

Langzeitversuche an Stahlbetonstützen

Autor(en): **Ramu, Peter**

Objektyp: **Article**

Zeitschrift: **Schweizerische Bauzeitung**

Band (Jahr): **86 (1968)**

Heft 13

PDF erstellt am: **17.04.2024**

Persistenter Link: <https://doi.org/10.5169/seals-70010>

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Inhalten der Zeitschriften. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern.

Die auf der Plattform e-periodica veröffentlichten Dokumente stehen für nicht-kommerzielle Zwecke in Lehre und Forschung sowie für die private Nutzung frei zur Verfügung. Einzelne Dateien oder Ausdrucke aus diesem Angebot können zusammen mit diesen Nutzungsbedingungen und den korrekten Herkunftsbezeichnungen weitergegeben werden.

Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. Die systematische Speicherung von Teilen des elektronischen Angebots auf anderen Servern bedarf ebenfalls des schriftlichen Einverständnisses der Rechteinhaber.

Haftungsausschluss

Alle Angaben erfolgen ohne Gewähr für Vollständigkeit oder Richtigkeit. Es wird keine Haftung übernommen für Schäden durch die Verwendung von Informationen aus diesem Online-Angebot oder durch das Fehlen von Informationen. Dies gilt auch für Inhalte Dritter, die über dieses Angebot zugänglich sind.

den. Im *Konsortium* übernimmt im Prinzip ebenfalls der Architekt die Führungsaufgabe. Das entwickelte Bausystem ist jedoch in bezug auf die gewählten Bauteile nur einläufig. Der Architekt entwickelt eine industrialisierte Bauweise in Zusammenarbeit mit einer Gruppe von sich ergänzenden Baufirmen. In einem Preiskatalog werden alle Preise der Konstruktionselemente festgelegt, so dass für den Kostenvoranschlag die Preise mit geringem

Zeitaufwand und vollständig erfasst werden können. Im Falle einer Ausführung schliessen sich die wichtigsten Partner, z. B. der Architekt, der Ingenieur und die wichtigsten Bauunternehmungen, zu einer einfachen Gesellschaft zusammen, die die Ausführung des Baues übernimmt.

Der Stahlbau besitzt heute alle technologischen Grundlagen zur Industrialisierung und ist in der Lage, sich in jede der drei vorher skizzierten Formen des in-

dustrialisierten Bauens einzugliedern. Die Zukunft der Industrialisierung im Bauwesen wird aber vor allem von der Entwicklung und Kristallisation der neuen Organisationsformen und der Festlegung der Mass- und Funktionsnormen abhängig sein.

Adresse der Verfasser: *Stanislaw Bryl*, dipl. Ing., AGH/SIA, und *Werner Geilinger*, dipl. Ing. SIA, Geilinger & Co., 8400 Winterthur, Werkstrasse 20.

Langzeitversuche an Stahlbetonstützen

Von **P. Ramu**, dipl. Bau-Ing. ETH, Zürich

Vortrag an der Studientagung der FGBH vom 17./18. Nov. 1967 in Lausanne

DK 624.075.23:624.012.4.001.4

1. Einleitung

Die ständige Qualitätsverbesserung unserer Baustoffe verleitet im Stahlbetonbau zur Konstruktion von immer kühneren Tragwerken. Parallel zu dieser Entwicklung wird versucht, das wirkliche Tragverhalten solcher Stahlbetontragwerke besser zu erkennen und bestehende Berechnungsmethoden zu verbessern oder neu zu finden. In diesem Zusammenhang gab auch das Verhalten von Stahlbetonstützen unter achsialer, exzentrisch angreifender Dauerlast in den letzten Jahren Anlass zu einer Reihe theoretischer und experimenteller Untersuchungen ([1] bis [5]).

Auch am Institut für Baustatik an der ETH wurde vor einigen Jahren unter der Leitung von Prof. Dr. B. Thürlimann begonnen, das Problem des Verformungs- und Tragverhaltens von Stahlbetonstützen unter exzentrisch angreifenden Dauerlasten zu untersuchen. Die finanzielle Unterstützung dieser Arbeiten hat die Stiftung des Schweiz. Nationalfonds für wissenschaftliche Forschung übernommen. Dem Stiftungsrat sei dafür herzlich gedankt.

2. Problemstellung

Bild 1 zeigt eine Gegenüberstellung der Berechnung der Schnittkräfte und Verformungen eines statisch bestimmt gelagerten Biegebalkens ohne und mit achsialer Belastung.

Im Falle eines Biegebalkens ohne achsiale Belastung dürfen die Gleichgewichtsbedingungen für die Ermittlung der Schnittkräfte am nicht deformierten System formuliert werden, weil eine wesentliche Voraussetzung der elementaren Biegetheorie erfüllt ist: Nämlich die, dass die Wirkung einer am System angreifenden äusseren Belastung durch die entstehende Verformung nicht verändert wird (Bild 1a).

Diese Voraussetzung ist beim Biegebalken mit achsialer Belastung nicht mehr erfüllt (Bild 1b):

- Am nicht deformierten System verursacht die Achsiallast P nur eine Normalkraftbeanspruchung des Balkens.
- Am deformierten System hingegen verursacht die Achsiallast P eine Normalkraft und zusätzlich noch eine Biegebeanspruchung des Balkens.

Die elementare Biegetheorie darf also grundsätzlich bei der Ermittlung der Schnittkräfte an einem Biegebalken mit achsialer Belastung nicht angewendet werden.

Die Gleichgewichtsbedingungen müssen somit am deformierten System formuliert werden. Dabei geht die Verformung y als Unbekannte in die Gleichung für die Schnittkraft M ein, Bild 1b, Gl. (1). Um das Problem zu lösen, ist es notwendig, eine weitere Beziehung zwischen Beanspruchung und Verformung einzuführen. Besteht der Balken aus dem Hookschen Idealwerkstoff (Bild 1d), dann bietet dies keine Schwierigkeiten: Die zweite Ableitung der Biegelinie y darf dann mit genügender Genauigkeit gleich dem negativen Quotienten aus dem Biegemoment M und der Steifigkeit EI gesetzt werden, Bild 1b, Gl. (2). Die Auflösung der Differentialgleichung, die man durch Einsetzen von Gl. (1) in Gl. (2) erhält, führt zu einer wesentlichen Erkenntnis (Bild 1c):

Die Auslenkung y an einer Stelle x des Balkens nimmt nicht proportional zur Steigerung der Achsiallast P zu, sondern progressiv. Immerhin kann jeder Achsiallast $P < P_E$ eine eindeutige Verformung y zugeordnet werden. Damit ist auch die Beanspruchung des Balkens gegeben. Das Verformungs- und Tragverhalten eines elastischen Balkens, der durch ein Biegemoment und eine Achsiallast beansprucht wird, ist somit ein Spannungsproblem 2. Ordnung. Seine Lösung ist einfach.

Besteht der Balken jedoch nicht aus dem Hookschen Idealwerkstoff, sondern aus einem solchen mit ideal elastisch-plastischer Charakteristik (Bild 1d), dann bereitet die Lösung des Problems schon einige Mühe. Es kann keine so einfache Beziehung zwischen Verformung und Beanspruchung mehr hergeleitet werden, wie dies beim ideal elastischen Balken der Fall ist, Gl. (2). Trotzdem kann man zu einer grundsätzlichen Erkenntnis gelangen:

Es existiert eine kritische Last $P_{krit} < P_E$, bei der die volle Plastifizierung eines Querschnittes erreicht wird. In diesem Zustand verursacht dann die kleinste Störung den Bruch des Systems (Bild 1c). Das Verformungs- und Tragverhalten eines Balkens aus ideal elastisch-plastischem Material ist somit ein Stabilitätsproblem. Im allgemeinen lässt sich keine geschlossene Lösung mehr angeben.

Der Stahlbeton, aus dem die mit einer exzentrisch angreifenden Dauerlast beanspruchten Stützen bestehen, verhält sich weder ideal-elastisch noch ideal elastisch-

plastisch. Sein Formänderungsverhalten ist vielmehr äusserst komplex. Die Ursachen sind folgende:

- Die heute verwendeten Armierungsstähle weisen sehr unterschiedliche Spannungs-Dehnungscharakteristiken auf (Bild 2). Zum Teil verhalten sie sich beinahe elastisch-plastisch, während andere stark von dieser Idealisierung abweichen.
- Das Spannungs-Dehnungsverhalten des Betons ist sehr stark abhängig von der Dehngeschwindigkeit und dem Erhaltungszustand. Der Faktor Zeit spielt eine grosse Rolle (Bild 3).
- Die Festigkeit des Betons nimmt im Laufe der Zeit zu (Bild 4).
- Ein nicht belasteter Beton schwindet während des Erhärtungsprozesses. Ein belasteter Beton erfährt je nach Belastungsalter und Zusammensetzung meist ganz erhebliche Kriechverformungen (Bild 5).

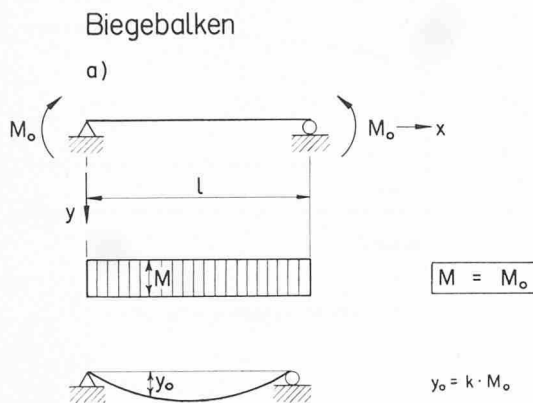
Diese wesentlichsten Eigenschaften der beiden Werkstoffe, aus denen eine Stahlbetonstütze aufgebaut ist, bestimmen miteinander das Verformungs- und Tragverhalten einer solchen Stütze. Die uns geläufigen Berechnungsmethoden können nur unvollständig über das wirkliche Verformungs- und Tragverhalten einer Stahlbetonstütze Auskunft geben. Aber sie können immerhin einen wichtigen Grundgedanken vermitteln:

Es muss versucht werden, einen Zusammenhang zwischen der Beanspruchung und der Verformung eines jeden Querschnittes der Stahlbetonstütze zu finden. Gelingt dies, dann bedarf es im Prinzip nur noch einer geschickten Rechenoperation, um das Verformungs- und Tragverhalten einer exzentrisch mit einer Dauerlast belasteten Stahlbetonstütze zu ermitteln.

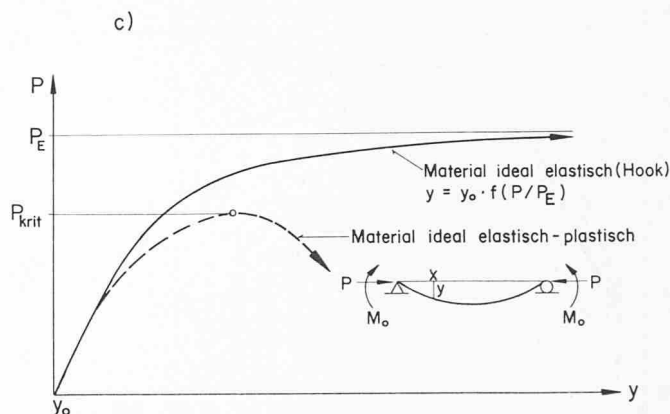
3. Planung der Dauerversuche

Welche Parameter hauptsächlich für den gesuchten Zusammenhang zwischen Beanspruchung und Verformung eines Stahlbetonquerschnittes von Bedeutung sind, soll an einigen anschaulichen Überlegungen aufgezeigt werden. Diese waren auch begleitend für die Planung von Dauerversuchen an Stahlbetonstützen.

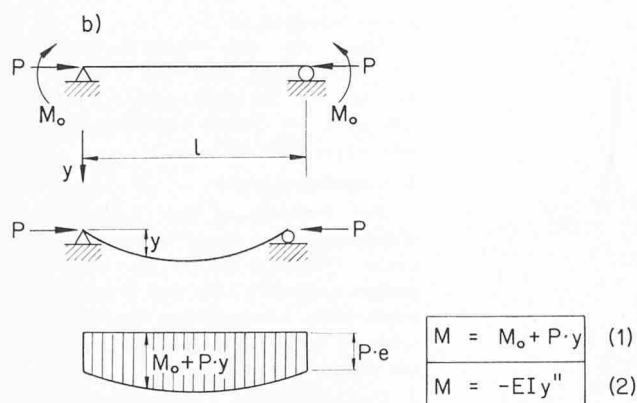
Aus einer eben erst belasteten Stahlbetonstütze denkt man sich ein kleines Stück herausgeschnitten (Bild 6). An seinen Schnittufern greifen ein Biegemoment $M = P(e + y)$ und eine Normalkraft P an. Als Folge



Belastungs-Verformungsdiagramm



Biegebalken mit Axiallast



Werkstoffcharakteristik

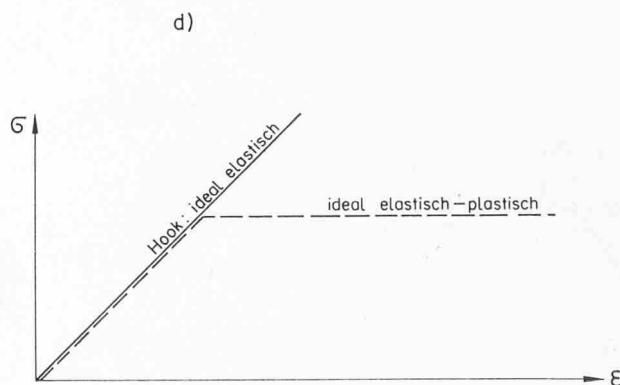


Bild 1. Schnittkräfte und Verformungen eines statisch bestimmt gelagerten Biegebalkens ohne und mit axialer Belastung

davon entsteht eine Verkürzung und Verkrümmung φ_0 des Elementes, die initiale Verformung des Elementes. Nun denkt man sich den Verbund zwischen Armierungseisen und Beton gelöst. Der Beton beginnt zu kriechen, und zwar etwa proportional zur Spannungsverteilung. Neben einer weiteren Verkürzung entsteht dadurch auch eine stärkere Verkrümmung φ_1 . Dieser fiktive Zustand ist natürlich nicht möglich, weil ja die Eiseneinlagen über die Schnittfläche herausragen würden. Um dem abzuweichen, denkt man sich an den Eisen angreifende Druckkräfte D_e und D_e' und steigert diese so lange, bis sich die Enden wieder auf dem Niveau der Schnittfläche des Betons befinden. Diese

fiktiven Druckkräfte D_e und D_e' müssen wieder zum Verschwinden gebracht werden. Das ist möglich, indem jetzt der Verbund wiederhergestellt wird und man diese Druckkräfte mit umgekehrten Vorzeichen auf den Verbundquerschnitt wirken lässt. Damit entsteht eine rückläufige Verformung, die in ihrem Endzustand zwischen der initialen und der fiktiven Verformung liegt.

Aus der prinzipiellen Arbeitsweise dieses Gedankenmodells können die folgenden wesentlichen Parameter herausgearbeitet werden:

1. Betonfestigkeit

Die Grösse der initialen Verformung φ_0 ist von der Betonfestigkeit abhängig.

2. Betonkriechen

Durch das Betonkriechen wird eine zusätzliche Verkrümmung des Stützelementes und damit eine Vergrößerung der initialen Stützensauslenkung verursacht.

3. Belastungsalter

Je früher eine Stütze belastet wird, desto grösser wird die zusätzliche Verformung einer Stütze infolge Kriechen sein.

4. Armierung

Durch Variieren des Armierungsquerschnittes kann die Kriechverformung gesteuert werden. So wird eine Verstärkung der Druckarmierung eine Annäherung von φ_2 an φ_0 bewirken.

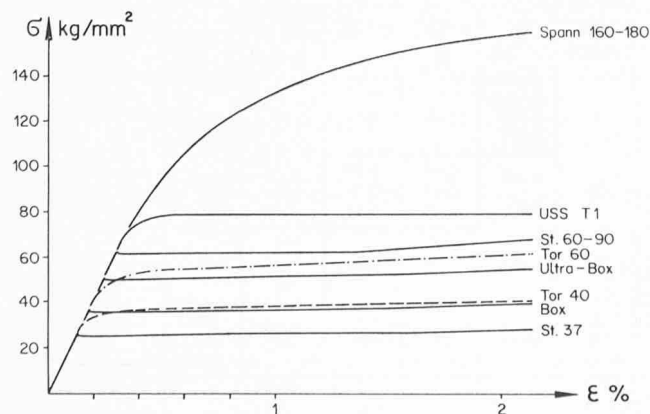


Bild 2. Spannungs-Dehnungs-Diagramme verschiedener Stahlsorten [6]

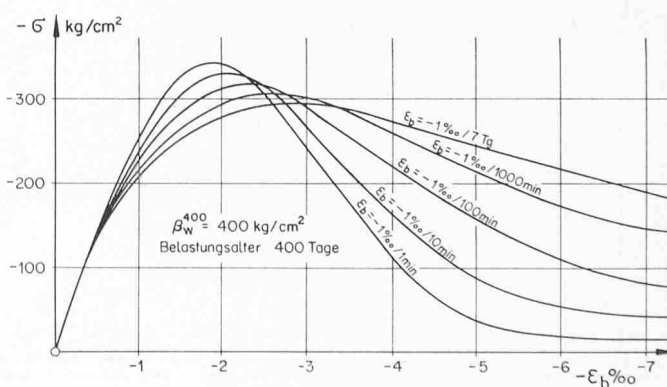


Bild 3. Spannungs-Dehnungs-Diagramm eines Betonprobekörpers in Abhängigkeit der Dehngeschwindigkeit [7]

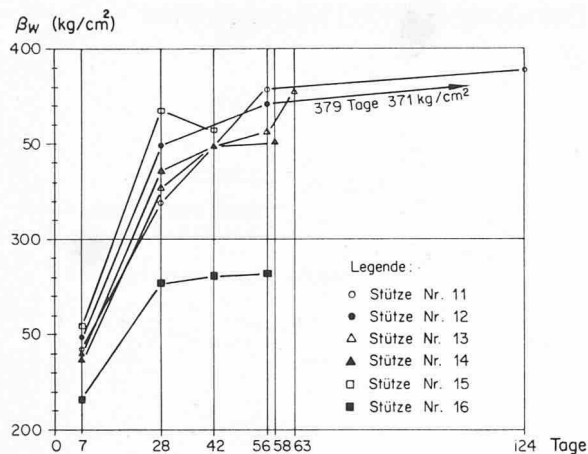


Bild 4. Entwicklung der Würfel Festigkeit des Betons

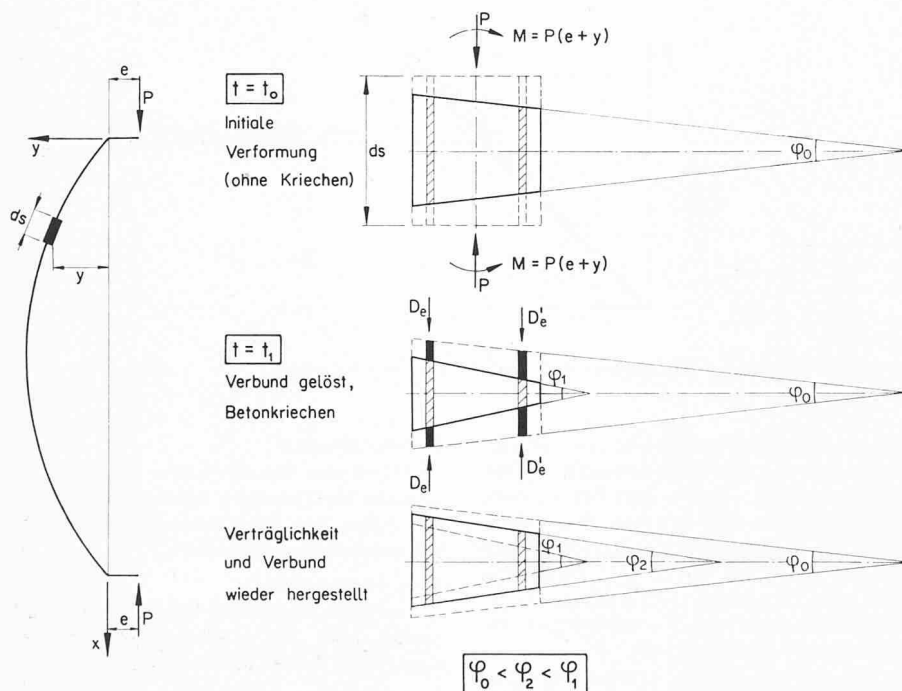


Bild 6. Verhalten einer Stahlbetonstütze unter exzentrisch angreifender Dauerlast

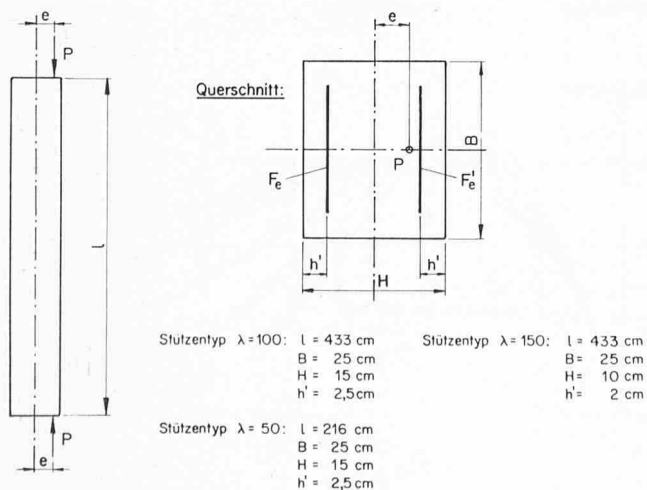


Bild 7. Versuchsprogramm und Abmessungen der Versuchsstützen

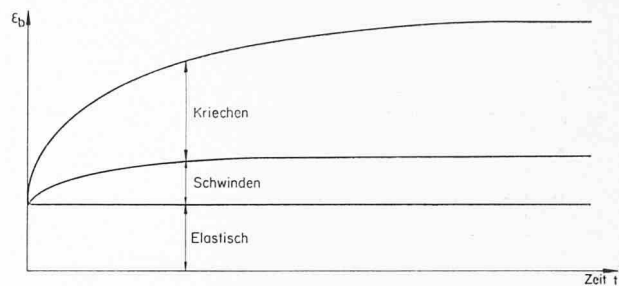


Bild 5. Verformungen des Betons

Indirekt kann weiter gefolgert werden:

5. Schlankheit

An ungleich schlanken Stützen haben gleiche Kriechverformungen am Stützelement stark unterschiedliche Folgen.

6. Lastexzentrizität

Das Trag- und Verformungsverhalten einer Stütze hängt wesentlich vom Verhältnis M/P ab, weil die Verformung des Elementes sehr stark von diesem Verhältnis beeinflusst wird (Rissebildung).

4. Versuchsprogramm

Zur Erforschung des Verhaltens von Stahlbetonstützen unter exzentrisch angreifender Dauerlast wurde ein Versuchsprogramm aufgestellt, das den grundsätzlichen qualitativen Überlegungen des letzten Abschnittes Rechnung trägt (Bild 7). Es wurden vier Parameter variiert:

1. Das Verhältnis Lastexzentrizität e zu Querschnittshöhe H .
2. Die Armierungsgehalte μ und μ' .
3. Das Belastungsalter t_0 .
4. Die Schlankheit λ der Stütze.

Nicht variiert wurde die Betonqualität (Betonfestigkeit) und das Raumklima, das ja bekanntlich die Langzeitverformung von Beton auch beeinflusst. — Die Konstruktion der Versuchsstützen geht aus den Bildern 7 und 8 hervor.

5. Durchführung der Dauerversuche

Bild 9 zeigt die Versuchsanlage, mit der die Dauerversuche durchgeführt wurden. Die EMPA gab uns 1964 Gelegenheit, diese am Institut für Baustatik, Abt. Massivbau ent-

Ver- suchs- Gruppe	Variationsparameter					Fixparameter	
	e/H	$\mu = \frac{F_e}{BH}$ %	$\mu' = \frac{F'_e}{BH}$ %	Belastungs- alter t_0 (Tage)	$\lambda = \frac{L}{H\sqrt{12}}$	β_w^{28}	w/z
1	0 0,033 0,100 0,250 1,000	0,84	0,84	28	100	300 kg/cm ²	0,65
2	0,033 0,25	0,84 0,84 2,15	0,84 0,15 2,15	28	100		
3	0,033	0,84	0,84	14 28 56	100		
4	0,033	0,84	0,84	28	50 100 150		

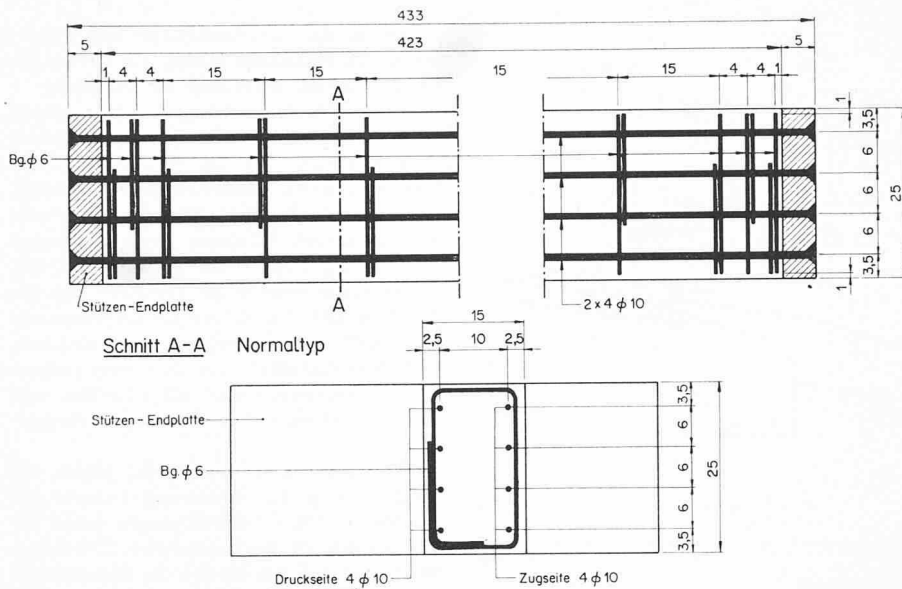


Bild 8. Konstruktionsplan der Versuchsstützen

wickelte Anlage [8] im klimatisierten Holzprüfhaus zu montieren und dort die Versuche durchzuführen. Für dieses Entgegenkommen sei an dieser Stelle der EMPA und insbesondere Prof. H. Kühne, dem Vorsteher der Holzprüfabteilung, bestens gedankt.

Aus Bild 9 geht hervor, dass mit der Versuchsanlage gleichzeitig fünf Stützen von unterschiedlicher Schlankheit geprüft werden können. Die erzeugbaren Dauerlasten betragen bis zu 90 t.

Die Versuchsstützen wurden bei allen Versuchen gelenkig gelagert (Bild 10). Die Linienkipplager sind an den Jochen des Spannrahmens fest montiert. Die Dauerlast kann damit auf einfache Art mit der gewünschten Exzentrizität über die stählernen Stützenendplatten in die Versuchsstütze eingeleitet werden.

6. Versuchsergebnisse

Die folgenden Versuchsergebnisse sollen die Bedeutung einiger einflussreicher Parameter dokumentieren.

Der Einfluss des Belastungsalters t_0 auf die Stützenverformung geht aus dem Auslenkungs-Zeit-Diagramm im Bild 11 hervor. Auf der Ordinate sind die Auslenkungen w_0 in der Stützenmitte und auf der Abszisse die Belastungsdauer aufgetragen. Drei gleiche Stützen sind im Alter von 16, 28 und 56 Tagen mit einer gleich grossen Dauerlast von $P = 44$ t belastet worden. Als Parameter ist also nur das Belastungsalter t_0 variiert worden. Man stellt fest:

- Zuerst starke, dann kleinere und gleichmässige, durch das Betonkriechen verursachte Zunahme der Stützensauslenkung bei der jungen Stütze (S. 54). Nach gut drei Wochen tritt eine anhaltende Beschleunigung der Stützenverformung ein und die Stütze erreicht den Bruchzustand.
- Wesentlich gemächlichere Verformung der «mittelterlichen» (S 51) und alten Stützen (S 62). Beide Stützen wiesen aber bei Abbruch des Dauerversuches nach $3\frac{1}{2}$ und 5 Monaten in der Stützenmitte Auslenkungen auf, die grösser waren als diejenigen der jungen Stütze, als diese den Bruchzustand erreichte. Trotzdem sind beide Stützen nicht gebrochen, obwohl bei

der Stütze S 62 nach 34 Tagen die Dauerlast noch erhöht worden ist. Der Grund dürfte folgender sein: Die Festigkeitsentwicklung des Betons hat offenbar die ungünstigen Auswirkungen des Betonkriechens ausgeglichen.

Wie ausserordentlich stark die Stützenverformung vom Armierungsgehalt abhängig ist, geht aus dem Auslenkungs-Zeit-Diagramm im Bild 12 hervor. Als Parameter ist der Armierungsgehalt μ und μ' variiert worden. Die Dauerlast von 44 t wurde bei allen drei Stützen 28 Tage nach dem Betonieren eingebracht. Man stellt fest:

- Die Stütze S 55 mit einer Druckarmierung von nur 0,15% und einer Zugarmierung von 0,84% brach schon nach knapp zwei Tagen Lastdauer.
- Die Stütze S 54, die eine Zug- und Druckarmierung von je 0,84% aufwies, verformte sich langsamer, erreichte aber doch den Bruchzustand nach gut drei Wochen Lastdauer.
- Bei der Stütze S 64 mit einer sehr starken Zug- und Druckarmierung von je 2,15% hingegen stabilisierten sich die Verformungen.

Je nach Verhältnis Biegemoment M zu Normalkraft P ist ein sehr unterschiedliches Verformungsverhalten des Stützelementes und der Stütze als Ganzes festzustellen. Bild 13 zeigt die Gegenüberstellung der Rissbilder von zwei Stützen. Die Stütze links im Bild ist mit einer grossen Achsiallast gedrückt und einem kleinen Biegemoment verbogen worden. Die Stütze rechts im Bild dagegen ist mit einer kleinen Achsiallast und einem grossen Biegemoment beansprucht worden. Beide Stützen haben den Bruchzustand erreicht.

Bei der Stütze mit grosser Achsiallast stellt man wenige, sehr grosse Risse in der Bruchzone, dann aber rasches Abnehmen der Rissweiten fest. Bei der Stütze mit kleiner Achsiallast stellt man mehrere grosse Risse im Bereiche der Bruchzone und nur langsames Abnehmen der Rissweite fest.

Die Druckseiten der gleichen Stützen sind im Bild 14 dargestellt. Bei der Stütze mit grosser Achsiallast ist die Betondruckzone in einem kleinen Bereich schalenartig abge-

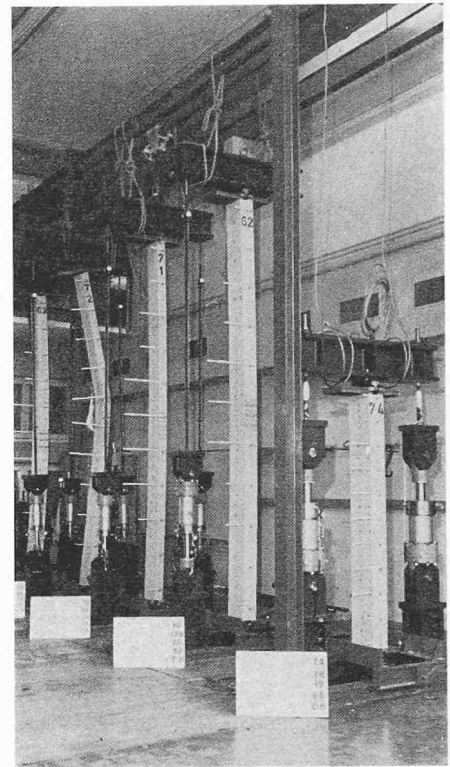
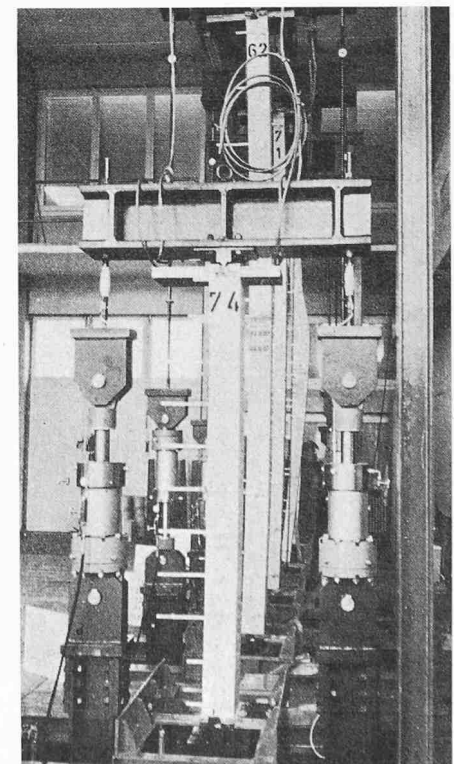


Bild 9. Versuchsanlage zur Prüfung von Stützen unter exzentrisch angreifender Dauerlast

sprengt worden. Bei der Stütze mit kleiner Achsiallast aber grossem Biegemoment sieht man eine weitere Zerstörungszone des Betons auf der Druckseite, aber kein Absprengen.

Es ist denkbar, dass bei der Stütze mit grosser Achsiallast das Absprengen der Druckzone und damit die Einleitung des Bruches durch ein Ausknicken der Druckarmierung verursacht worden ist. Bild 15 zeigt die ausgeknickte Druckarmierung. Die Frage liegt nahe, ob durch eine engere Ver-

Bild 10. Lagerung der Versuchsstützen



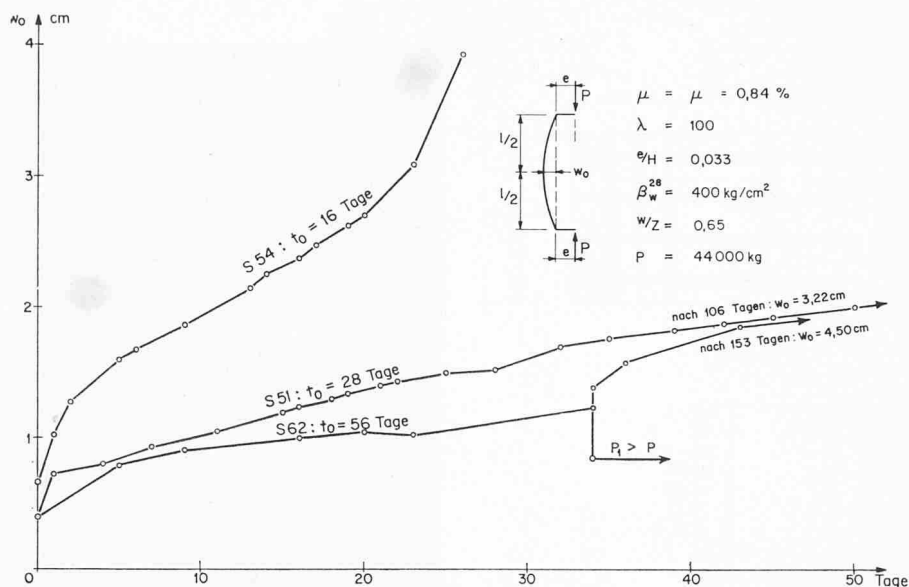


Bild 11. Einfluss des Belastungsalters auf die Stützenverformung

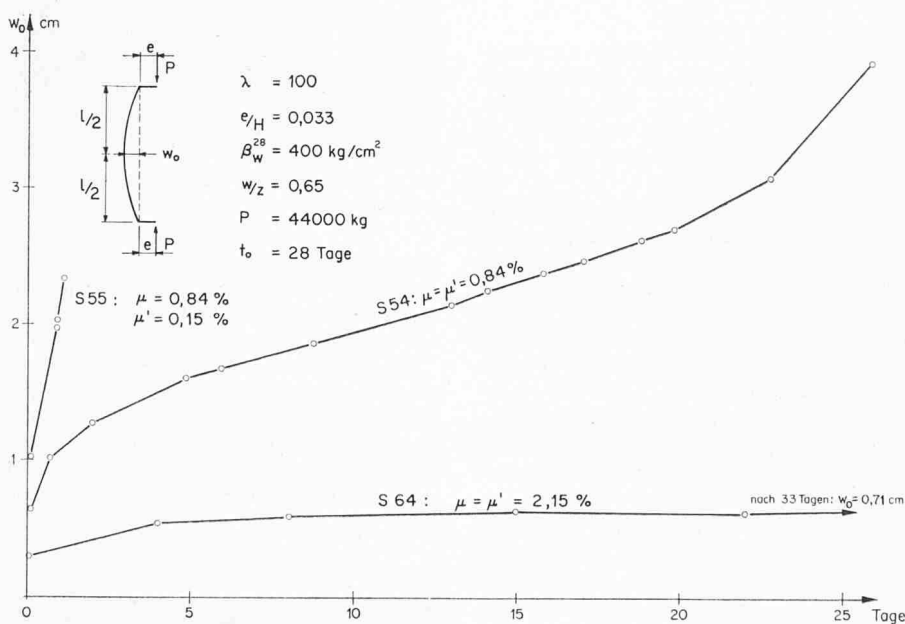


Bild 12. Einfluss des Armierungsgehaltes auf die Stützenverformung

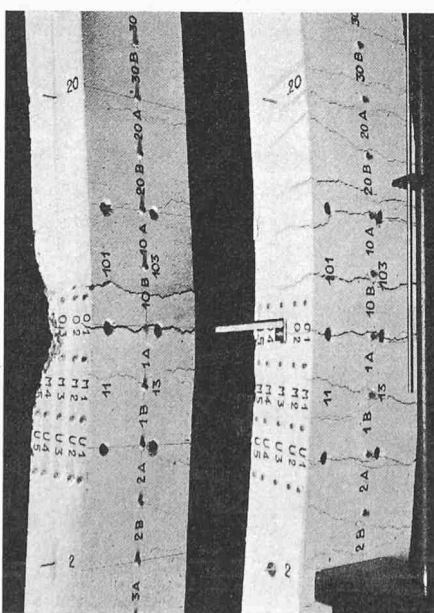


Bild 13. Rissebilder von zwei unterschiedlich beanspruchten Versuchsstützen

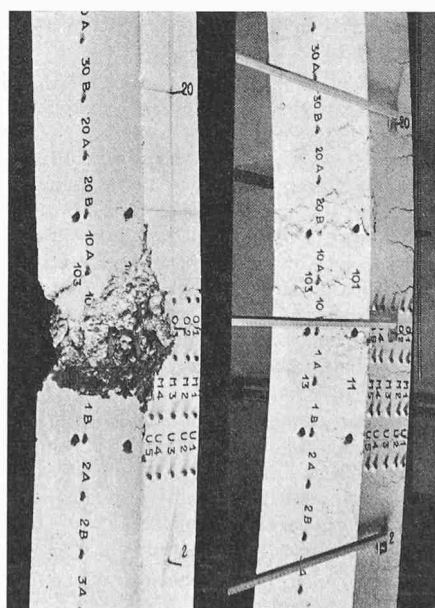


Bild 14. Bruchbilder von zwei unterschiedlich beanspruchten Versuchsstützen

bügelung, die das Ausknicken der Druckarmierung verhindern würde, die Grösse der Dauerbruchlast beeinflusst werden kann.

Auch im Krümmungsverhalten derart unterschiedlich belasteter Stützen kommt zum Ausdruck, wie die Verformung eines Stahlbetonquerschnittes vom Verhältnis Biegemoment zu Achsiallast abhängig ist. Wieder für die beiden extremen Beanspruchungsarten ist im Bild 16 der gemessene Krümmungsverlauf entlang der Versuchsstütze unmittelbar nach Aufbringen der Dauerlast und unmittelbar vor Erreichen des Bruchzustandes aufgetragen. An den ausgeprägten Krümmungsspitzen lässt sich erkennen, welche Messstrecken von Rissen durchzogen sind.

Man stellt fest, dass bei der Stütze, die durch eine grosse Achsiallast beansprucht worden ist, die Formänderungen gegen die Stützenmitte zu stark zunehmen. Die Rissbildung ist auf den Bereich der Stützenmitte beschränkt. Bei der Stütze mit kleiner Achsiallast verteilen sich die Formänderungen und Risse auf die ganze Stützenlänge recht gleichmässig.

Entsprechend verschieden verlaufen die Auslenkungen der beiden Versuchsstützen (Bild 17). Die konzentrierte Formänderung im Bereiche der Stützenmitte bei der Stütze mit grosser Achsiallast kommt deutlich zum Ausdruck.

7. Vergleich von Versuchsergebnissen mit Resultaten des SIA-Normenentwurfes 1966

Es sei mit Nachdruck darauf hingewiesen, dass die Zielsetzung der SIA-Normen und der Versuche nicht die selbe ist. Bei der Interpretation eines Vergleiches von Versuchsergebnissen mit «SIA-Normenlasten» muss dies berücksichtigt werden [9].

Im Bild 18 ist die Achsiallast P auf der Abszisse und das Stützenendmoment $M = P \cdot e$ auf der Ordinate aufgetragen. Auf Strahlen, die verschiedenen Verhältnissen Lastexzentrizität e zu Querschnittshöhe H entsprechen, sind für einen bestimmten Stützentyp Versuchsergebnisse eingetragen. Die leeren Kreise entsprechen Lastkombinationen, bei denen die Stütze nach drei und mehr

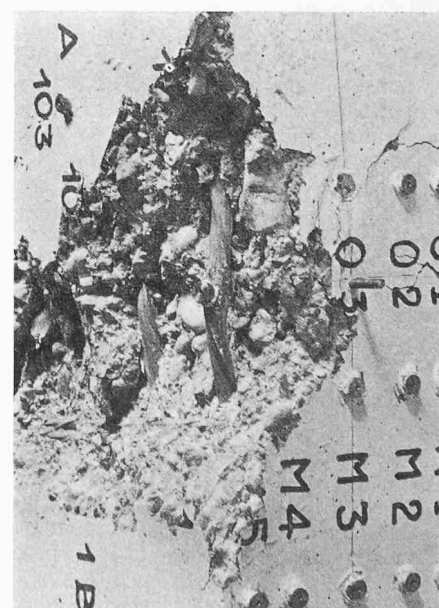


Bild 15. Ausgeknickte Druckarmierung einer Versuchsstütze

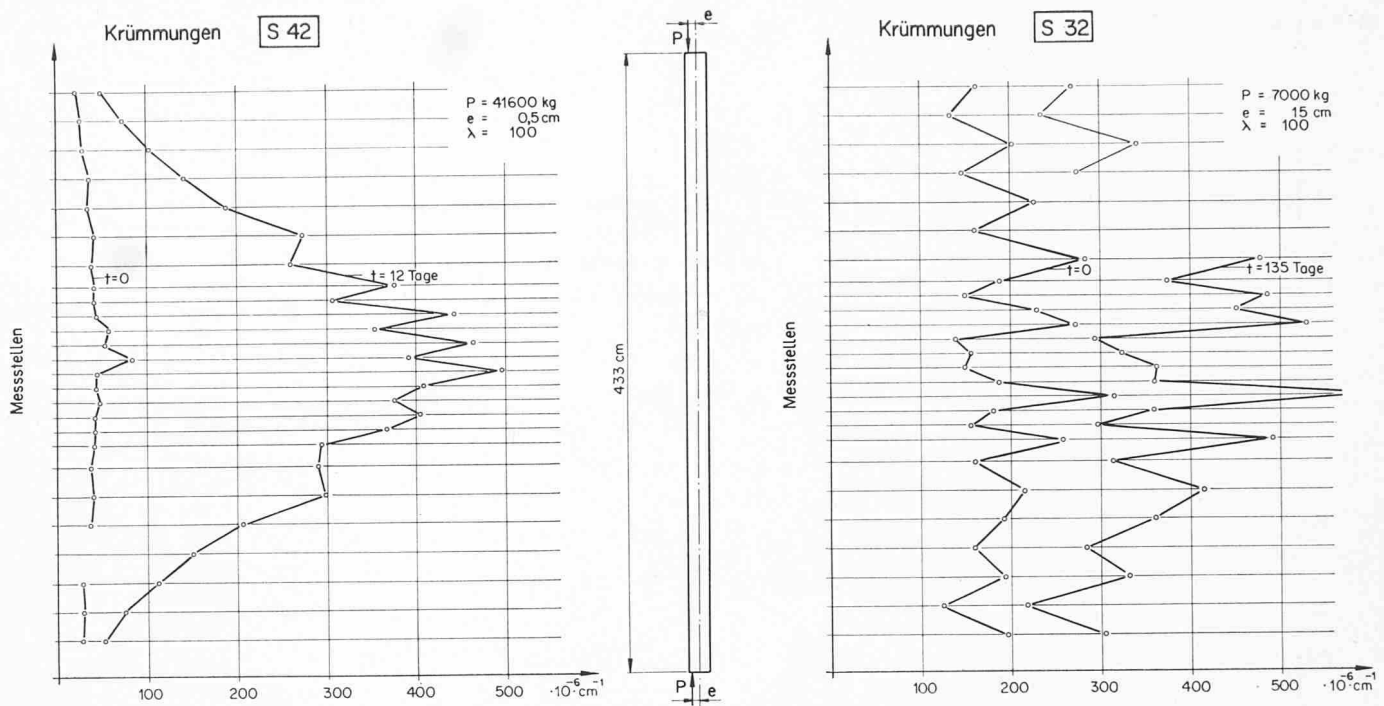


Bild 16. Krümmungsverlauf längs zweier Versuchsstützen

Monaten Belastungsdauer den Bruchzustand nicht erreichte. Die ausgefüllten Kreise entsprechen Lastkombinationen, die die Stütze innerhalb drei Monaten Lastdauer zum Bruch brachten. (Diese Grenze von drei Monaten ist festgelegt worden, weil bis zu diesem Zeitpunkt die wesentlichen Kriechverformungen stattgefunden haben.) Damit kann eine «Drei-Monate-Bruchlinie» angegeben werden. Sie ermöglicht es, für jedes Verhältnis e/H zwischen 0 und 1,0 diejenige Dauerbelastung herauszulesen, die diesen Stützentyp nach etwa drei Monaten zum Bruch zu bringen vermag.

Im Normenentwurf wird ein Verhältnis $\alpha = \text{Dauerlast } N_g \text{ zu Höchstlast } N$ definiert.

Zum Vergleich sind in Bild 18 für ein $\alpha = 1$ die zulässigen Lastkombinationen eingetragen. Gerne neigt man nun dazu, einen Sicherheitsvergleich zu machen, indem man einfach die Versuchslast P (Bruch nach drei Monaten) mit der zulässigen SIA-Normenlast P zu 1 (SIA 1966, Entwurf) vergleicht. Als Ergebnis würde man die Darstellung im Bild 19 erhalten und würde mit Missbehagen feststellen, dass bei einem Verhältnis von $e/H = 0,1$ eine Sicherheit gegen Bruch im Falle der reinen Dauerlastbeanspruchung von nur etwa 1,6 vorhanden wäre.

Dieser Sicherheitsvergleich entspricht jedoch nicht der Sicherheitsanschauung, wie sie der neuen Norm zugrunde liegt. Diese

kann wie folgt charakterisiert werden (Bild 20a). Eine Stütze erfährt im Laufe der Zeit viele Lastwechsel. Einmal oder auch öfters kann die vorgesehene Höchstlast N erreicht werden. Eine durchschnittliche Dauerlast N_g wirkt aber ständig auf die Stütze und verursacht an dieser Kriechverformungen.

Der Grundgedanke im Normenentwurf ist nun folgender: Man multipliziert die durchschnittliche Dauerlast N_g mit 1,3 und bestimmt damit die Verformung der Stütze unter Berücksichtigung des Kriechens. Ist dieser Verformungszustand erreicht, dann soll die Stütze noch in der Lage sein, eine Last zu tragen, die gleich dem 1,8 fachen Wert der Höchstlast N ist.

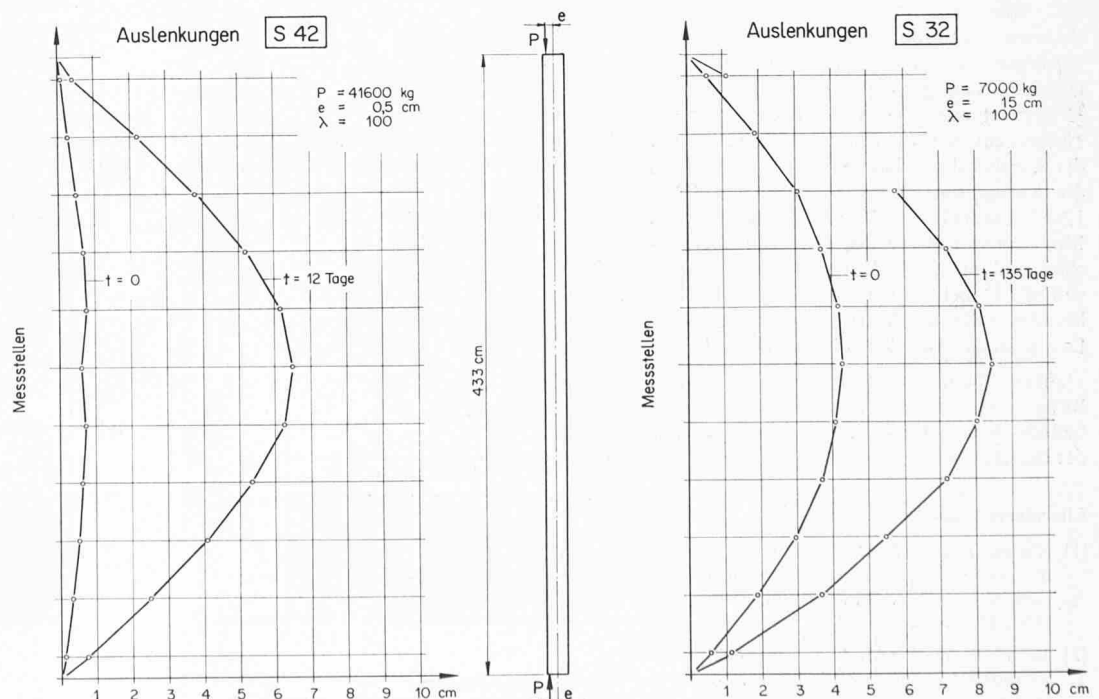


Bild 17. Verlauf der Auslenkungen der zwei Versuchsstützen

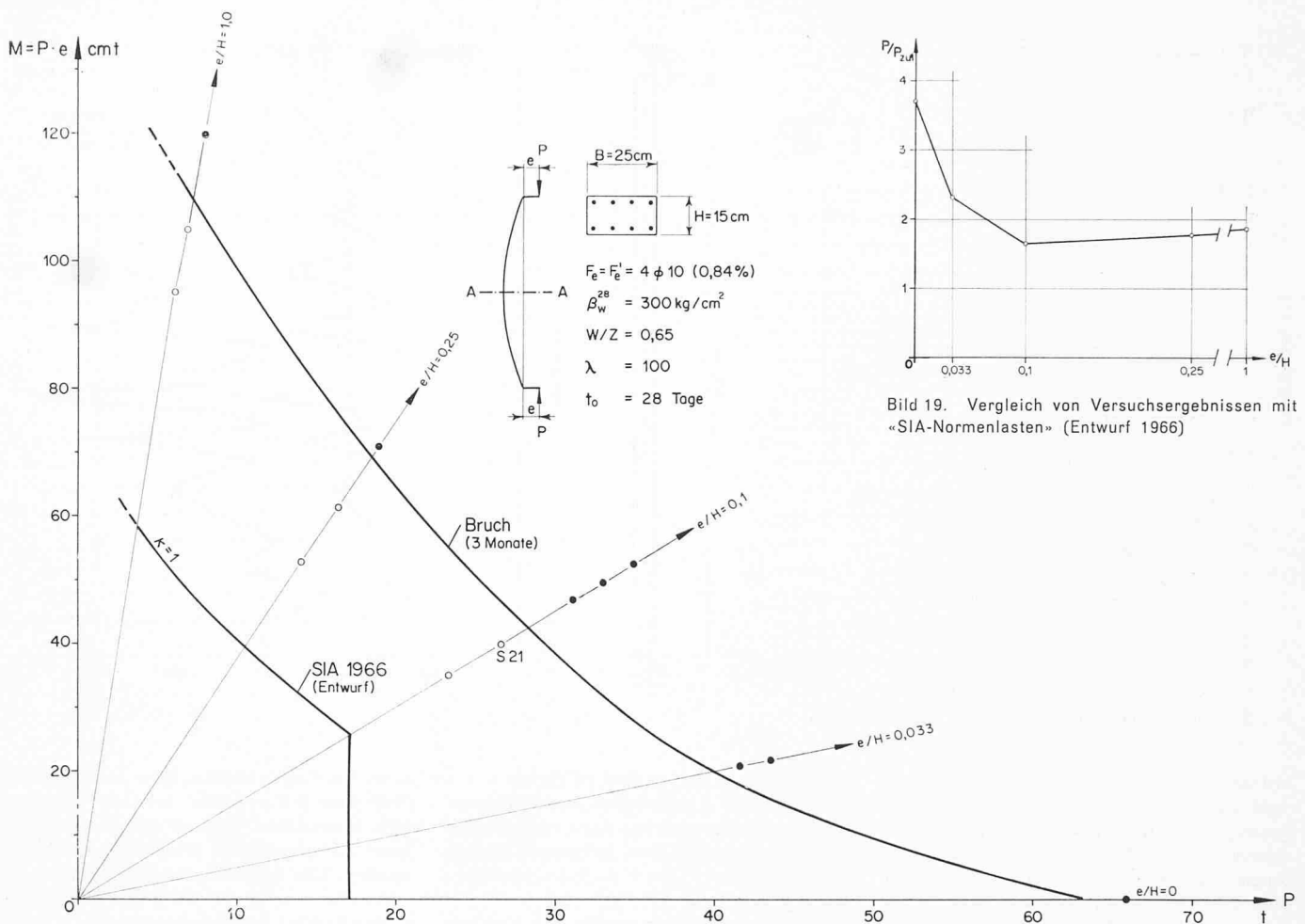


Bild 18. Vergleich von Versuchsergebnissen mit «SIA-Normenlasten» (Entwurf 1966)

Mit dieser Sicherheitsanschauung kann der kritisch erscheinende Punkt für ein Verhältnis $e/H = 0,1$ (Bilder 18 und 19) anhand eines nahe an der Bruchlinie gelegenen Versuches beurteilt werden; es handelt sich um den Versuch an der Stütze S 21. Das Last-Zeit-Diagramm des Versuches ist im Bild 20b dargestellt. Es treten keine Lastschwankungen auf. Höchstlast und Dauerlast fallen zusammen. Ermittelt man nun mit der Verhältniszahl $\kappa = 1$ für diese Stütze die zulässige Belastung P_{zul} (identisch mit zulässiger Höchstlast oder Dauerlast) nach dem SIA-Normenentwurf 1966 und vergleicht sie mit der Versuchslast, dann stellt man fest, dass die Versuchslast etwas zu gross war ($P = 1,54 N_g$, wobei $N_g = N = P_{zul}$). Nach einigen Monaten wurde der Dauerversuch abgebrochen und noch ein Kurzzeitversuch durchgeführt. Dabei konnte die Last gerade noch bis zum 1,8fachen Wert der zulässigen SIA-Last gesteigert werden, bis die Stütze brach.

Wenn man also diese Stütze nach dem Revisionsentwurf der SIA-Norm berechnet, befindet man sich mit der zulässigen Last auf der sicheren Seite.

Literaturverzeichnis

- [1] Warner R. F., Thürlimann B.: Einfluss des Betonkriechens auf das Versagen von Stahlbetonsäulen. «IVBH-Abhandlungen» 1963, 23. Band.
- [2] Mauch S., Holley M. J.: Creep Buckling of Reinforced Concrete Columns. «ASCE Journal» No. ST4, Aug. 1963.
- [3] Distefano J. N.: Creep Buckling of Slender

Columns. «ASCE Journal» No. ST 3, June 1965.

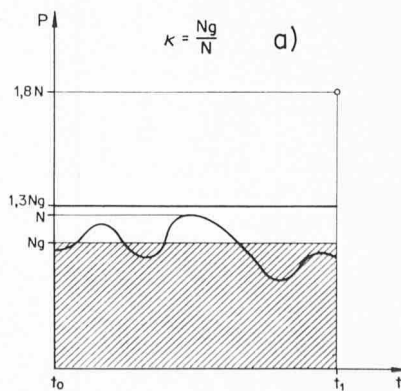
- [4] Gaede K.: Stahlbetonsäulen unter Kurz- und Langzeitbelastung. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 129, Berlin 1958.
- [5] Green R.: Behavior of Unrestrained Reinforced Concrete Columns under Sustained Load. CESRL Dissertation No. 66-1, Jan. 1966, University of Texas, Austin.
- [6] Thürlimann B., Ziegler H.: Plastische Berechnungsmethoden. Autographie der Vorlesungen vom Fortbildungskurs für Bau- und Maschineningenieure, ETH, Zürich 1963.
- [7] Rasch Ch.: Spannungs-Dehnungslinien des Betons und Spannungsverteilung in der

Biegedruckzone bei konstanter Dehngeschwindigkeit. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 154, Berlin 1962.

- [8] Ramu P., Thürlimann B.: Versuchsanlage zur Prüfung von Stützen unter Dauerlast.
- [9] Pagani L., Ramu P., Thürlimann B.: Berechnung von Stahlbetonstützen für zentrisches und exzentrisches Knicken nach SIA-Normenentwurf 1966. Bericht Nr. 6206-9, Institut für Baustatik, Abt. Massivbau, ETH, Zürich 1966.

Adresse des Verfassers: Peter Ramu, dipl. Bau-Ing., Institut für Baustatik (Abtlg. Massivbau) an der ETH, 8006 Zürich, Winterthurerstrasse 28.

SIA Norm-Entwurf 1966



t_0 : Belastungsalter
 t_1 : Kriechen und Schwinden beendet

Versuch an Stütze S 21

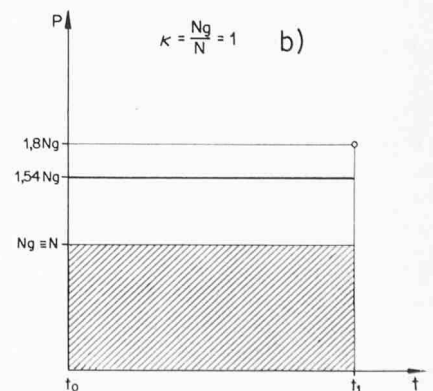


Bild 20. Sicherheitsvergleich