

Ergebnisse von Forschungsarbeiten an wandartigen Trägern aus Stahlbeton

Autor(en): **Walther, René**

Objekttyp: **Article**

Zeitschrift: **Schweizerische Bauzeitung**

Band (Jahr): **85 (1967)**

Heft 13

PDF erstellt am: **27.04.2024**

Persistenter Link: <https://doi.org/10.5169/seals-69419>

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.

Ergebnisse von Forschungsarbeiten an wandartigen Trägern aus Stahlbeton

Von Dr. René Walther, dipl. Ing. ETH, Basel / Stuttgart ¹⁾

DK 624.072.1:624.012.45.001.4

1. Einleitung

Die Bedeutung von wandartigen Trägern im heutigen Bauwesen, vor allem im Hochbau, hat ständig zugenommen. Bei bedeutenderen Hochbauten ist es heute eher eine Ausnahme, wenn die Lasten über normale Tragwände von den obersten Geschossen durchgehend bis auf die Fundamente abgetragen werden können. Einstellhallen in den Kellergeschossen, sowie Eingangshallen und Ladengeschosse unterbrechen die früher übliche normale Tragkonstruktion in vielen Fällen. Aus diesen Gründen werden heute häufig wandartige Träger zum Abfangen der Lasten verwendet; sie eignen sich dazu vorzüglich, da sie eine grosse Tragkraft aufweisen und dabei nur geringe Verformungen erleiden, was besonders für die häufig vorkommenden Auskragungen einen entscheidenden Vorzug darstellt.

Wandartige Träger werden im allgemeinen nach der Scheibentheorie berechnet, die auf Grund der Gleichgewichts- und Verformungsbedingungen wie folgt formuliert werden kann.

$$(1) \quad \Delta \Delta F = \frac{\partial^4 F}{\partial x^4} + 2 \frac{\partial^4 F}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 F}{\partial y^4} = 0.$$

¹⁾ Vortrag, gehalten am 14. Oktober 1966 an der ETH anlässlich der Studientagung über Neuerungen in den Revisionsentwürfen der SIA-Normen Nr. 160, 161 und 162, durchgeführt von der SIA-Fachgruppe der Ingenieure für Brückenbau und Hochbau

Darin bedeutet F die sogenannte Airysche Spannungsfunktion, d.h. eine Funktion, die jedem Punkt der Scheibe einen einzigen, nur von den Lagekoordinaten x und y abhängigen Wert zuweist. Die für die Bemessung interessierenden Spannungen werden aus dieser Funktion durch zweimalige Differentiation gewonnen:

$$(2) \quad \sigma_x = \frac{\partial^2 F}{\partial y^2}, \quad \sigma_y = \frac{\partial^2 F}{\partial x^2}, \quad \tau_{xy} = - \frac{\partial^2 F}{\partial x \partial y}.$$

Die Beanspruchung eines wandartigen Trägers ist daher nach der Elastizitätstheorie bekannt, wenn eine Funktion $F(x, y)$ gefunden werden kann, die einerseits die Differentialgleichung (1) und andererseits die Randbedingungen erfüllt. Die Belastung wird dabei im allgemeinen als Randbedingung eingehen, sofern sie von aussen wirkt und nicht als Massenkraft wie z.B. das Eigengewicht der Wand auftritt; letzteres wird jedoch wegen des geringen Einflusses und wegen der erheblichen Erschwerung der Berechnung meistens vernachlässigt. Geschlossene Lösungen der obigen Differentialgleichung lassen sich nur für verhältnismässig einfache Fälle angeben und erfordern zudem einen ganz erheblichen Rechenaufwand. Die Rechnung kann etwas erleichtert werden, wenn die äusseren Lasten als Fourier-Reihen oder Fourier-Integrale ausgedrückt werden.

Schleeh [1], [2], [3], [4] hat neuerdings ein Verfahren entwickelt, das für die Lösung von Scheibenproblemen sehr geeignet ist. Er hat

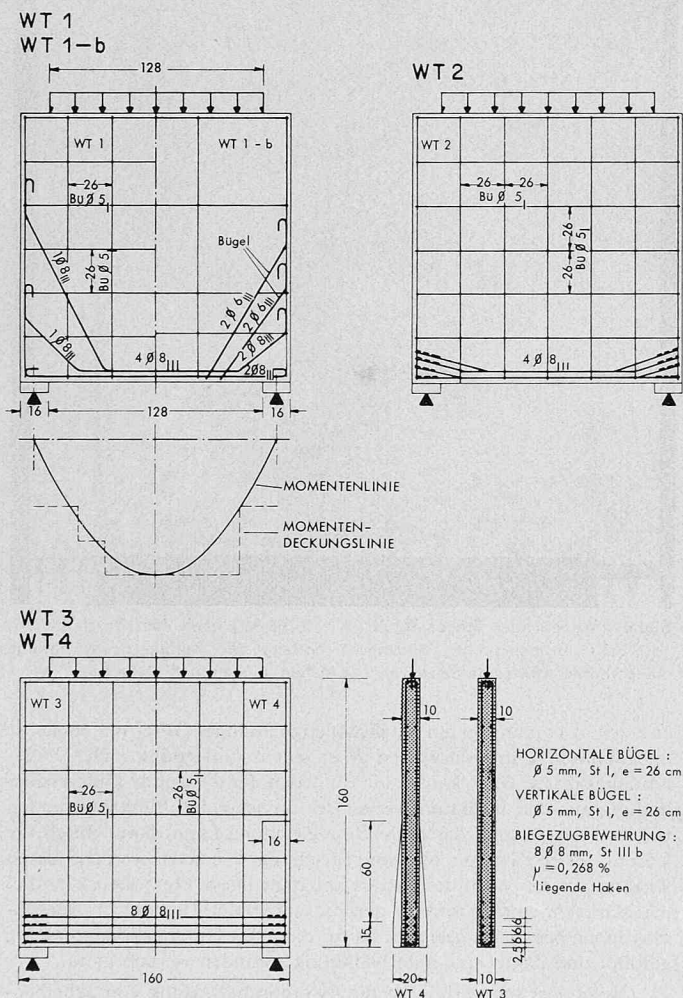


Bild 1. Abmessungen und Bewehrung der Versuchsträger mit Lasteintragung am oberen Rand

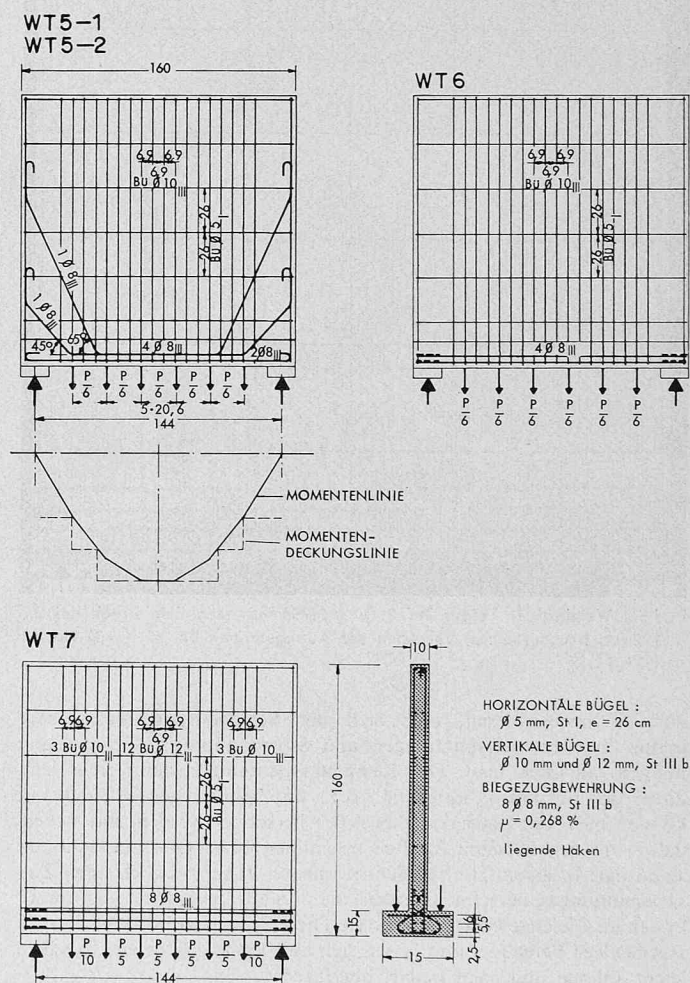


Bild 2. Abmessungen und Bewehrung der Versuchsträger mit unten angehängten Lasten

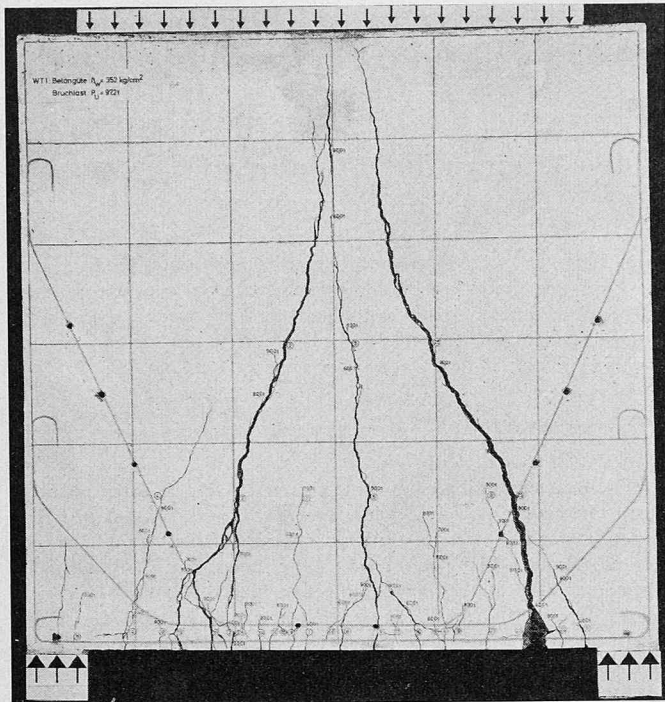


Bild 3. Wandartiger Träger WT 1 ($\mu = 0,134 \%$) nach dem Bruch bei $P_U = 97,2 \text{ t}$. Bruchursache: Ueberschreiten der Zugfestigkeit der Biegezugbewehrung hinter der letzten Abbiegestelle

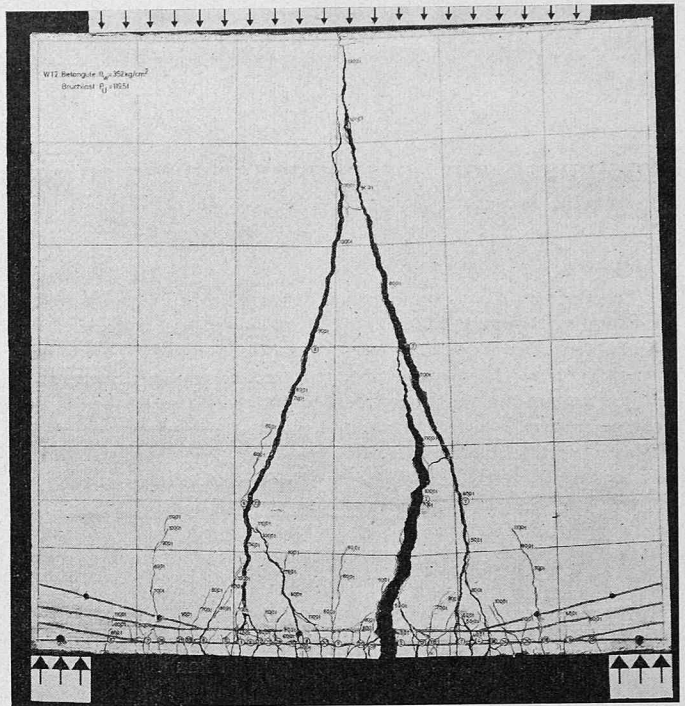


Bild 4. Wandartiger Träger WT 2 ($\mu = 0,134 \%$) nach dem Bruch bei $P_U = 119,5 \text{ t}$. Bruchursache: Ueberschreiten der Zugfestigkeit der Biegezugbewehrung etwa in Trägermitte

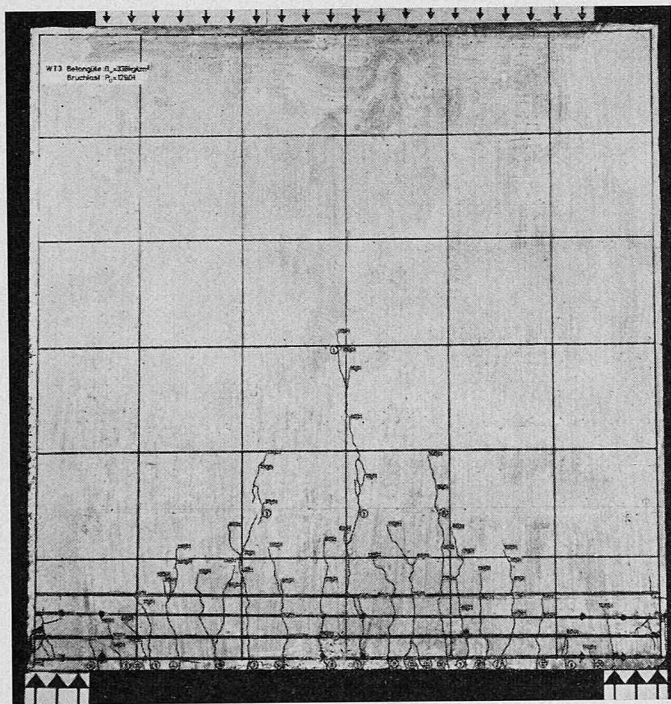


Bild 5. Wandartiger Träger WT 3 ($\mu = 0,268 \%$) nach dem Bruch bei $P_U = 129,0 \text{ t}$. Bruchursache: Versagen der Auflagerzonen bei $p_u = 403 \text{ kp/cm}^2 = 1,33 \beta_p$

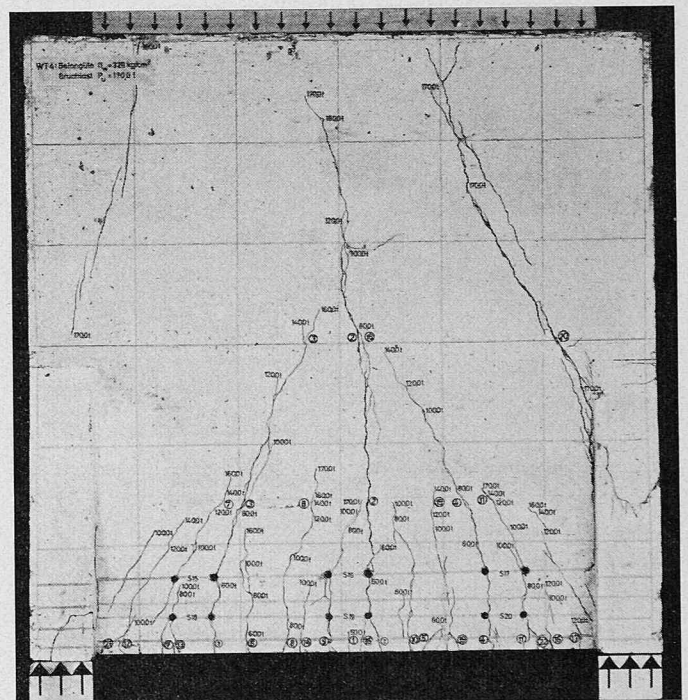


Bild 6. Wandartiger Träger WT 4 ($\mu = 0,268 \%$) nach dem Bruch bei $P_U = 170,0 \text{ t}$. Bruchursache: Abscheren entlang der Auflagerlisene infolge mangelhafter Horizontalbewehrung zwischen Lisene und Scheibe

nämlich nachgewiesen, dass sich der Scheibenspannungszustand immer in Elementarspannungen und Störspannungen (Zusatzspannungen) auflösen lässt. Der Elementarspannungszustand entspricht dabei der normalen Stabstatik; d.h. die Spannungen σ_x und τ_{xy} können nach der normalen Biegelehre berechnet werden und stellen daher mit den äusseren Kräften zusammen einen Gleichgewichtszustand dar. In einem zweiten Schritt müssen daher lediglich noch Zusatzspannungen berechnet werden, die nun aber in jedem Querschnitt in sich im Gleichgewicht sein müssen. Diese Zusatzspannungen wurden von Schleeh berechnet und lassen sich aus den angegebenen Tabellen leicht ablesen und nach Bedarf überlagern.

Eine andere Lösung, die grundsätzlich immer möglich, aber aufwendig ist, besteht darin, die Differentiale durch Differenzen zu

ersetzen, d.h. man legt ein möglichst engmaschiges Gitter mit zunächst unbekannten Funktionswerten F in jedem Gitterpunkt. Der Differentialausdruck $\Delta \Delta F$ kann nun für jeden Punkt durch Differenzenbildung aus den Funktionswerten der umliegenden Punkte gefunden werden. Die Lösung der Differentialgleichung kann damit durch die Lösung einer Gruppe linearer Gleichungen ersetzt werden, deren Anzahl von der Wahl des Gitters abhängt. Diese Methode ist mathematisch recht einfach und für den Einsatz von elektronischen Rechenmaschinen besonders geeignet, da für diese das Gitter sehr engmaschig gewählt und damit eine gute Näherung gefunden werden kann.

Besonders schwierig wird die theoretische Lösung von Scheibenproblemen bei statisch unbestimmt gelagerten Wänden. In diesem Falle sind nämlich die Auflagerreaktionen, d.h. ein Teil der Rand-

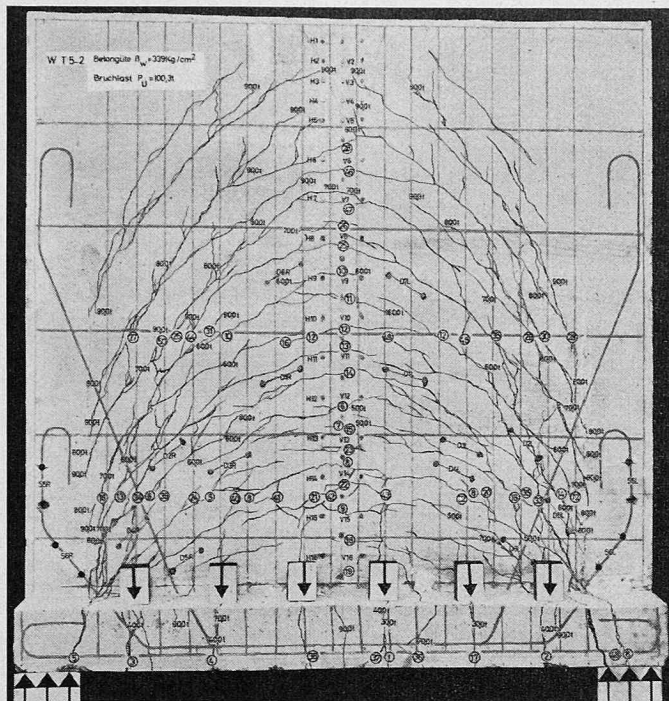


Bild 7. Wandartiger Träger WT 5—2 ($\mu = 0,134 \%$) nach dem Bruch bei $P_U = 100,3 \text{ t}$. Bruchursache: Versagen der schrägen Betondruckstreben durch exzentrischen Druck über dem Auflagerbereich

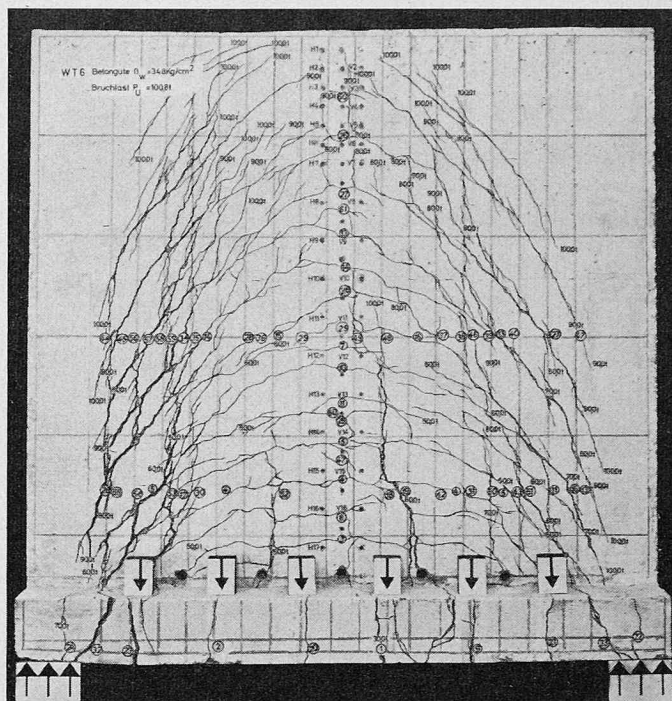


Bild 8. Wandartiger Träger WT 6 ($\mu = 0,134 \%$) nach dem Bruch bei $P_U = 100,8 \text{ t}$. Bruchursache: Versagen der schrägen Betondruckstreben durch exzentrischen Druck

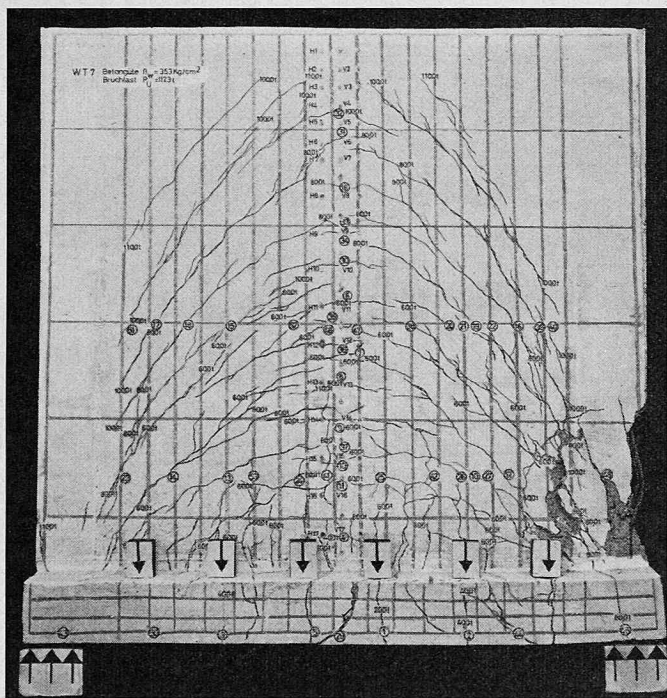


Bild 9. Wandartiger Träger WT 7 ($\mu = 0,268 \%$) nach dem Bruch bei $P_U = 117,3 \text{ t}$. Bruchursache: Versagen des Betons auf schiefen Druck in der Kämpferzone der Gewölbe

bedingungen, nicht bekannt, sondern sie müssen zunächst aus den Verformungs- und Gleichgewichtsbedingungen am äusserlich statisch unbestimmten System ermittelt werden. Die Bestimmung der Formänderungen aus unbekannten Randlasten bietet nun grosse Schwierigkeiten, da einerseits die Berechnung der Scheibenspannungen schon recht kompliziert ist und andererseits im Unterschied zum schlanken Balken die Einflüsse der Schubverformungen (τ_{xy}) und der vertikalen Zusammendrückung (σ_y) nicht mehr vernachlässigt werden dürfen. Auch hier hat Schlee [4] ein verhältnismässig einfaches und zweckmässiges Verfahren angegeben.

Es sei noch darauf hingewiesen, dass Stützensenkungen oder elastische Zusammendrückungen der Lager bei statisch unbestimmt

gelagerten Scheiben von sehr grossem Einfluss sein können und daher mehr beachtet werden müssen als bei schlanken Trägern.

Im Gegensatz zu den sehr eingehenden theoretischen und spannungsoptischen Untersuchungen an Scheiben sind bisher nur verhältnismässig wenig Versuche an wandartigen Trägern aus Stahlbeton durchgeführt worden, die zudem meist älteren Datums sind. Derartige Versuche sind aber dringend notwendig, da bei Stahlbetonscheiben die in der Theorie vorausgesetzte, wesentliche Bedingung der Homogenität und Elastizität des Baustoffes schon unter der Gebrauchslast im allgemeinen nicht mehr erfüllt ist, und da nur aus wirklichkeitsnahen Versuchen Aufschlüsse über die hier so wichtigen konstruktiven Gesichtspunkte gefunden werden können. Aus diesen Gründen wurde im Auftrage von Prof. Dr.-Ing. F. Leonhardt im Otto-Graf-Institut an der Technischen Hochschule Stuttgart ein umfangreiches Forschungsprogramm über wandartige Träger abgewickelt, dessen Ergebnisse im Heft 178 des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton [5] veröffentlicht worden sind. Diese umfangreiche Veröffentlichung enthält auch einen Überblick über die bisherigen theoretischen und experimentellen Erkenntnisse sowie Empfehlungen für die einfache Berechnung und die zweckmässige konstruktive Durchbildung von wandartigen Trägern. Es ist hier verständlicherweise nicht möglich, auf alle dort behandelten Fragen einzugehen; wir begnügen uns daher mit einem knappen Überblick über die durchgeführten Versuche.

2. Versuche an einfeldrigen wandartigen Trägern

Zunächst wurden 9 einfeldrige, quadratische Scheiben geprüft, deren Abmessungen, Bewehrung, Belastungs- und Lagerungsart in den Bildern 1 und 2 wiedergegeben sind. Bei der ersten Gruppe (Bild 1) wurde die Belastung an der Scheibenoberkante angreifend angebracht, wogegen sie in der zweiten Gruppe (Bild 2) unten angehängt war. Wie aus den Bruchbildern (Bild 3 bis 9) hervorgeht, wirkt sich diese unterschiedliche Belastungsart auf die Beanspruchungen, die Verformungen und die Rissbildung ganz entscheidend aus und stellt damit ein sehr wichtiges Kriterium für die konstruktive Durchbildung wandartiger Träger dar.

Innerhalb der genannten Gruppen unterscheiden sich die einzelnen Versuchskörper lediglich in der Art und dem Grad der Bewehrung: die Träger WT 1 und WT 1b sind in der bisher üblichen Weise bewehrt, indem ein Teil der Zuggurtbewehrung (Bewehrungsgrad $\mu = 0,134 \%$) gegen die Auflager zu als Schubbewehrung aufgebogen wurde. Da die gestaffelte Zugkraftlinie bei WT 1 damit etwas in die Momentenlinie einschnitt, wurden bei WT 1b 2 Schrägbügel zugelegt und lediglich unmittelbar vor dem Auflager zwei Aufbiegungen aus der Hauptbewehrung hochgezogen. Bei WT 2 wurde auf eine Schubbewehrung verzichtet und die vier Längsstäbe $\varnothing 8 \text{ mm}$ bis über die Auflager

Tabelle 1. Ergebnisse der Versuche mit einfeldrigen wandartigen Trägern

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22
Gruppe	Bezeichnung	Biegezugbewehrung	Bewehrungsgrad μ	Anordnung der Biegezugbewehrung und ihre Verankerung	Schub- und Aufgebewehrung	Beton-Druck- und Biegezugfestigkeit $R_{b,0}$	Rechenwerte unter Nutzlast				Versuchsergebnisse				Sicherheiten			Bruchursache			
							M_{grp} 1)	P_{grp} 1)	τ_{grp} 2)	R_{grp} 3)	Bruchlast P_U	Moment M_U 1)	τ_U 2)	$P_{a,U}$	$P_{a,U} : \sigma_p$	$V_1 = M_{grp} : M_p$	$V_2 = M_U : M_{grp}$				
Gruppe I	WT1	4 Stück ϕ 8 mm, St. III b, davon 2 Stück aufgebogen	0,134	Vertikale Haken an den Stabenden $d = 6$ cm	2 ϕ 8 mm aus der Biegebewehrung aufgebogen. Horizontale und vertikale zweischnittige Bügel ϕ 5 mm St. I $e = 26$ cm	352	49	5,5	27,5	10,1	24,8	4,96	23,0	97,2	19,44	35,6	304	1,01	0,90	3,54	Bruch in der Zugbewehrung hinter der Abbiegestelle
	WT1-b	4 Stück ϕ 8 mm, St. III b, davon 2 Stück aufgebogen (Abbiegestellen gegen die Auflager hin verschoben)	0,134	Vertikale Haken an den Stabenden $d = 6$ cm	2 ϕ 8 mm aus der Biegebewehrung aufgebogen, zusätzlich 2 Schrägbügel ϕ 6 mm, St. III b. Horizontale und vertikale Bügel ϕ 5 mm, $e = 25$ cm und 52 cm	337	44	5,5	27,5	10,1	30,0	6,00	27,8	89,5	17,90	32,8	280	1,06	1,09	3,26	Zerstörung der Auflager bei $P = 89,5$ Mp
	WT2	4 Stück ϕ 8 mm, St. III b, sämtliche Stäbe bis über die Auflager geführt	0,134	Horizontale liegende Haken, $d = 4$ cm, mit Draht ϕ 2 mm umschürt	Horizontale und vertikale zweischnittige Bügel ϕ 5 mm, St. I $e = 26$ cm	352	47	5,5	27,5	10,1	31,0	6,20	28,7	119,5	23,90	43,8	373	1,24	1,13	4,34	Bruch in der Zugbewehrung ungefähr in Trägersmitte
	WT3	8 Stück ϕ 8 mm, St. III b, sämtliche Stäbe bis über die Auflager geführt	0,268	Zugbewehrung über die Höhe $H/8$ verteilt. Verankerung durch horizontal liegende Haken, $d = 4$ cm, mit Draht ϕ 2 mm umschürt	Horizontale und vertikale zweischnittige Bügel ϕ 5 mm, St. I $e = 26$ cm	338	49	11,0	55,0	21,2	50,0	10,0	46,3	100,0	20,00	38,5	312	1,03	0,91	1,82	Zerstörung des linken Auflagers bei $P = 100$ Mp, Zerstörung des rechten Auflagers bei $P = 129$ Mp
	WT4 (Auflager durch Lisenen verstärkt)	8 Stück ϕ 8 mm, St. III b, sämtliche Stäbe bis über die Auflager geführt	0,268	Zugbewehrung über die Höhe $H/8$ verteilt. Verankerung durch horizontal liegende Haken, $d = 4$ cm, mit Draht ϕ 2 mm umschürt	Horizontale und vertikale zweischnittige Bügel ϕ 5 mm, St. I $e = 26$ cm	328	44	11,0	55,0	21,2	49,5	9,90	45,8	170,0	34,00	65,4	266	0,88	0,90	3,09	Abreißen des Betons beim Übergang der Auflagerlinie zur Scheibe
Gruppe II	WT5-2	4 Stück ϕ 8 mm, St. III b, davon 2 Stück aufgebogen	0,134	Vertikale Haken, $d = 6$ cm an den Stabenden	2 ϕ 8 mm aus der Biegebewehrung aufgebogen. Vertikale zweischnittige Bügel ϕ 10 mm, St. III b, $e = 6,9$ cm. Horizontale, zweischnittige Bügel, ϕ 5 mm, St. I, $e = 26$ cm	339	50	5,5	26,7	9,8	28,6	5,89	27,2	100,3	20,64	36,7	104	0,34	1,07	3,75	Versagen der schiefen Betondruckstreben durch exzentrischen Druck
	WT6	4 Stück ϕ 8 mm, St. III b, sämtliche Stäbe bis über die Auflager geführt	0,134	Horizontale liegende Haken, $d = 4$ cm, mit Draht ϕ 2 mm umschürt	Vertikale zweischnittige Bügel, ϕ 10 mm, St. III b, $e = 6,9$ cm. Horizontale zweischnittige Bügel ϕ 5 mm, St. I, $e = 26$ cm	348	45	5,5	26,7	9,8	30,8	6,34	29,3	100,8	20,74	36,9	105	0,35	1,15	3,77	Versagen der schiefen Betondruckstreben durch exzentrischen Druck
	WT7	8 Stück ϕ 8 mm, St. III b, sämtliche Stäbe bis über die Auflager geführt	0,268	Zugbewehrung etwa über die Höhe $H/10$ verteilt. Verankerung durch horizontal liegende Haken, $d = 4$ cm, mit Draht ϕ 2 mm umschürt	Vertikale zweischnittige Bügel, ϕ 12 mm, St. III b, $e = 6,9$ cm. Horizontale zweischnittige Bügel, ϕ 5 mm, St. I, $e = 26$ cm	353	50	11,0	48,6	18,1	22,0	4,98	23,0	117,3	26,54	43,8	122	0,40	0,45	2,41	Versagen des Betons auf schiefer Druck in der Kompressionszone der Gerölle

1) Für Gleichlast oben über die Strecke $0,8 \cdot L$: $M = 0,1389 \cdot P \cdot l$
 (WT1, WT1-b, WT2, WT3 und WT4) $P = 7,20 \cdot M/l$
 für 6 gleiche Einzellasten am unteren Rand: $M = 0,1429 \cdot P \cdot l$
 (WT5 und WT6) $P = 7,00 \cdot M/l$

2) $\tau_0 = \frac{Q}{h \cdot d}$ nach [9]; wobei d = Hebelarm der inneren Kräfte im Stadium II, $d' = \sqrt{g} \cdot H$ nach amerikanischer Vorschrift, H = Abstand der Zugbewehrung vom oberen Rand.
 3) Zugspannungen σ_x am unteren Rand nach Scheibentheorie: $\sigma = -1,20 \cdot P/d$ (P ist eine über l gleichmäßig verteilte Einzellast für die Strecken- und Einzellasten in den Versuchen)

für 6 ungleiche Einzellasten am unteren Rand: $M = 0,1571 \cdot P \cdot l$
 (WT7) $P = 6,365 \cdot M/l$

gezogen, wo sie etwas ausgefächert und durch liegende Haken verankert wurden. Die Träger WT 3 und WT 4 enthalten gegenüber den vorhergehenden die doppelte Gurtbewehrung ($\mu = 0,268\%$). Aufgrund der Erfahrungen bei den vorangegangenen Trägern wurde die Gurtbewehrung nicht unten konzentriert, sondern über einen grossen Bereich der Zugzone verteilt angeordnet. Im übrigen unterscheiden sich WT 3 und 4 lediglich durch die beim letzteren angeordnete Auflagerverstärkung. Die Träger WT 5, WT 6 und WT 7 mit unten angehängten Lasten waren gleich bewehrt wie die entsprechenden Träger WT 1, WT 2 und WT 3, wobei zur Aufhängung der Lasten zusätzlich Vertikalbügel über die ganze Trägerhöhe angeordnet werden mussten. Die wichtigsten Daten zu diesen Versuchen sind in Tabelle 1 zusammengestellt. – Als Nutzlast wurde dabei diejenige Last definiert, unter der die Zugbewehrung in Feldmitte mit $\sigma_e = 2400 \text{ kg/cm}^2$ beansprucht wird, wenn man annimmt, dass diese Bewehrung den nach der Scheibentheorie berechneten Zugspannungskeil übernimmt.

Bei WT 1 sind die ersten Biegerisse bei $P = 24,8 \text{ t}$, also schon vor Erreichen der Nutzlast von $P = 27,5 \text{ t}$ aufgetreten. Dieser Träger versagte unter einer Last von $P = 97,2 \text{ t}$, indem die durch Aufbiegungen geschwächte Zugbewehrung kurz vor dem rechten Auflager zerriss. Die Risse folgen dabei ziemlich genau den Spannungstrajektorien, was mit der allgemeinen Erfahrung bei Stahlbetonversuchen übereinstimmt.

Der Träger WT 2 hat sowohl eine höhere Risslast ($P_{Riss} = 31 \text{ t}$) wie auch eine erheblich grössere Bruchlast ($P_U = 119,5 \text{ t}$) erreicht als der vergleichbare Träger WT 1. Die bis über die Auflager ungeschwächt durchgeführte Zugarmierung hat sich unseren Erwartungen entsprechend als zweckmässiger erwiesen. Obwohl die Auflagerpressungen mit $p_u = 373 \text{ kg/cm}^2$ die Betondruckfestigkeit (Würfeldruckfestigkeit 350 kg/cm^2) wesentlich übertrafen, sind die Auflagerzonen nicht zerstört worden, ein Umstand, der lediglich durch die zweckmässige Umschnürung der Auflagerzone durch liegende Haken erreicht wurde. Ganz allgemein, besonders aber bei wandartigen Trägern, sind stehende Haken über den Auflagern ungeeignet, weil sie auf den Beton sprengend wirken. Dies war auch der Grund, weshalb der Träger WT 1b, auf den im übrigen nicht mehr weiter eingegangen wird, frühzeitig versagt hatte. Die maximalen Schubspannungen von WT 2 betrugen im Bruchzustand $\tau_U = 43,8 \text{ kg/cm}^2$; wie aus dem Bruchbild (Bild 4) hervorgeht, haben sie jedoch zu keinen nennenswerten Schräggrissen und damit auch zu keiner Schubbruchgefahr geführt.

Eine wesentliche Erkenntnis aus diesen ersten Versuchen war auch die, dass die Biegerisse in der Zugzone zwar gut verteilt waren und fein blieben, sich jedoch über der Zugbewehrung zusammenschlossen und entsprechend breiter wurden. Bei wandartigen Trägern ist es daher zweckmässig, die Zugbewehrung über die ganze Zugzone verteilt anzuordnen.

Bei den stärker bewehrten Trägern WT 3 und WT 4 fällt zunächst auf, dass die Risslast mit $P_{Riss} = 50 \text{ t}$ wesentlich über derjenigen der schwächer bewehrten Träger lag. Dies steht nun in einem gewissen Widerspruch zu der allgemeinen Auffassung, wonach das Auftreten der ersten Risse unabhängig von der Armierung sei. Wenn jedoch eine schmale Zugzone von dünnen Bewehrungsstäben gut durchsetzt ist, werden die Risse später sichtbar als bei schwach oder nur mit starken Stäben bewehrten Zugzonen. Dies ist für die praktischen Belange wichtig, da sowohl das Aussehen als auch die Korrosionsgefahr nicht von allfällig vorhandenen Mikrorissen, sondern lediglich von den sichtbaren Rissen beeinflusst werden.

Die stärkere Zugbewehrung hat bei dem Träger WT 3 keine nennenswert erhöhte Bruchlast bewirkt, da die Auflager bei $P_U = 129 \text{ t}$ entsprechend $p_u = 403 \text{ kg/cm}^2$ durch Aufspalten zerstört wurden. Da die Hauptbewehrung dieses Trägers infolge des vorzeitigen Versagens der Auflager nicht voll ausgenutzt werden konnte, blieb das Rissbild (Bild 5) verhältnismässig ungestört. Wiederum sind trotz der Schubspannungen von nahezu 50 kg/cm^2 keine Schräggrisse entstanden. Der Vorteil einer gerade durchgehenden Zugarmierung wird aus einem Vergleich dieses Bildes mit Bild 3 offensichtlich.

Dank der Auflagerverstärkung konnte der sonst gleiche Träger WT 4 erheblich höher bis $P_U = 170 \text{ t}$ belastet werden. Bei dieser Last scherte der obere Wandteil über der Lisenenverstärkung ab, wobei im Schnitt neben der Lisene eine maximale Schubspannung von $\tau_U = 65,4 \text{ kg/cm}^2$ erreicht wurde. Dies sind sehr hohe Schubspannungswerte, die jedoch zweifellos noch grösser ausgefallen wären, wenn in den Wandteilen über der Hauptbewehrung noch eine entsprechende Schubbewehrung aus horizontalen Bügeln eingelegt worden wäre.

Die Träger mit unten angehängten Lasten ergeben, wie bereits erwähnt, völlig anders geartete Rissbilder. Mit zunehmenden Lasten bildet sich ein System von übereinander liegenden Druckgewölben, die sich gegen die Kämpferzone abstützen. Es erscheint verständlich, dass diese Gewölbe die Aufhängekräfte nur sehr langsam abtragen können und dass es daher erforderlich ist, die Aufhängebügel so hoch

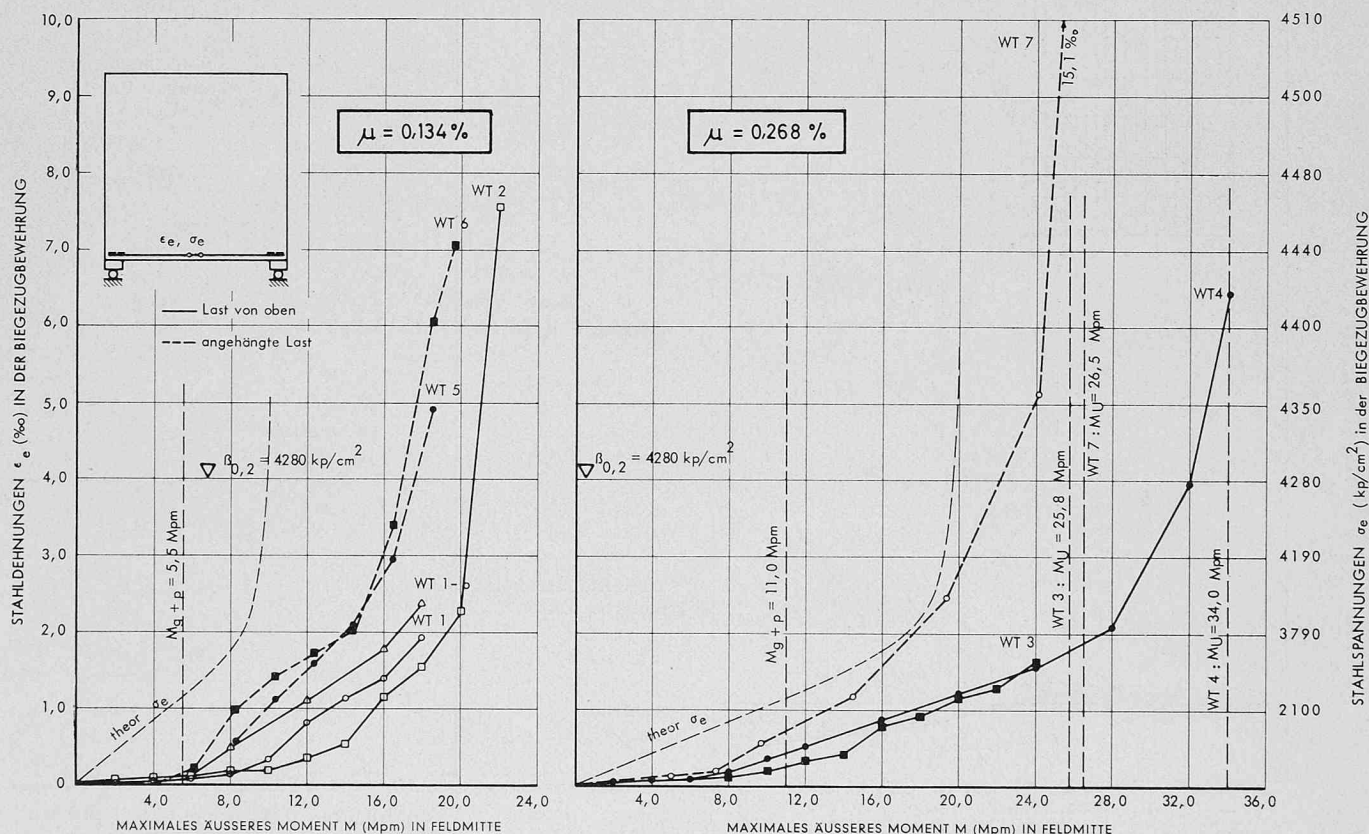


Bild 10. Vergleich der Stahldehnungen und -spannungen in der Biegezugbewehrung in Feldmitte der einzelnen Versuchsträger

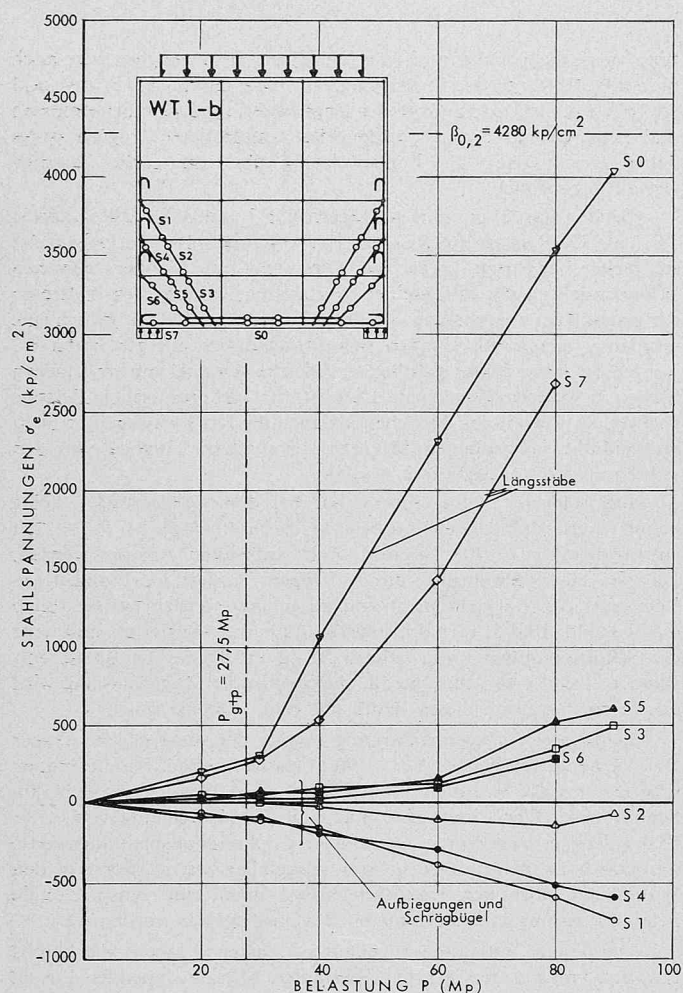


Bild 11. Beanspruchung von Biegezugbewehrung und Schubbewehrung des Trägers WT 1—b

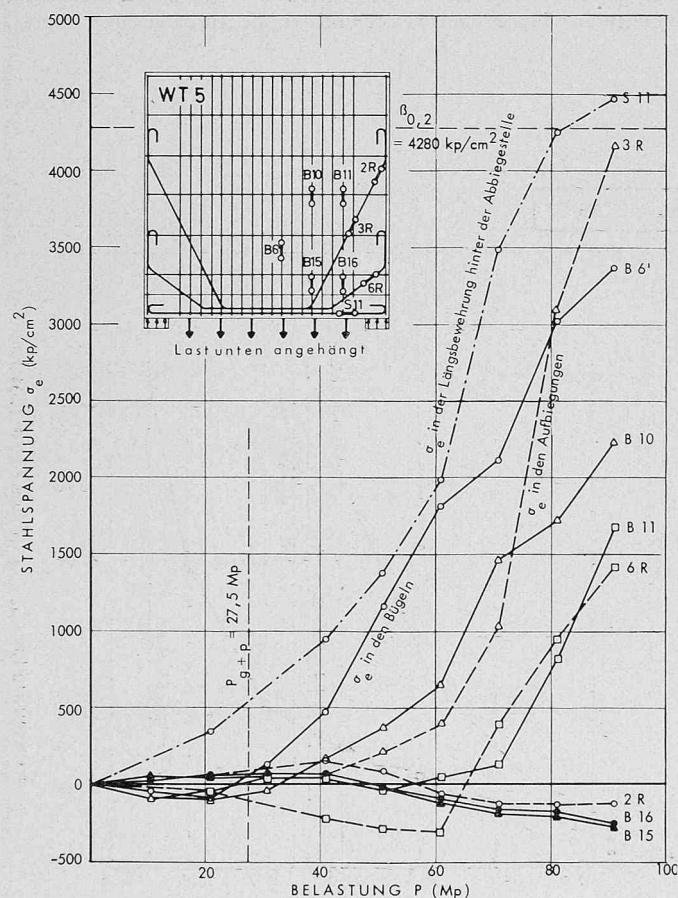


Bild 12. Beanspruchung der Aufhängebügel und Aufbiegungen des Trägers WT 5—2

wie möglich zu führen. Sofern die angehängten Lasten sehr gross sind, empfiehlt es sich sogar, die Hängestangen entweder vorzuspannen oder den Verbund im unteren Teil z.B. durch Plastikröhrchen zu unterbrechen, damit sich im unteren Wandteil nicht sehr flache und für Vertikalkräfte wenig tragfähige Gewölbe ausbilden. Die beiden Träger WT 5 und WT 6 versagten durch Zerstörung des Betons in den schiefen Druckstreben der Kämpferzone. Ihre Bruchlasten waren mit $P_U = 100,3$ t bzw. $P_U = 100,8$ t nahezu gleich. Aufgebogene und durchgehende Bewehrung erscheinen hier demnach etwa gleichwertig; jedoch wird noch gezeigt, dass die Aufbiegungen auch hier nicht besonders wirksam sind und zweckmässiger durch eine geeignete Orthogonalarmierung ersetzt werden können.

Die verstärkte Zugbewehrung hat bei WT 7 keine sehr grosse Erhöhung der Bruchlast gebracht ($P_U = 117,3$ t), da die Kämpferzone durch seitliches Ausbrechen des Betons vorzeitig versagte. Zweifellos hätte auch dieser Bruch hinausgezögert werden können, wenn eine stärkere horizontale Bügelbewehrung über der Hauptbewehrung angeordnet worden wäre.

Als Beispiel aus den sehr umfangreichen Messungen, auf die wir hier nur kurz eingehen können, sind in Bild 10 die Stahldehnungen in Feldmitte in Abhängigkeit des maximalen äusseren Momentes aufgetragen und mit den rechnerischen Werten nach der Scheibentheorie verglichen. Die tatsächlichen Spannungen und Dehnungen bleiben gegenüber den theoretischen Werten erheblich zurück. Dies hat verschiedene Gründe: Nach dem Auftreten der Biegerisse vergrössert sich der Hebelarm der inneren Kräfte erheblich; die Biegerisse bleiben anfänglich auf den Bereich der Zugbewehrung beschränkt,

Tabelle 2. Ergebnisse der Versuche an durchlaufenden wandartigen Trägern

	DWT 1	DWT 2
Biegebewehrung		
im Feld F_e	4 Stück $\varnothing$ 8 mm St III b, $F_e = 2,14 \text{ cm}^2$ μ 0,134 %	4 Stück $\varnothing$ 8 mm St III b, $F_e = 2,14 \text{ cm}^2$ μ 0,134 %
über der Stütze F_e	4 Stück $\varnothing$ 8 mm St III b, $F_e = 2,14 \text{ cm}^2$ μ 0,134 %	6 Stück $\varnothing$ 6 mm St III b, $F_e = 1,84 \text{ cm}^2$ μ 0,115 %
Schubbewehrung	2 Stück $\varnothing$ 8 mm aus der Feldbewehrung aufgebogen Horizontale und vertikale Bügel $\varnothing$ 5 mm, St I $e = 25/26$ cm	Horizontale und vertikale Bügel $\varnothing$ 5 mm, St I $e = 25/26$ cm
Beton		
Druckfestigkeit β_W	542 kg/cm ²	302 kg/cm ²
Biegezugfestigkeit β_{BZ}	62 kg/cm ²	39 kg/cm ²
Rechnerische Gebrauchslast zul. G_{g+p} bzw. zul. 4 P_{g+p}	51,7 t (Gleichlast) 32,4 t (Einzellasten)	29,0 t (Einzellasten)
Risslast G_R bzw. 4 P_R	109 t	90 t
Zugspannungen σ_{BZ} unter G_R bzw. 4 P_R	74 kg/cm ² $\approx 3,2 \sqrt{\beta_W}$	53 kg/cm ² $\approx 3,1 \sqrt{\beta_W}$
Bruchlast 4 P_U	220 t	251 t
Sicherheit $\nu = \frac{4 P_U}{\text{zul. } 4 P_{g+p}}$	6,8	8,7
Bruchursache	Abscheren eines Trägerfeldes an der Kante des Zwischenauftragers bzw. entlang der Lisene	

DWT 2

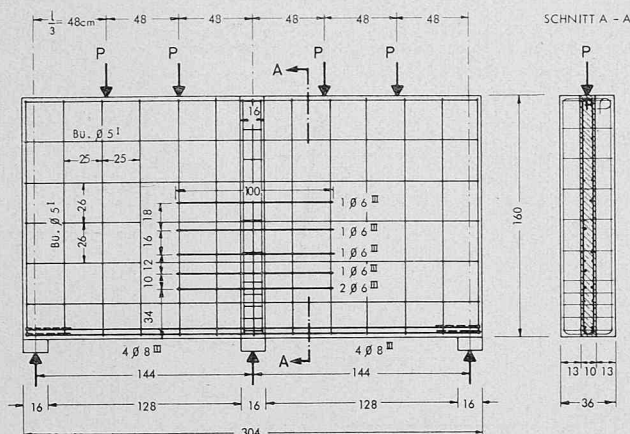


Bild 14. Abmessungen und Bewehrung des durchlaufenden Trägers DWT 2

so dass darüber noch eine, in der Berechnung nicht berücksichtigte Betonzugzone verbleibt. Die Stahldehnungen werden über eine Messstrecke von 20 cm bestimmt und stellen damit einen Mittelwert dar, während nur der im Riss vorhandene Maximalwert in die Rechnung eingeht. Abweichend von der Aussage der Scheibentheorie sind diese Stahlspannungen nicht unabhängig von der Belastungsart. Unten angehängte Lasten ergeben weit grössere Gurtkräfte als oben wirkende Lasten, vor allem bei den mit $\mu = 0,268\%$ bewehrten Trägern.

Aus Bild 11, in dem die Stahlspannungen der Schrägstäbe aufgetragen sind, geht hervor, dass diese kaum auf Zug und zum Teil sogar auf Druck beansprucht werden. Sie sind daher als vermeintliche Schubbewehrung unzuweckmässig, was ja bereits aus den Rissbildern abgelesen werden konnte. Dagegen treten in Auflagnähe (Messstelle S 7) im geschwächten Zuggurt noch nahezu gleich grosse Spannungen wie in Feldmitte auf, wodurch die für das Schubverhalten ungünstigen Schräganrisse in der Zone der grössten Querkkräfte entstehen.

Bei unten angehängten Lasten (Bild 12) werden die Schrägstäbe bis weit über die Gebrauchslast hinaus ebenfalls kaum beansprucht, sondern kommen erst kurz vor dem Bruch zum Tragen. Da sie zudem den Zuggurt schwächen (grosse Spannungen bei Messstelle S 11), sind sie auch bei unten angehängten Lasten im Hinblick auf die Gesamtverformungen als ungünstig zu bewerten.

3. Versuche an durchlaufenden wandartigen Trägern

In der Praxis kommen sehr häufig durchlaufende wandartige Träger vor, und es war daher besonders interessant, auch für diese Fälle die übliche Bewehrungsführung mit Aufbiegungen der einfacheren Orthogonalbewehrung gegenüber zu stellen. Demgemäss wurden zwei über zwei Felder durchlaufende wandartige Träger untersucht, deren Abmessungen in den Bildern 13 und 14 wiedergegeben sind. Infolge der nicht mehr vernachlässigbaren Schub- und Vertikalverformungen weicht der Momentenverlauf wesentlich von demjenigen schlanker Träger mit gleichen Spannweiten ab. Im vorliegenden Fall beträgt das theoretische Moment über der Mittelstütze mit $M_{St} = 0,5 p l^2 / 8$ nur die Hälfte eines vergleichbaren schlanken Trägers mit verteilter Belastung. Nach der Scheibentheorie bildet sich über der Mittelstütze eine niedrige Druckzone mit sehr grossen Randspannungen aus.

Die hauptsächlichen Versuchsergebnisse sind in Tabelle 2 zusammengestellt. Dazu ist

DWT 1

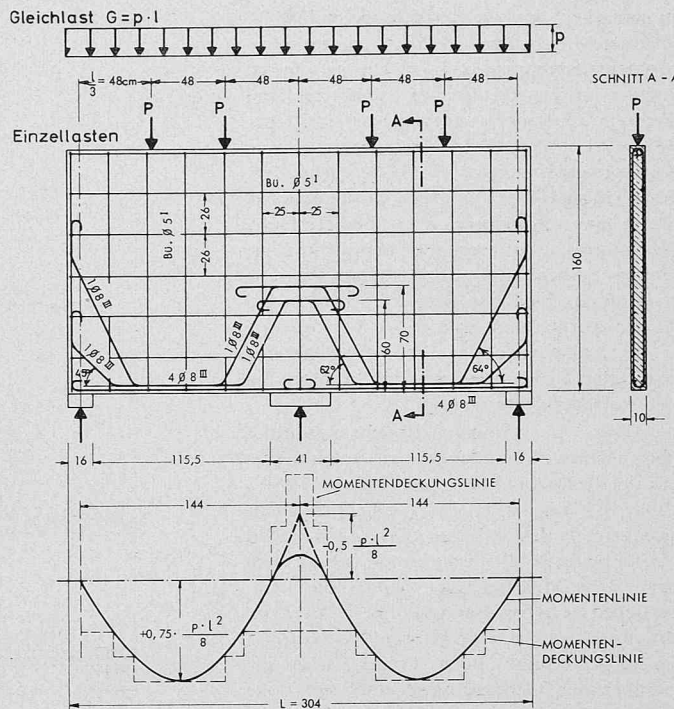
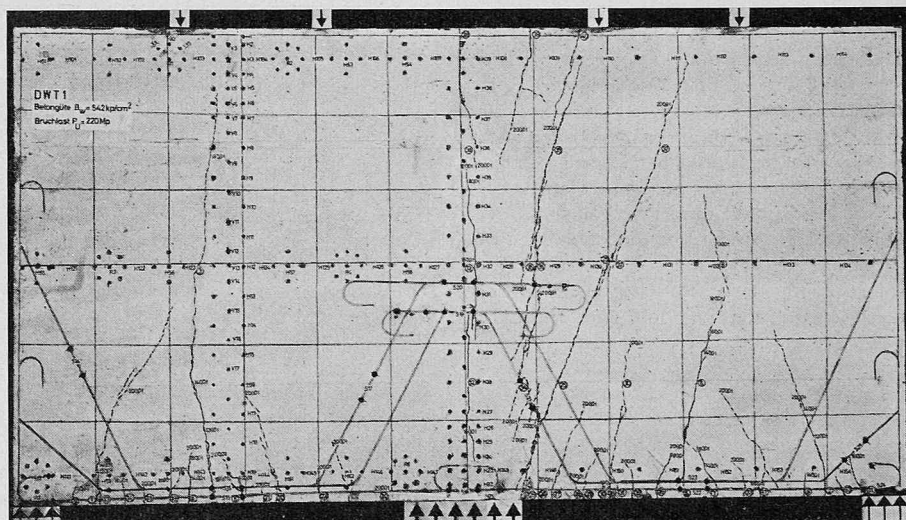
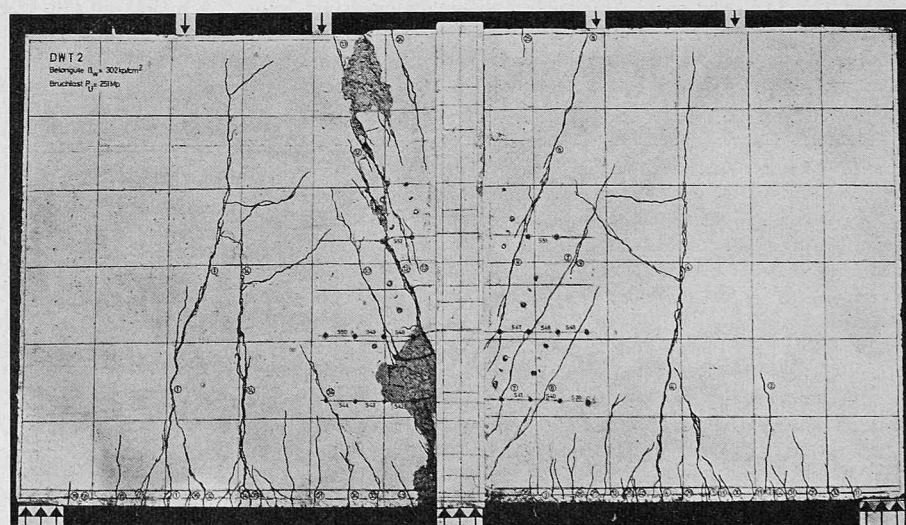


Bild 13. Abmessungen und Bewehrung des durchlaufenden Trägers DWT 1

Bild 15. Träger DWT 1 nach dem Bruch bei $4 P_U = 220$ t. Bruchursache: Abscheren des rechten Trägerfeldes an der Kante des Zwischenaufagers (die durchgezogenen Risse entstanden im Gleichlastversuch, die gestrichelt nachgezeichnet im darauffolgenden Einzellastversuch)Bild 16. Träger DWT 2 nach dem Bruch bei $4 P_U = 251$ t. Bruchursache: Abscheren des linken Trägerfeldes entlang der Lisene

zu bemerken, dass die Bewehrung von DWT 1 über der Mittelstütze nicht dem theoretischen Moment angepasst werden konnte, da sie aus der unteren Bewehrung aufgebogen und damit im Querschnitt vorgegeben war. Über der Stütze und im Feld war daher der gleiche Armierungsgehalt von 0,134% vorhanden. Beim Träger DWT 2 hingegen wurde über der Stütze eine schwächere, aber über die Höhe der Zugzone gut verteilte Bewehrung aus dünnen Stäben mit $\mu = 0,115\%$ gewählt. Die stark unterschiedliche Betongüte der beiden Träger wurde durch eine grosse Verzögerung in der Anlieferung der für diese Versuche benötigten Druckmessdosen zur Bestimmung der Auflagerkräfte bedingt.

Trotz des geringeren Bewehrungsgrades über der Stütze und der geringeren Betongüte hat der orthogonal bewehrte Träger DWT 2 (Bild 16) mit $4P_U = 251$ t erheblich mehr getragen als DWT 1 mit $4P_U = 220$ t (Bild 15). In beiden Fällen erfolgte ein Schubbruch nahe dem Mittelaufleger, wobei die rechnerischen Schubspannungen für DWT 2 im Bruchzustand den sehr grossen Wert von 175 kg/cm^2 erreichten. Beide Träger wiesen gegenüber der Gebrauchslast eine sehr hohe Bruchsicherheit von 6,8 bzw. 8,7 auf, was die grosse Tragreserve derartiger Träger erneut beweist.

Von den umfangreichen Messungen sei lediglich auf den in Bild 17 gezeigten Verlauf der Stahlspannung für DWT 2 hingewiesen. Bis zu einer Last von $4P = 140$ t waren die Stahlspannungen sehr gering und blieben auch in den stärkst beanspruchten Bereichen unterhalb $\sigma_e = 1000 \text{ kg/cm}^2$, was umso beachtlicher ist, als diese Last nahezu der 5fachen Gebrauchslast entspricht. Da die ersten kleinen Biegeanrisse erst bei $4P = 120$ t aufgetreten waren, konnte der Beton vor allem in der noch völlig ungerissenen Zone über der Stütze noch den grössten Teil der resultierenden Zugkräfte übernehmen. Bei hohen Lasten treten in der unteren Bewehrung unmittelbar neben dem Mittelaufleger, also in der theoretischen Druckzone, ganz beträchtliche Zugspannungen auf. Es ist dies eine Erklärung dafür, weshalb das Durchführen der unteren Bewehrung besonders auch bei durchlaufenden Trägern sinnvoll und zweckmässig ist. Die einzelnen Stäbe über der Mittelstütze wurden nach der Schrägrissbildung bei $4P \cong 160$ t verständlicherweise recht unterschiedlich beansprucht; mit zunehmender Belastung gleichen sich diese Unterschiede jedoch erwartungsgemäss aus. Der sehr steile Abfall der Längsspannungen am Ende dieser Stäbe (oberes Diagramm) weist darauf hin, dass deren Verankerungslänge eher zu kurz gewählt worden war. Es empfiehlt sich daher, die Stäbe über der Stütze seitlich reichlich weit in das Feld hinein zu führen.

4. Versuche an indirekt gelagerten wandartigen Trägern

Im Hochbau lagern wandartige Träger oft nicht direkt auf Stützen auf, sondern sind in Querscheiben eingebunden. Die dabei auftretenden konstruktiven Probleme waren bisher so gut wie unerforscht. Aus diesem Grunde wurden als Abschluss der vorliegenden Forschungsreihe zwei indirekt belastete und gelagerte Träger geprüft, wobei die übliche aufgebogene Bewehrung wiederum mit einer Orthogonalbewehrung verglichen wurde. In Bild 18 ist die Versuchsanordnung und in Bild 19 die Bewehrung der beiden Träger wiedergegeben. Die wesentlichsten Versuchsergebnisse sind in Tabelle 3 zusammengestellt.

Im Unterschied zu den im vorangegangenen beschriebenen Versuchen waren die Hauptträger hier mit einem Verhältnis $H/L = 160/220 = \sim 1/1,4$ verhältnismässig schlank und zudem nur mittig belastet. Dies hat zusammen mit der indirekten Krafteintragung bewirkt, dass die Tragreserve weit geringer ausfiel als bei den früher geprüften Trägern; die Bruchsicherheit betrug hier nur $\mu = 2,12$ bzw. 2,27, was etwa den Verhältnissen von schlanken Trägern entspricht. Wie aus den Bewehrungs- und Rissbildern hervorgeht, ist eine aufge-

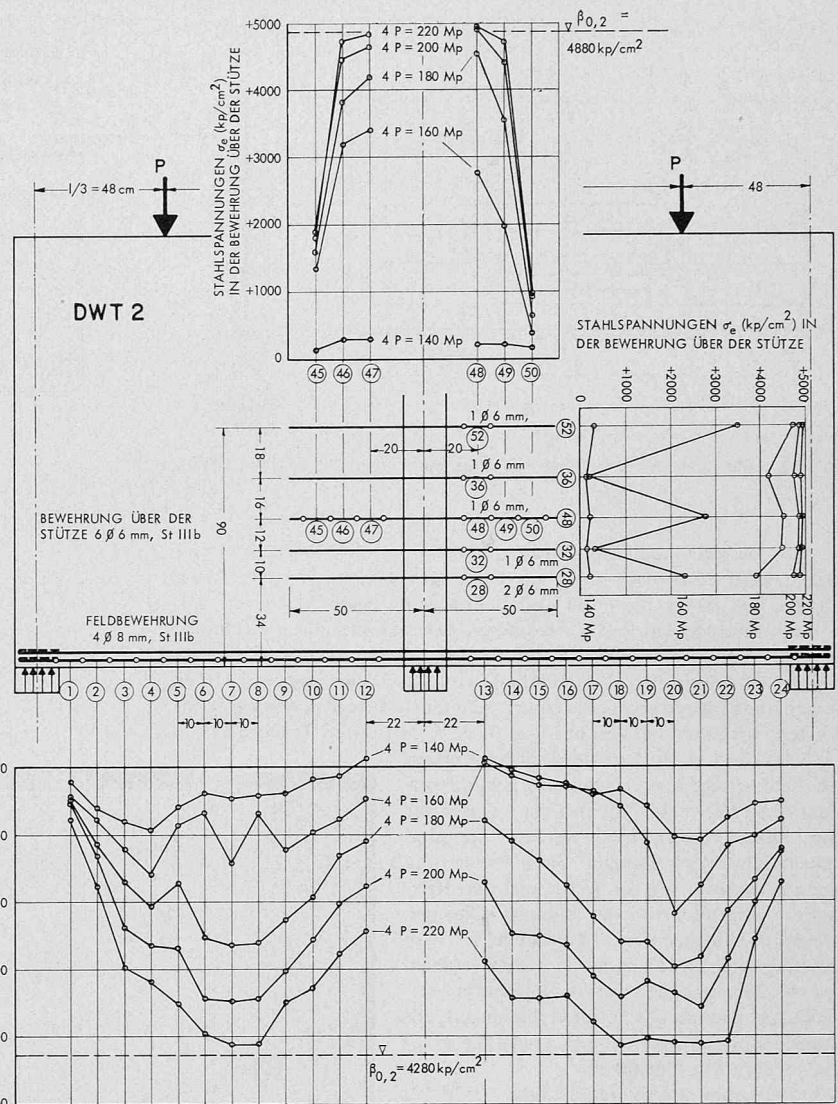


Bild 17. Verteilung der im Versuch ermittelten Stahlspannungen entlang der Zugbewehrung in den Feldern und über der Zwischenstütze

bogene Bewehrungsführung für die Hauptträger hier durchaus zu vertreten, da die grosse Schrägrisszone mit vielen, senkrecht zu den Rissen verlaufenden Armierungsstäben durchsetzt werden kann. Dementsprechend waren die Schrägrissbreiten hier auch merklich geringer als bei der orthogonalen Bewehrung. Der Aufwand für das Biegen und Verlegen einer derartigen Armierung ist aber sehr beträchtlich und in Anbetracht der geringen Verbesserung des Schrägriss-

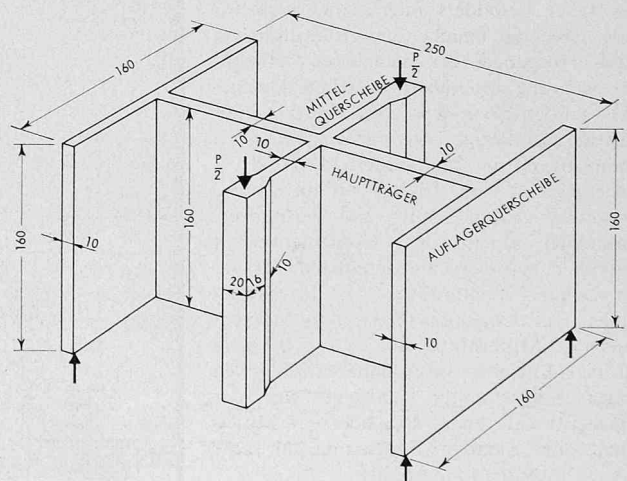


Bild 18. Ausbildung und Abmessungen der indirekt gelagerten und indirekt belasteten wandartigen Träger IWT 1 und IWT 2

verhaltens kaum gerechtfertigt, umsomehr als auch bei der orthogonalen Bewehrung nur sehr feine und gut verteilte Schrägrisse aufgetreten sind, die unter der Gebrauchslast noch weit unter dem im Hochbau als zulässig erachteten Mass von $w = 0,3$ mm lagen. Aus praktischen Gründen ist daher auch in solchen Fällen die Orthogonalbewehrung vorzuziehen.

In der Mittel-Querscheibe, die hier als kurze Konsole wirkt, haben die nach unten gebogenen Schrägstäbe zu einem vorzeitigen Versagen durch Spalten des Betons in den Abbiegestellen geführt, obwohl diese Abbiegungen normengemäss mit $15 \varnothing$ ausgerundet waren. Dieses Ergebnis stimmt mit anderen Versuchserfahrungen überein [6], wonach ein gutes Risse- und Bruchverhalten vor allem dadurch gewährleistet werden kann, dass die Hauptbewehrung oben bis zum Ende gerade durchgeführt und beim Kraftangriff einwandfrei verankert wird, wenn nötig durch Ankerplatten oder ähnliches. Aus den Rissbildern dieser Konsolen (Bild 20 und 21 links) kann die bessere Wirkung der Orthogonalbewehrung sofort erkannt werden. Für die Fortführung des Versuches IWT 1 war es übrigens notwendig, den Mittelträger zu bandagieren.

Bei indirekt gelagerten oder belasteten Trägern stellt sich die Frage, wie die Kräfte von den lastbringenden in die lastabnehmenden Scheiben eingeleitet werden. Im homogenen Zustand geschieht diese Kraftübertragung über die Betonschubspannungen; nimmt man dagegen die Tragwirkung nach der Rissbildung als Sprengwerk an, so müssen die vornehmlich unten abgestützten Druckdiagonalen in den Kreuzungspunkten durch eine entsprechende Bewehrung aufgehängt werden. Bei der für die Praxis geeigneten Orthogonalbewehrung sind diese Aufhängebügel aufgrund der eingehenden Messungen für etwa 80% der ankommenden Querkraft zu bemessen.

5. Schlussbemerkungen

Die hier beschriebenen Versuche haben unseres Erachtens gezeigt, dass bei wandartigen Trägern vor allem konstruktive Gesichtspunkte massgebend sind. Für die Praxis dürfte es sich in den wenigsten Fällen lohnen, eine aufwendige Berechnung nach der Scheibentheorie durchzuführen, um die Grösse der Bewehrung oder die Betonspannungen genau ermitteln zu wollen. Wie gezeigt wurde, sind die tatsächlichen Stahlspannungen im Vergleich zu den Rechenwerten meist gering; zudem ist eine verhältnismässig hohe Zugzone gegen Risse zu sichern, so dass die erforderliche Bewehrung weit mehr von der Rissebeschränkung als von der Aufnahme der Zugkräfte her bestimmt wird. Für die statische Bemessung der Hauptbewehrung genügt es daher im allgemeinen, den Hebelarm der inneren Kräfte überschlägig abzuschätzen und zwar etwa zu:

$$z = 0,6h \text{ bzw. } 0,6l \text{ (für die Feldbewehrung einfacher Träger mit Belastung von oben oder unten) und}$$

$z_{\text{Feld}} = z_{\text{Stütze}} = 0,5h \text{ bzw. } 0,5l$ (für durchlaufende wandartige Träger)
Mit obiger Annahme kann die Momentenverteilung näherungsweise wie bei schlanken Trägern ermittelt werden.

Die Gurtbewehrung sollte bei wandartigen Trägern ungeschwächt bis über die Auflager geführt und dort einwandfrei verankert werden, wozu sich liegende Haken weit besser eignen als stehende, die immer sprengend wirken. Für die Gurtbewehrung werden zweckmässig dünne Stäbe gewählt und über die Höhe der Zugzone verteilt.

Tabelle 3. Ergebnisse der Versuche an indirekt gelagerten und indirekt belasteten wandartigen Trägern

	IWT 1	IWT 2
<i>Biegebewehrung</i>		
Hauptträger	14 Stück $\varnothing$ 10 mm St III b, $\mu = 0,663\%$	14 Stück $\varnothing$ 10 mm St III b, $\mu = 0,663\%$
Mittelquerscheibe	12 Stück $\varnothing$ 8 mm St III b, $\mu = 0,402\%$	12 Stück $\varnothing$ 8 mm St III b, $\mu = 0,402\%$
Endquerscheibe	4 Stück $\varnothing$ 8 mm St III b, $\mu = 0,134\%$	4 Stück $\varnothing$ 8 mm St III b, $\mu = 0,134\%$
<i>Schrägbewehrung bzw. Vertikalbügel zur Krafteinleitung</i>		
Hauptträger	8 Stück Schrägstäbe $\varnothing$ 10 mm, St III b	15 Stück Vertikalbügel $\varnothing$ 8 mm, St III b, zweischnittig
Endquerscheibe	7 Stück Schrägstäbe $\varnothing$ 8 mm, St III b	7 Stück Vertikalbügel $\varnothing$ 8 mm, St III b, zweischnittig
<i>Beton</i>		
Druckfestigkeit β_w	333 kg/cm ²	333 kg/cm ²
Biegezugfestigkeit β_{BZ}	44 kg/cm ²	44 kg/cm ²
Rechnerische Gebrauchslast zul. P_{g+p} des Hauptträgers	60,6 t	53,4 t
Risslast P_R	33,6 t	40,7 t
Bruchlast P_U	127,5 t	120,0 t
Sicherheit $\nu = \frac{P_U}{\text{zul. } P_{g+p}}$	2,12	2,27
Bruchursache	Zerstörung des Betons am Hauptträger an den Abbiegestellen der Schrägbewehrung	Versagen der schiefen Druckstreben am Übergang des Hauptträgers in die linke Endquerscheibe

Eine gute Verteilung der Bewehrung ist vor allem auch über den Zwischenstützen erforderlich, da dort eine sehr hohe Zugzone gegen klaffende Risse zu sichern ist. Dies wird am einfachsten durch die Wahl einer Vielzahl gerader, dünner Stäbe erreicht, die zur Verankerung weit in die anschliessenden Felder zu führen sind.

Die übliche Bewehrung mit Aufbiegungen hat sich erwartungsgemäss als ungeeignet erwiesen, da sie einerseits einen grossen Aufwand erfordert und den Zuggurt unnötig schwächt und andererseits als vermeintliche Schubbewehrung meistens ziemlich wirkungslos ist. Eine Orthogonalarmierung ist entschieden vorzuziehen, weil sie nicht

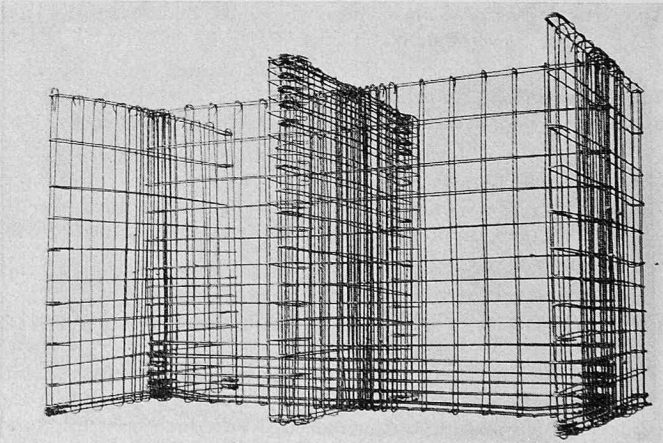
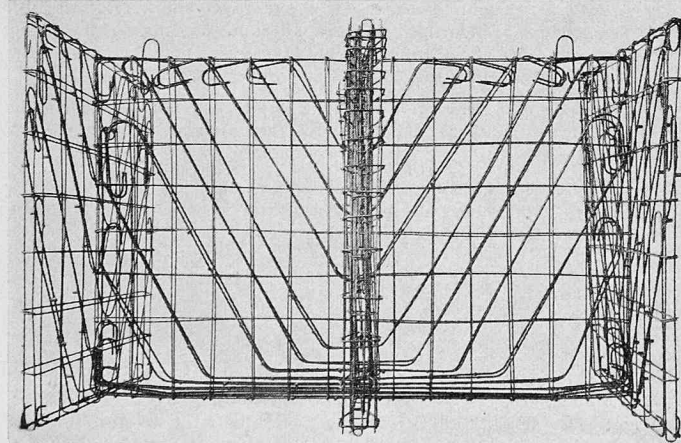


Bild 19. Bewehrungen der Versuchsträger IWT 1 (oben) und IWT 2 (unten) vor dem Einbringen in die Schalung

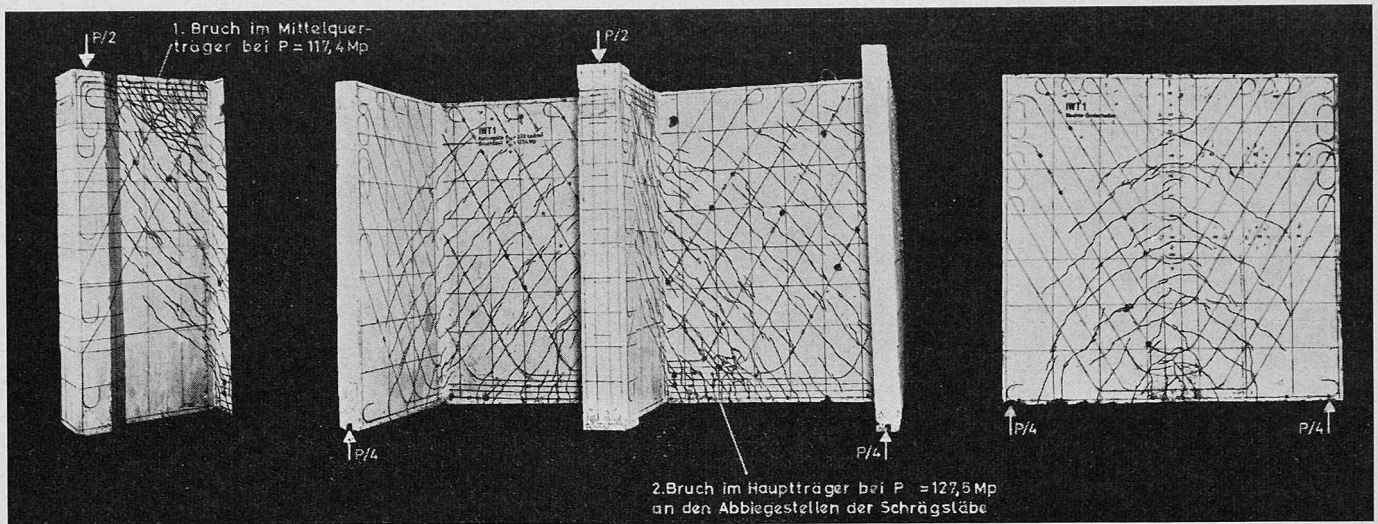


Bild 20. Trager IWT 1 nach dem Bruch bei 127,5 t. Bruchursache: Zerstörung des Betons am Haupttrager an den Abbiegestellen der Schragstabe

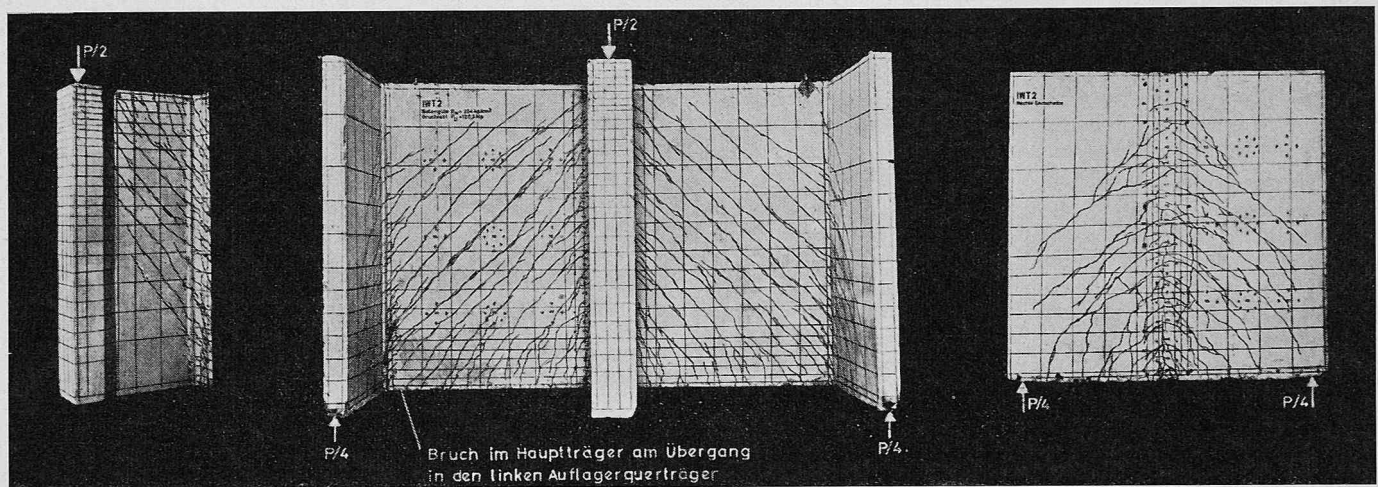


Bild 21. Trager IWT 2 nach dem Bruch bei 120,0 t. Bruchursache: Versagen der schiefen Druckstreben am Übergang des Haupttragers in den linken Auflagerquertrager

nur bedeutend einfacher zu verlegen ist, sondern die gewünschte feine Verteilung erleichtert.

Besondere Sorgfalt ist auf die konstruktive Durchbildung der hochbeanspruchten Auflagerzonen zu verwenden. Wegen der Gefahr des Aufspaltens sollten die Auflagerpressungen die Werte $p_a = 0,3 \beta_w$ (Endauflager) bzw. $p_c = 0,45 \beta_w$ (Zwischenaflager) nicht berschreiten.

Unten angreifende Lasten müssen durch weit in die Druckzone reichende Bügel verankert werden. Es empfiehlt sich dabei, die zulässigen Stahlspannungen verhältnismässig niedrig anzusetzen (z.B. $\sigma_{e\text{zul}} = 2000 \text{ kg/cm}^2$) oder bei besonders hochbeanspruchten Wänden eine vertikale Vorspannung anzuordnen, um die Bildung ausgeprägter Gewlberisse zu verhindern.

Bei indirekter Belastung oder Lagerung müssen in den Scheiben-Kreuzungspunkten zusätzliche Aufhängebügel angeordnet werden, die für etwa 80% der aufzunehmenden Querkraft zu bemessen sind.

In dem bereits erwähnten Heft 178 des DAfSt sind am Schluss ausführliche Richtlinien über die Bemessung und die konstruktive Durchbildung von wandartigen Trägern aufgestellt worden, die die wichtigsten Ergebnisse aus den hier beschriebenen Versuchen berücksichtigen.

Literatur

- [1] Schleeh, W.: Die Rechteckscheibe mit beliebiger Belastung der kurzen Ränder. «Beton- und Stahlbetonbau» 56 (1961), H. 3, S. 72–83.
- [2] Schleeh, W.: Ein einfaches Verfahren zur Lösung von Scheibenaufgaben. «Beton- und Stahlbetonbau» 59 (1964), H. 3, S. 49–56; H. 4, S. 591–594; H. 5, S. 111–119.
- [3] Schleeh, W.: Die streifenförmige Scheibe mit Randscherbelastung. «Beton- und Stahlbetonbau» 59 (1964) H. 10, S. 230–238; H. 11, S. 256–261.
- [4] Schleeh, W.: Die statisch unbestimmt gestützte durchlaufende Scheibe. «Beton- und Stahlbetonbau» 60 (1965) H. 2, S. 25–34.
- [5] Leonhardt, F. und Walther, R.: Wandartige Träger, Bericht über Versuche an wandartigen Trägern mit unterschiedlicher Belastung, Lagerung und Bewehrung. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 178. Wilhelm Ernst und Sohn, Berlin 1966.
- [6] Franz, G. und Niedenhoff, H.: Die Bewehrung von Konsolen und gedungenen Balken. «Beton- und Stahlbetonbau» 58 (1963), H. 5, S. 112–120.

Adresse des Verfassers: Dr. R. Walther, dipl. Ing. ETH, Amtliche Forschungs- und Materialprüfungsanstalt für das Bauwesen, Robert-Leichtstrasse 209, D7000 Stuttgart-Vaihingen.

Der Stand der Planung in Stadt und Kanton Zürich

DK 711.3

Wieweit ist in Stadt und Kanton Zürich die Planung fortgeschritten? Darüber orientierten die beiden ersten Vorträge, welche die «Zürcher Studiengesellschaft für Bau- und Verkehrsfragen» in diesem Winter veranstaltete. Am 12. Dezember sprach Hans Aregger, bis Ende 1966 Chef des Amtes für Regionalplanung des Kantons Zürich

und jetzt Beauftragter für Planungsfragen des Gemeinderates von Bern über «Das Ergebnis der Regionalplanung des Kanton Zürich», am 16. Januar Architekt Hans Litz, Geschäftsführer der Stadtplanungskommission Zürich, zur Frage «Hat die Stadt Zürich ein Leitbild für ihren Gesamtplan?»