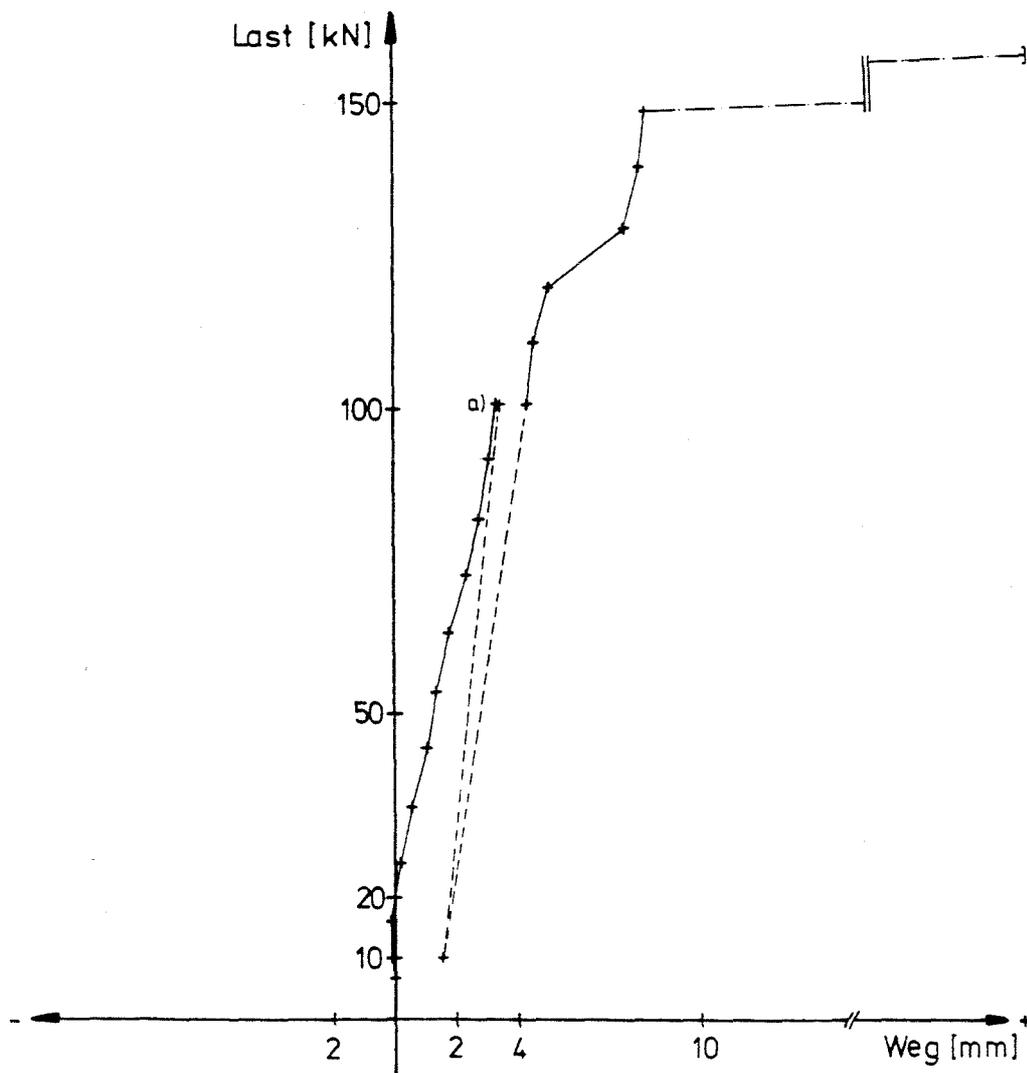
Versuch 1.2
Meßpunkt 3



a) Last 2 min gehalten

Anlage 2. Kraft-Verformungsbeziehungen von Versuch 1.2
am Meßpunkt 3

Versuch 1.3
Meßpunkt 3

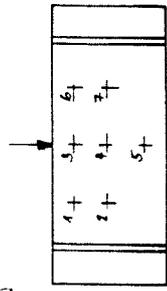


a) Last 2 min gehalten

Anlage 3. Kraft-Verformungsbeziehungen von Versuch 1.3
am Meßpunkt 3

Versuch Nr. 1.1

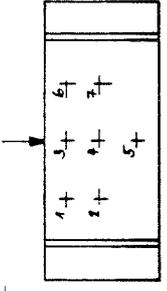
vom: 26.1.89



Last [kN]	[mm]										v	
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10		
675	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2577	0	+011	-017	-015	-015	-018	-018	-018	-018	-018	-018	-
3511	+210	+012	-110	-112	-110	-112	-112	-112	-112	-112	-112	12
5410	+117	+013	-017	-114	-116	-110	-114	-114	-114	-114	-114	-
6315	+115	+013	-015	-114	-119	-113	-115	-115	-115	-115	-115	17
8214	+114	+013	-015	-116	-214	-099	-116	-116	-116	-116	-116	26
		Start	2 min	gehalten								
8214	+114	+013	-015	-116	-214	-099	-116	-116	-116	-116	-116	20
6315	+116	+013	-015	-116	-216	-099	-116	-116	-116	-116	-116	17
4416	+118	+016	-017	-117	-215	-099	-117	-117	-117	-117	-117	15
2517	+217	+110	-116	-119	-212	-116	-117	-117	-117	-117	-117	-
1815	+312	+111	-210	-117	-114	-118	-117	-117	-117	-117	-117	10
5410	+219	+099	-210	-210	-213	-212	-212	-212	-212	-212	-212	-
8214	+217	+097	-118	-210	-218	-211	-211	-211	-211	-211	-211	10
9118	+215	+017	-117	-210	-219	-211	-211	-211	-211	-211	-211	11
10112	+215	+016	-117	-210	-311	-113	-210	-210	-210	-210	-210	-
11017	+214	+016	-116	-210	-312	-210	-210	-210	-210	-210	-210	11
11012	+214	+015	-115	-119	-313	-210	-210	-210	-210	-210	-210	-
12116	+213	+014	-115	-119	-314	-119	-119	-119	-119	-119	-119	-

Versuch Nr. 1.1

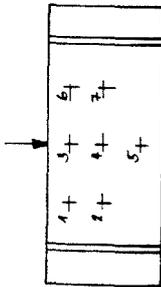
vom: 26.1.89



Last [kN]	[mm]										v	
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10		
1391	+213	+013	-114	-118	-315	-118	-118	-118	-118	-118	-118	25
14815	+212	+011	-112	-117	-315	-118	-118	-118	-118	-118	-118	26
15810	+212	±0	-112	-116	-316	-117	-117	-117	-117	-117	-117	28
16714	+211	-011	-111	-115	-316	-117	-117	-117	-117	-117	-117	29
17619	+210	-013	-099	-113	-316	-115	-115	-115	-115	-115	-115	30
18613	+119	-015	-097	-111	-316	-114	-114	-114	-114	-114	-114	30
19517	+117	-013	-015	-098	-315	-113	-113	-113	-113	-113	-113	-
→	Ericksonung wegen erwarteter Laständerung im Druckflaster											
5410	+412	+114	-217	-214	-315	-216	-216	-216	-216	-216	-216	23
6715	+210	+015	-098	-092	-218	-110	-110	-110	-110	-110	-110	-
10112	-012	+012	+098	-018	-210	+015	+015	+015	+015	+015	+015	20
11015	-111	-014	+112	-094	-219	+016	+016	+016	+016	+016	+016	25
18117	-114	-019	+116	-091	-311	+019	+019	+019	+019	+019	+019	30
25112	-117	-112	+210	+092	-311	+113	+113	+113	+113	+113	+113	31
21116	-210	-114	+216	+094	-311	+117	+117	+117	+117	+117	+117	35
22111	-213	-116	+310	+096	-310	+211	+211	+211	+211	+211	+211	36
23116	-310	-211	-319	+112	-310	+216	+216	+216	+216	+216	+216	36
24310	-318	-217	+510	+113	-218	+312	+312	+312	+312	+312	+312	38
25210		Hochlast										

Versuch Nr. 1.2

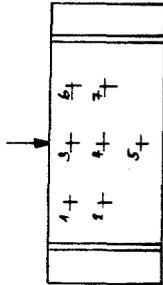
Vom: 10.2.02



Last [kN]	[mm]							v
	1	2	3	4	5	6	7	
675	0	0	0	0	0	0	0	0
112	0	+0,3	0	-0,5	0	0	-0,4	4
257	-0,3	+0,7	+0,5	-0,8	-0,2	+0,2	-0,6	6
351	-0,4	+1,2	+0,6	-1,2	-0,5	+0,3	-1,1	7
446	-0,7	+1,5	+1,1	-1,5	-0,9	+0,6	-1,3	-
540	-1,0	+1,8	+1,6	-1,8	-1,3	+0,9	-1,6	10
635	-1,4	+2,1	+2,1	-2,1	-1,7	+1,4	-1,8	11
729	-2,0	+2,4	+2,7	-2,4	-2,0	+1,3	-2,0	12
824	-2,4	+2,7	+3,3	-2,7	-2,4	+2,4	-2,4	13
918	-2,9	+3,0	+4,1	-3,1	-2,8	+3,1	-2,6	14
1012	-3,6	+3,4	+5,1	-3,6	-3,3	+4,0	-2,9	16
		Last	2 min	gehalten				
1012	-3,6	+3,4	5,1	-3,6	-3,3	+4,0	-2,9	16
1015	-4,7	+3,6	+2,0	-1,6	-1,1	+2,0	-1,5	7
1012	-4,7	+3,6	+6,5	-3,6	-3,5	+5,2	-2,9	16
1107	-6,2	+3,9	+8,4	-3,3	-4,0	+6,9	-3,2	17

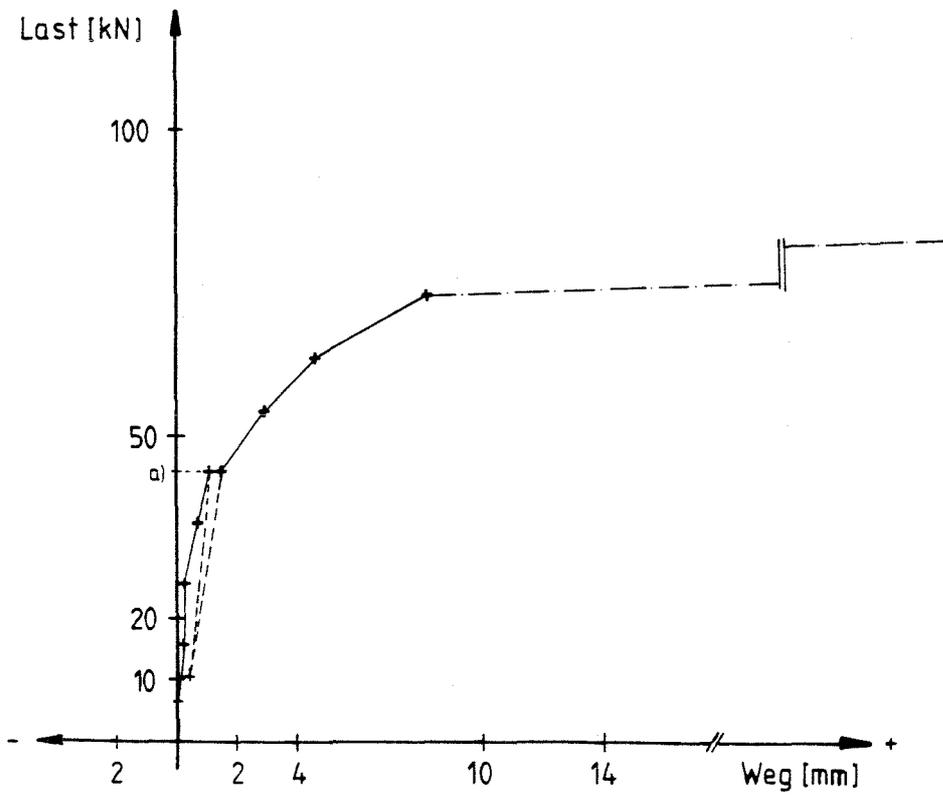
Versuch Nr. 1.2

Vom:



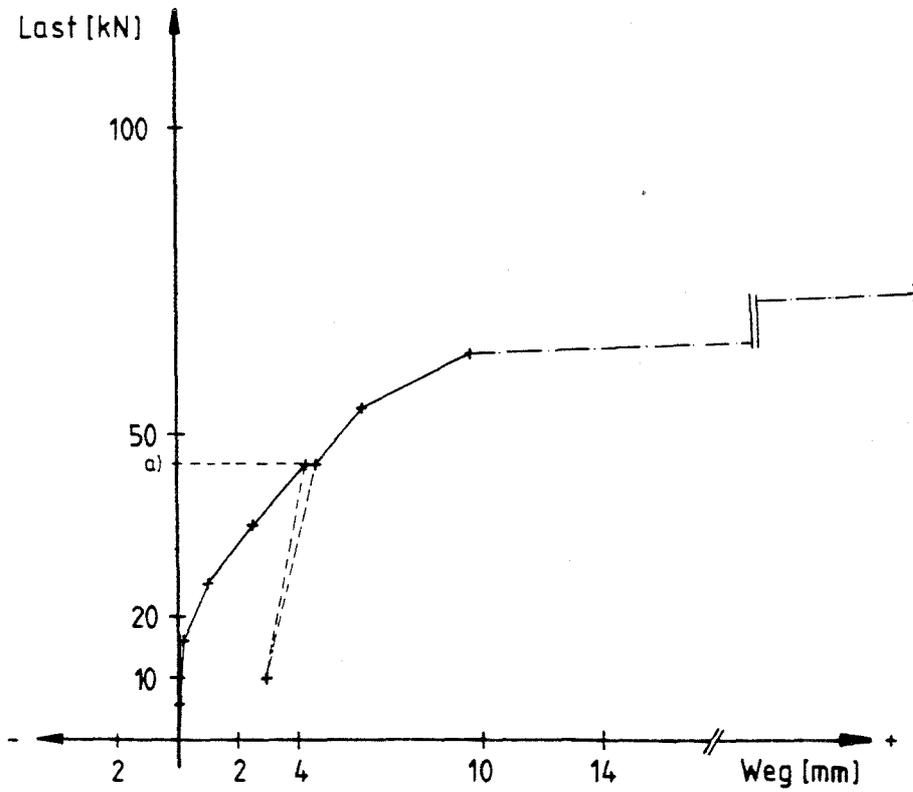
Last [kN]	[mm]							v
	1	2	3	4	5	6	7	
1206	-9,8	+4,4	7,38	-4,2	-4,4	12,4	-1,3	20
1311	-10,5	+4,9	+14,4	-4,4	-5,0	+12,0	-3,5	21
1581,0	-11,7	+4,9	+15,5	-5,0	-5,7	+12,8	-3,9	24
1769	-13,5	+5,0	18,4	-5,1	-6,2	+15,5	-4,0	25
1860		Höchstlast						

Versuch 2.1
Meßpunkt 3



a) Last 2min gehalten

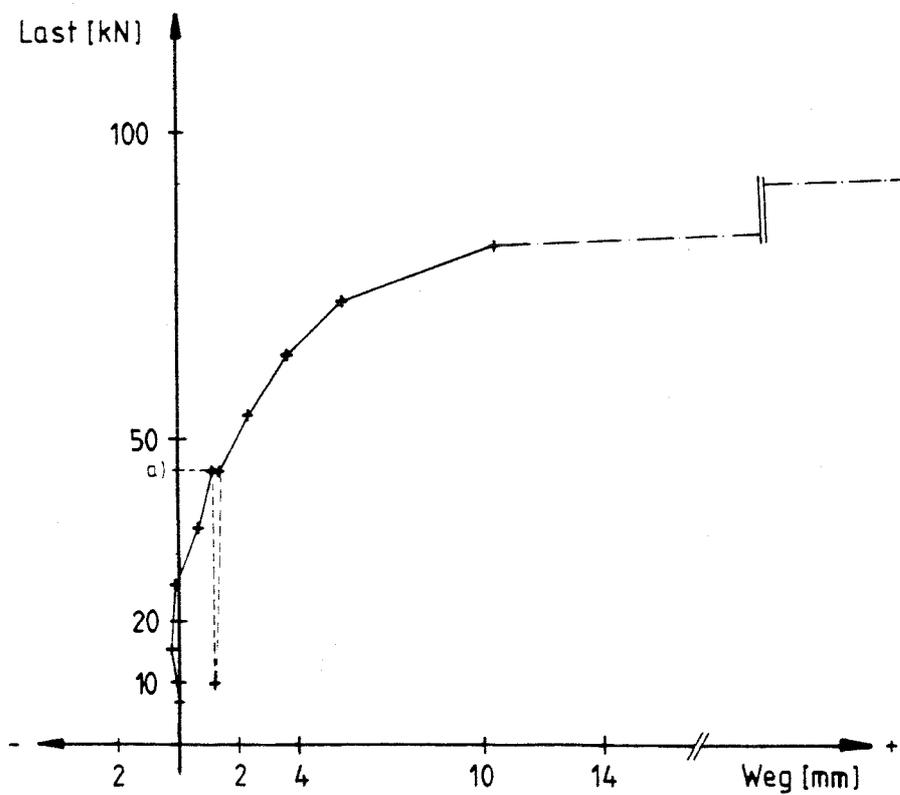
Versuch 2.2
Meßpunkt 3



a) Last 2min gehalten

Anlage 8. Kraft-Verformungsbeziehungen von Versuch 2.2
am Meßpunkt 3

Versuch 2.3
Meßpunkt 3

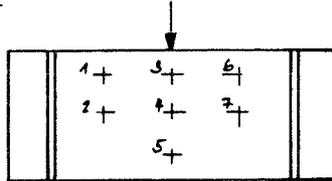


a) Last 2min gehalten

Anlage 9. Kraft-Verformungsbeziehungen von Versuch 2.3
Meßpunkt 3

Versuch Nr. 21

vom: 17.2.80

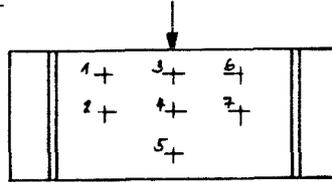


Last	1	2	3	4	5	6	7	v
[kN]	[mm]							
6,75	0	0	0			0		0
13,2	0	+1,6	+0,2			-0,1		5
25,7	-0,2	+2,8	+0,2			+0		10
35,1	-1,0	+3,9	+0,7			+0,6		16
44,6	-1,5	+5,1	+1,1			+1,2		19
		Last 2 min gehalten						
44,6	-1,6	+5,1	+1,1			+1,5		20
10,5	-0,3	+1,3	+0,4			+0,2		7
44,6	-1,8	+4,9	+1,4			+1,5		20
54,0	-3,2	+6,3	+2,8			+2,3		24
63,5	-5,3	+7,3	+4,5			+5,0		28
72,9	-8,0	+10,3	+3,1			+7,1		33
82,5		Höchstlast						

Anlage 10. Meßergebnisse von Versuch 2.1

Versuch Nr. 2.2

vom: 20.2.89

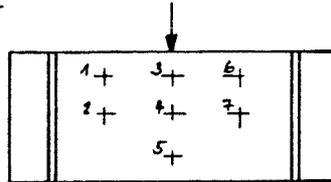


Last	1	2	3	4	5	6	7	v
[kN]	[mm]							
6,75	0	0	0			0		5
16,2	0	1,94	+0,1			-0,1		2
51,7	-0,7	+1,4	+1,0			+0,5		7
35,1	-1,9	+3,2	+2,4			+1,4		11
141,6	-4,0	+5,1	+4,2			+3,4		17
		Last	2 min	gehalten				
44,6	-4,1	+5,3	+4,2			+3,4		17
101,5	-2,6	+1,8	+2,9			+1,9		8
44,6	-4,0	+5,8	+4,4			+3,7		18
54,0	-5,5	+7,9	16,1			+5,0		22
13,5	-8,5	+9,8	+9,7			+9,2		26
73,0		Höchstlast						

Anlage 11. Meßergebnisse von Versuch 2.2

Versuch Nr. 2.3

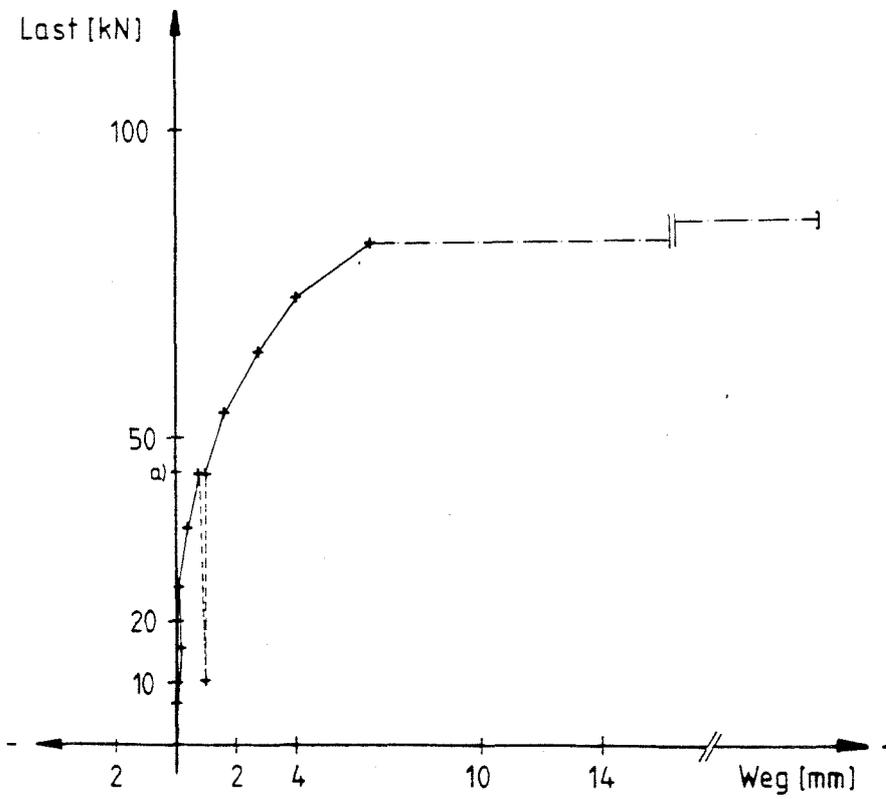
vom: 23.2.89



Last	1	2	3	4	5	6	7	v
[kN]	[mm]							
6,75	5	5	5			5		0
16,2	+0,2	+1,3	-0,2			-0,1		0,6
25,7	-0,2	+2,4	-0,1			+0,2		1,1
35,1	-1,2	+3,4	+0,7			+0,7		1,5
44,6	-1,8	+4,6	+1,2			+1,2		2,0
		Last	2 min	gehalten				
44,6	-1,8	+4,7	+1,2			+1,2		2,1
10,5	-1,6	+2,3	+1,2			+1,1		1,3
44,6	-1,8	+4,7	+1,4			+1,3		2,1
54,0	-2,7	+5,8	+2,2			+2,1		2,4
63,5	-4,0	+6,9	+3,5			+3,3		2,7
72,9	-5,8	+8,5	+5,3			+4,8		3,4
82,4	-10,3	+10,2	+10,3			+9,5		3,8
91,9		Höchstlast						

Anlage 12. Meßergebnisse von Versuch 2.3

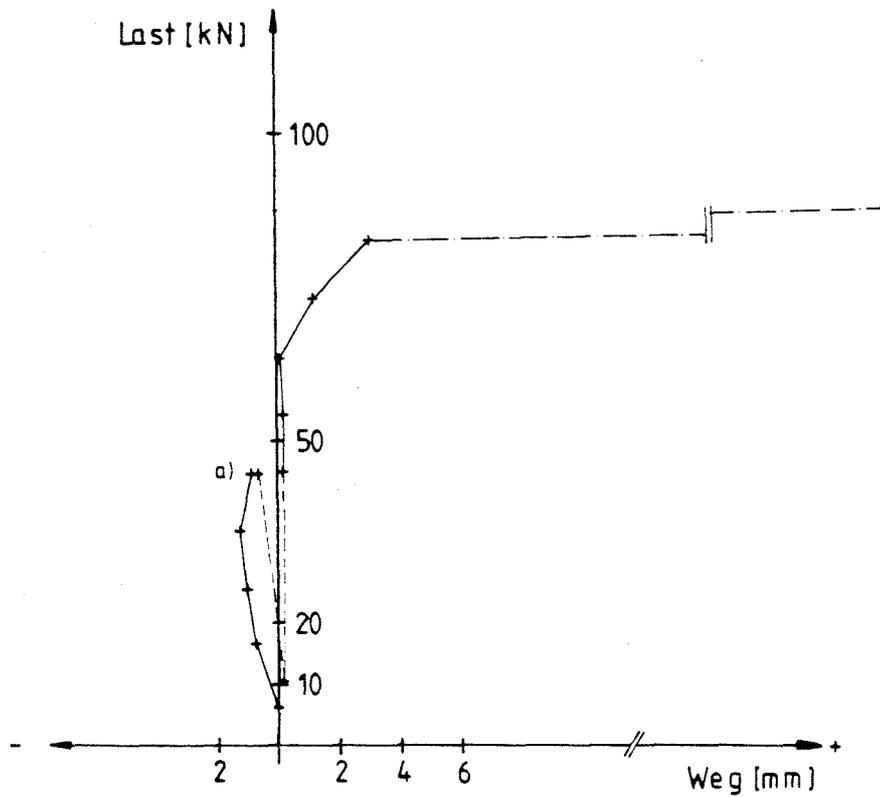
Versuch 3.1
Meßpunkt 3



a) Last 2 min gehalten

Anlage 13. Kraft-Verformungsbeziehungen von Versuch 3.1
am Meßpunkt 3

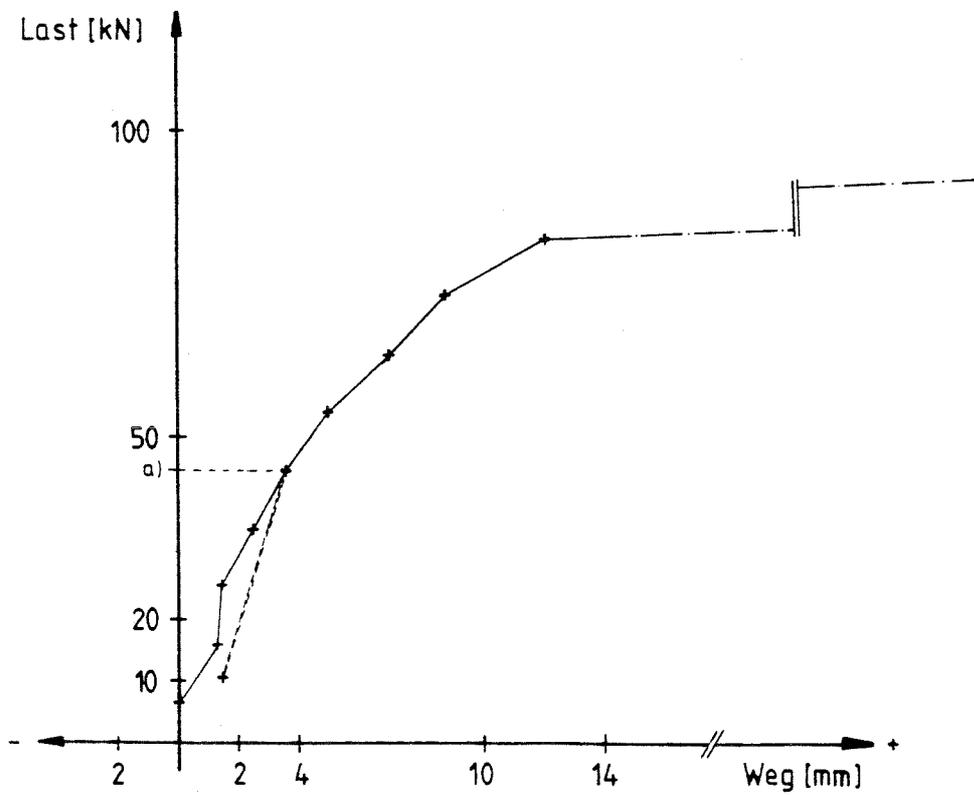
Versuch 3.2
Meßpunkt 3



a) Last 2 min gehalten

Anlage 14. Kraft-Verformungsbeziehungen von Versuch 3.2
am Meßpunkt 3

Versuch 3.3
Meßpunkt 3

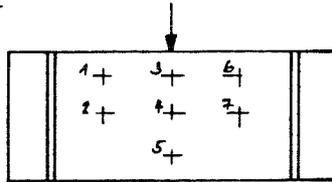


a) Last 2 min gehalten

Anlage 15. Kraft-Verformungsbeziehungen von Versuch 3.3
am Meßpunkt 3

Versuch Nr. 3.1

vom: 21.6.89

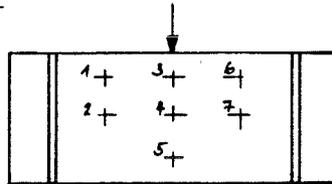


Last	1	2	3	4	5	6	7	v
[kN]	[mm]							
6175	0	0	0			0		
1612	+0,2	-0,2	+0,1			0		
2517	+0,2	-0,9	+0,1			+0,3		
3511	+0,6	-2,2	+0,4			+0,8		
4416	+0,9	-3,4	+0,8			+1,3		
		Last	2 min	gehalten				
4416	+0,9	-3,7	+0,8			+1,3		
1015	+0,8	-1,5	+1,0			+1,2		
4416	+1,1	-3,6	+1,0			+1,4		
5410	+1,6	-4,7	+1,5			+2,1		
6315	+2,4	-5,6	+2,6			+3,3		
7219	+3,7	-7,0	+3,9			+4,8		
8214	+5,9	-8,5	+6,3			+7,3		
8611		Höchstlast						

Anlage 16. Meßergebnisse von Versuch 3.1

Versuch Nr. 3.2

vom: 29.6.89

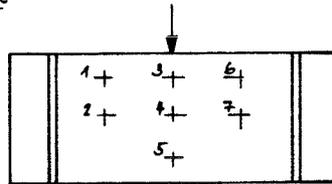


Last	1	2	3	4	5	6	7	v
[kN]	[mm]							
0,75	0	0	0			0		0
1,62	-0,2	-0,3	-0,7			-0,2		3
2,57	-0,6	-1,4	-1,0			-0,3		10
3,51	-0,6	-2,8	-1,2			-0,3		15
4,46	-0,3	-4,3	-0,8			0		18
		Last 2 min		gehalten				
4,46	+0,2	-4,8	-0,6			+0,3		20
10,15	+0,8	-1,9	+0,2			+0,5		13
4,46	+0,9	-4,6	+0,2			+0,8		20
5,40	+0,9	-6,2	+0,2			+0,9		23
6,35	+0,9	-7,5	+0,1			+0,9		27
7,29	+2,1	-9,0	+1,2			+2,0		31
8,24	+3,6	-10,7	+3,0			+3,7		36
8,80		Höchstlast						

Anlage 17. Meßergebnisse von Versuch 3.2

Versuch Nr. 33

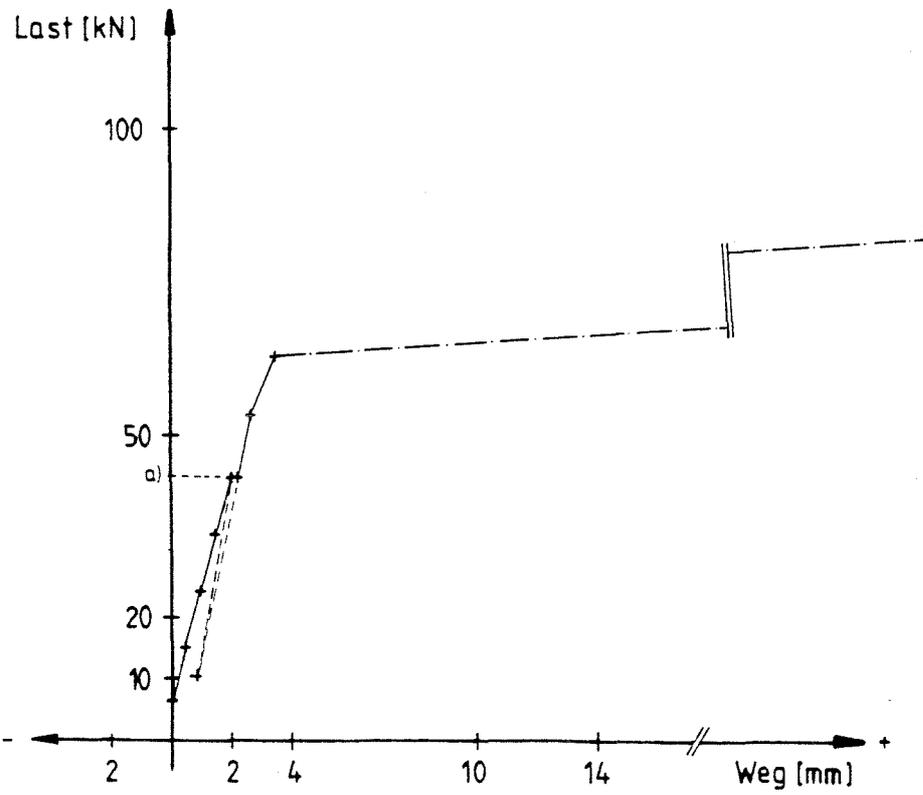
vom: 19.7.89



Last	1	2	3	4	5	6	7	v
[kN]	[mm]							
6075	0	0	0			5		0
1612	+0,9	+0,2	+1,4			+1,2		3
2517	+1,1	-0,5	+1,5			+1,3		8
3511	+2,1	-1,2	+2,5			+2,2		12
4416	+3,1	-2,1	+3,6			+3,1		15
		Last 2 min		gehalten				
4416	+3,1	-2,6	+3,6			+3,2		16
1015	+1,6	-1,1	+1,5			+1,3		9
44,6	+3,2	-2,6	+3,6			+3,2		17
5410	+4,3	-3,5	+5,0			+4,3		20
6315	+6,0	-4,4	+7,0			+6,1		23
7219	+7,6	-5,6	+8,8			+7,3		27
8214	+10,3	-7,2	+12,1			+11,3		28
9118		Höchst last						

Anlage 18. Meßergebnisse von Versuch 3.3

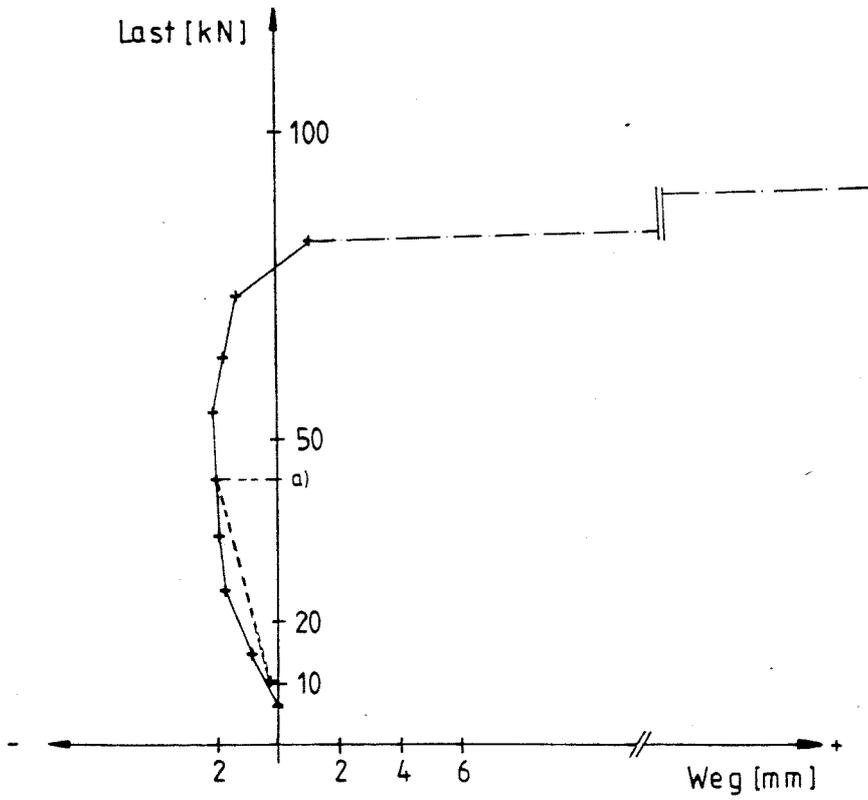
Versuch 4.1
Meßpunkt 3



a) Last 2min gehalten

Anlage 19. Kraft-Verformungsbeziehungen von Versuch 4.1
am Meßpunkt 3

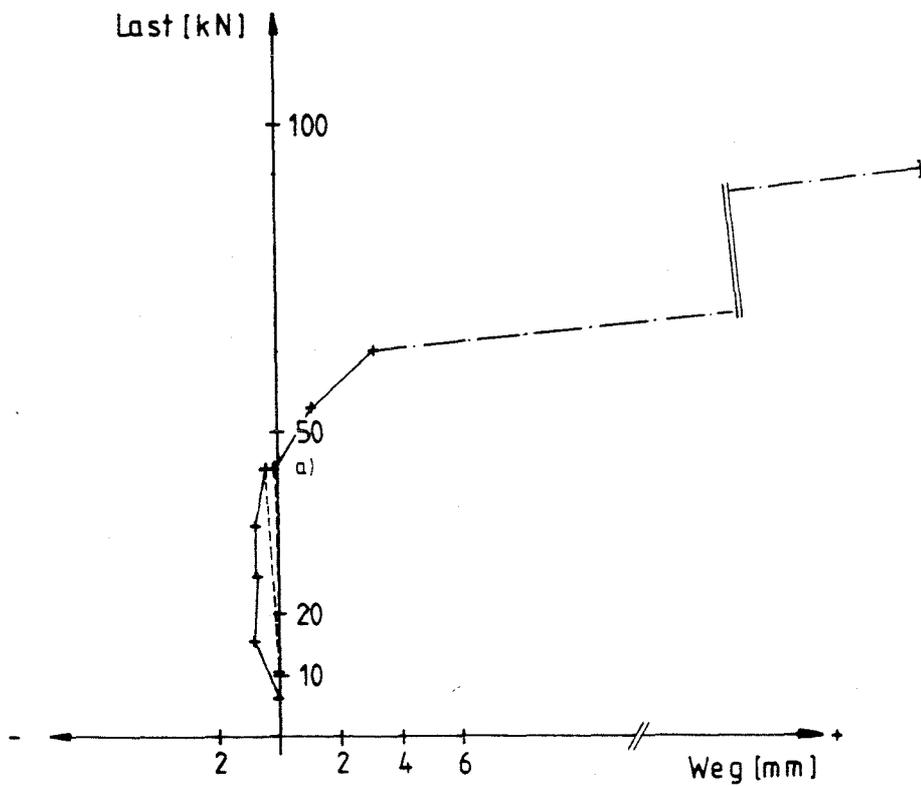
Versuch 4.2
Meßpunkt 3



a) Last 2 min gehalten

Anlage 20. Kraft-Verformungsbeziehungen von Versuch 4.2
am Meßpunkt 3

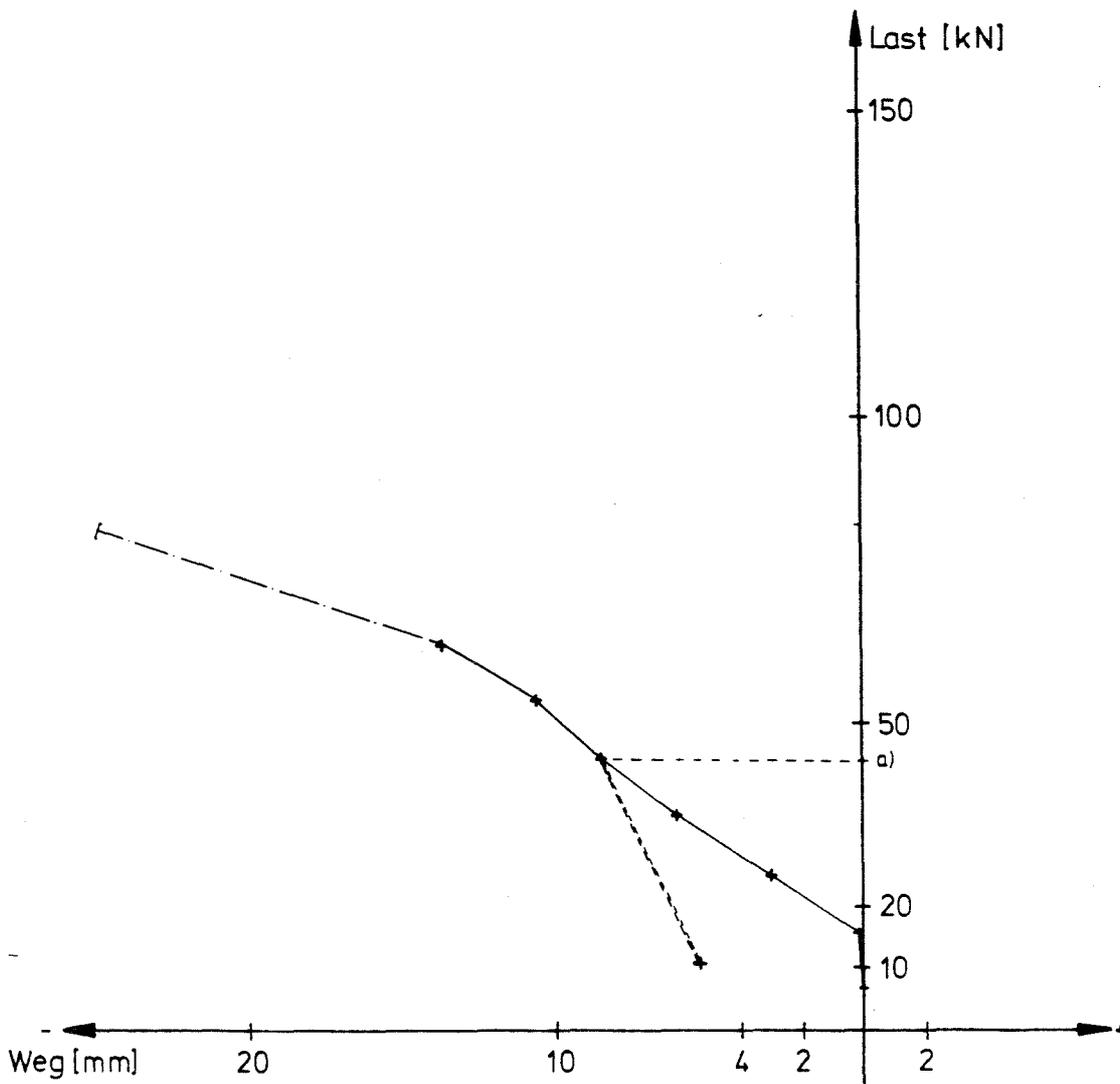
Versuch 4.3
Meßpunkt 3



a) Last 2 min gehalten

Anlage 21. Kraft-Verformungsbeziehungen von Versuch 4.3
am Meßpunkt 3

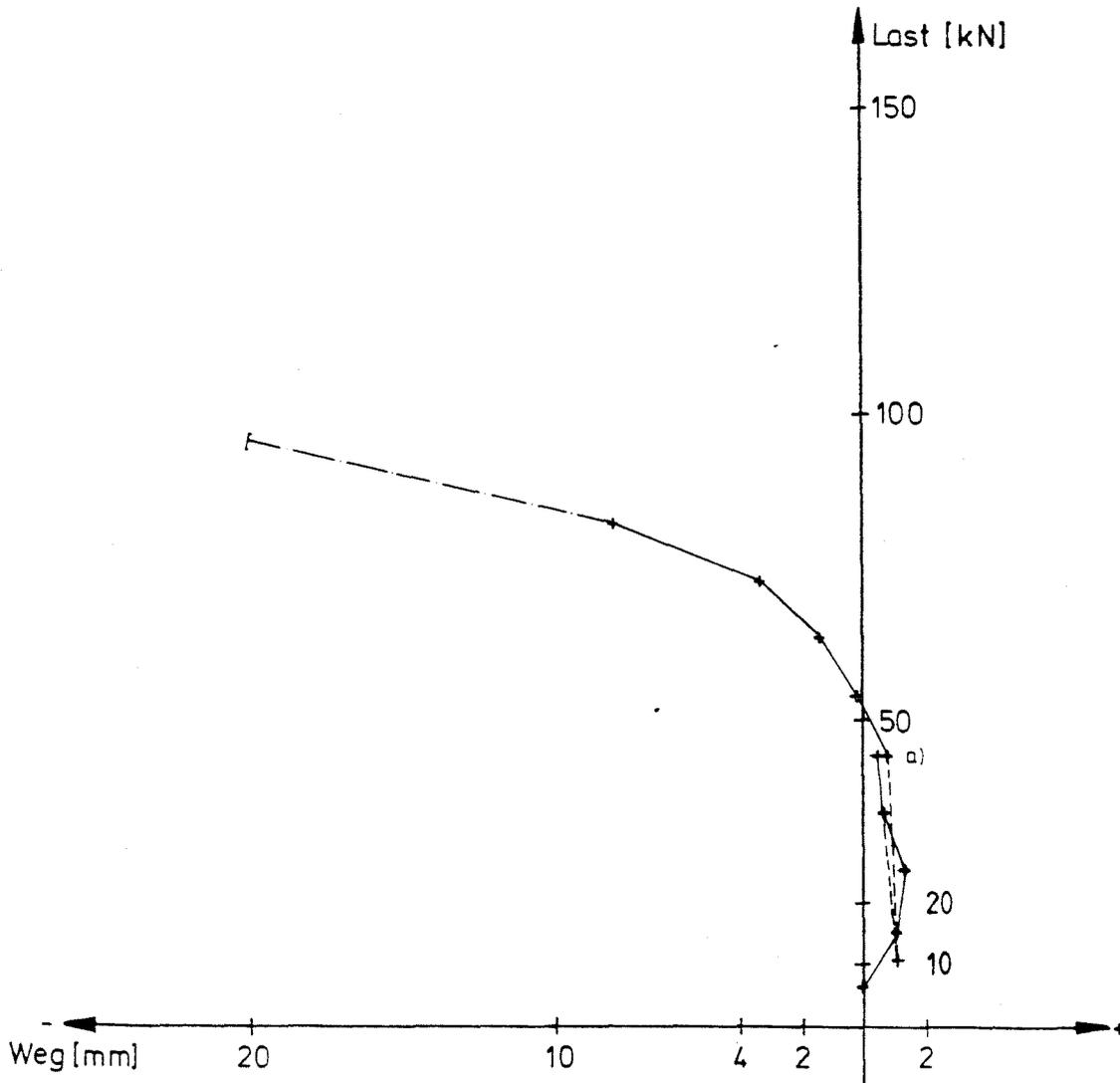
Versuch 4.1
Meßpunkt 4



a) Last 2 min gehalten

Anlage 22. Kraft-Verformungsbeziehungen von Versuch 4.1
am Meßpunkt 4

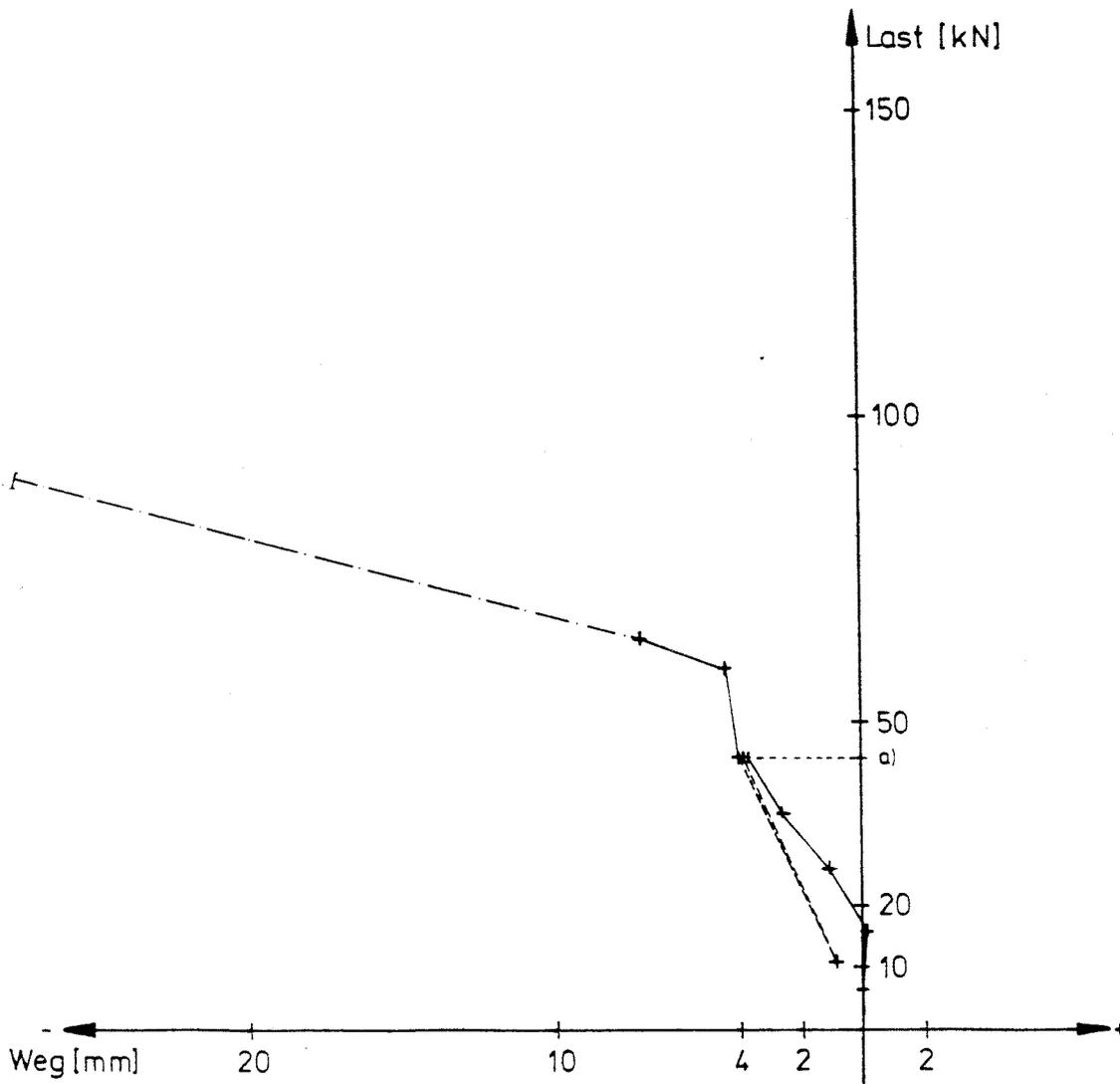
Versuch 4.2
Meßpunkt 4



a) Last 2 min gehalten

Anlage 23. Kraft-Verformungsbeziehungen von Versuch 4.2
am Meßpunkt 4

Versuch 4.3
Meßpunkt 4

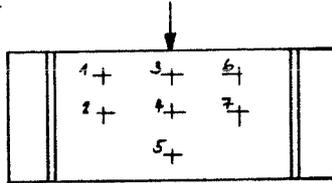


a) Last 2 min gehalten

Anlage 24. Kraft-Verformungsbeziehungen von Versuch 4.3
am Meßpunkt 4

Versuch Nr. 4.1

vom: 17.10.89

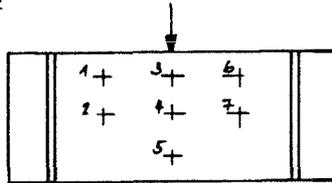


Last	1	2	3	4	5	6	7	v
[kN]	[mm]							
0,75	0		0	5	0	0	0	0
16,20	+0,3		+0,5	-0,1	-0,1	+0,4	+0,1	4
25,7	+0,7		+1,1	-0,0	+0,2	+0,9	+0,5	7
35,1	+1,1		+1,5	-0,1	-0,3	+1,4	-0,2	11
44,6	+1,7		+2,0	-0,5	-1,7	+2,0	-0,2	13
		Last	2 min	gehalten				
44,0	+1,7		+2,0	-0,5	-1,7	+2,0	-0,2	13
10,5	+0,4		+0,8	-0,3	-0,1	+0,3	5	8
44,6	+1,0		+2,2	-0,5	-1,8	+2,0	-0,2	13
54,0	+2,0		+2,6	-10,6	-3,8	+2,4	-0,7	16
63,5	+2,0		+3,4	-13,7	-7,7	+3,1	-1,6	18
22,4		Höchst last						

Anlage 25. Meßergebnisse von Versuch 4.1

Versuch Nr. 4.2

vom: 24.10.99

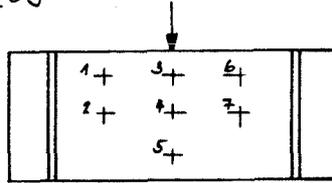


Last	1	2	3	4	5	6	7	v
[kN]	[mm]							
675	0		0	0	0	0		0
1612	+0,8		-0,9	+1,1	+1,3	-0,7		-
2517	+1,4		-1,6	+1,3	+2,5	-1,1		10
3511	+1,6		-1,9	+0,7	+3,4	-1,4		15
4416	+1,0		-2,0	+0,5	+3,9	-1,4		15
		Last	2 min	gehalten				
4416	+1,7		-2,0	+0,5	+3,9	-1,4		16
1015	+0,7		-0,4	+1,1	+2,5	-0,2		10
4416	+1,8		-2,0	+0,8	+3,9	-1,5		15
5410	+1,8		-2,1	-0,2	+4,0	-1,5		17
6315	+1,6		-1,8	-1,4	+3,6	-1,2		20
7219	+1,1		-1,4	-3,3	+2,7	-0,7		21
8214	-0,9		+1,0	-8,1	+0,2	+1,9		-
9516		Höchstlast						

Anlage 26. Meßergebnisse von Versuch 4.2

Versuch Nr. 4.3

vom: 27.10.89



Last	1	2	3	4	5	6	7	v
[kN]	[mm]							
6,75	0		0	0	0	0		5
16,2	+0,6		-0,7	+0,1	0	-0,4		10
25,7	+0,5		-0,6	-1,0	+0,3	-0,4		13
35,1	+0,5		-0,6	-2,5	0	-0,3		16
44,6	+0,1		-0,4	-3,7	-0,6	+0,1		18
		Laast	2min	gehalten				
44,6	0		-0,4	-3,8	-0,6	+0,2		18
10,5	+0,2		0	-0,8	+1,0	+0,2		13
44,6	+0,2		-0,1	-3,9	-0,7	-0,1		18
54,0	-1,0		+1,2	-4,3	-1,9	+1,2		21
83,5	-2,7		+3,2	-7,1	-7,4	+2,8		23
91,8		Höchst last						

Anlage 27. Meßergebnisse von Versuch 4.3

Carrying of vertical loads by walls of log houses

—short report —

from

Bodo Heimeshoff un Rupert Kneidl

**Lehrstuhl für Baukonstruktion und Holzbau
Technical University of Munich
o.Prof. Dr.—Ing. Bodo Heimeshoff
1990**

The load-carrying behavior of walls of log houses has been investigated both experimentally and theoretically. Experiments have been performed for a scale model wall with a scale factor of 1:4 (19 test specimens) and for a quasi full-scale model wall with a scale factor 1:1.4 (12 test specimens). Walls with and without openings (doors, windows) were tested.

The experimental results are as follows:

- The shape of groove and tongue for the carrying capacity for vertical loads is of minor influence.
- A reduction of the distance of the cogging increases the bearing capacity.
- If the point of application of vertical load is a sliding and pivoting bearing the carrying capacity is very small.
- Failure of the load bearing wall occurs at a certain vertical load level through increasing horizontal deformation of the load application area.
- These walls are capable of bearing vertical loads - which are usually applied on block houses - without any horizontal bracing if certain restrictions with respect to the extension of the wall in the area of the corner cogging and lower limits for the size of the top log are not violated.
- The wall of a log house with openings shows sufficient bearing capacity only if the log is glued to the lower log.

Theoretical investigation of the bearing capacity showed that critical, applicable loads can be estimated reliable with a simple mechanical model, if certain limiting conditions are fulfilled. The calculated loads are conservative compared to the limiting loads obtained from the above mentioned tests. Therefore no correction factor has to be applied for the numerical calculations with the simple mechanical model.