

Versuche an Stahlbetonbauteilen mit geklebter Armierung

Autor(en): **Ladner, Marc / Flüeler, Peter**

Objektyp: **Article**

Zeitschrift: **Schweizerische Bauzeitung**

Band (Jahr): **92 (1974)**

Heft 19: **Telefongebäude Füsslistrasse in Zürich - Umbau und Renovation**

PDF erstellt am: **21.09.2024**

Persistenter Link: <https://doi.org/10.5169/seals-72363>

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.

Versuche an Stahlbetonbauteilen mit geklebter Armierung

Von Marc Ladner und Peter Flüeler, Dübendorf

DK 666.968 : 624.01.78

1. Problemstellung

Fast jedesmal, wenn im Bauwesen neuartige konstruktive Lösungen zur Anwendung gelangen, treten eine ganze Anzahl von bisher ungelösten Problemen auf, an deren Abklärung sowohl der Bauherr wie auch der projektierende Ingenieur sehr interessiert sind. Da es sich dabei in den meisten Fällen um Fragen handelt, die einer rein theoretischen Behandlung nur schwerlich und unvollkommen zugänglich sind, wird es im allgemeinen vorgezogen, die Probleme experimentell zu untersuchen, was auch nach den in der Schweiz gültigen SIA-Normen zulässig ist.

Eine solche Situation lag im Falle der Verstärkungsarbeiten der Stahlbetondecken für die Telefonzentrale an der Füsslistrasse in Zürich vor. Es wurden daher Versuche an der Abteilung «Massivbau» der Eidgenössischen Materialprü-

fungs- und Versuchsanstalt (EMPA) in Dübendorf durchgeführt, mit deren Hilfe man sich im wesentlichen eine Antwort auf folgende Fragen erhoffte:

- Wie ist das Haftvermögen eines mittels Epoxidharz auf Beton geringer Festigkeit aufgeklebten Stahlbleches?
- Welche der vorgeschlagenen konstruktiven Lösungen für die Verankerung der nachträglich aufgeklebten Zug- und Schubarmierungen im Plattenbalken eignet sich am besten?
- Wie gross ist der Einfluss der Zeit auf das rheologische Verhalten der gewählten Konstruktionsart?

Ausserdem wurde die EMPA beauftragt, die Qualität der Ausführung durch geeignete Versuche zu überwachen; schliesslich soll nach Abschluss der gesamten Verstärkungs- und Neubauarbeiten die Wirksamkeit der gewählten Methode nachgewiesen werden. Da im gegenwärtigen Zeit-

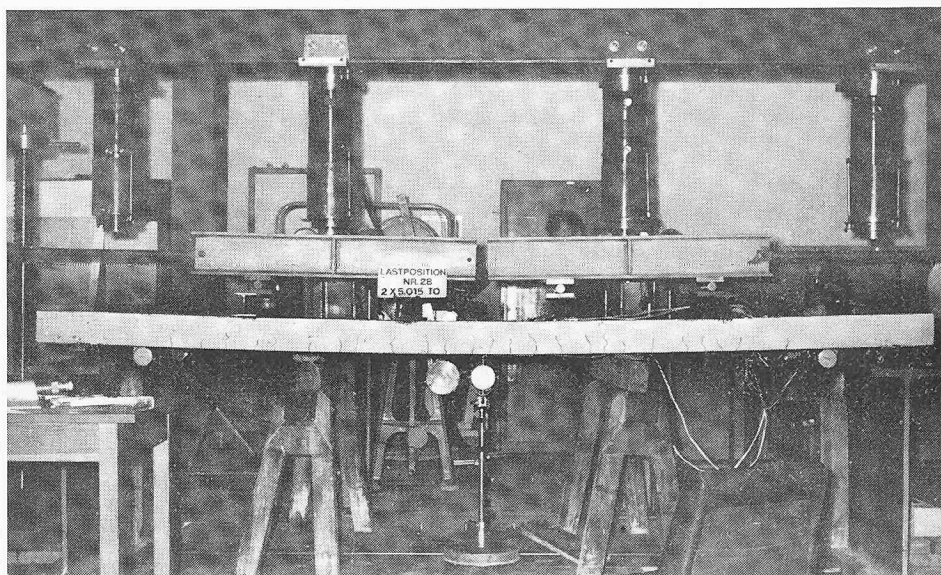


Bild 10. Versuchsplatte mit geklebter Biegearmierung unter Last

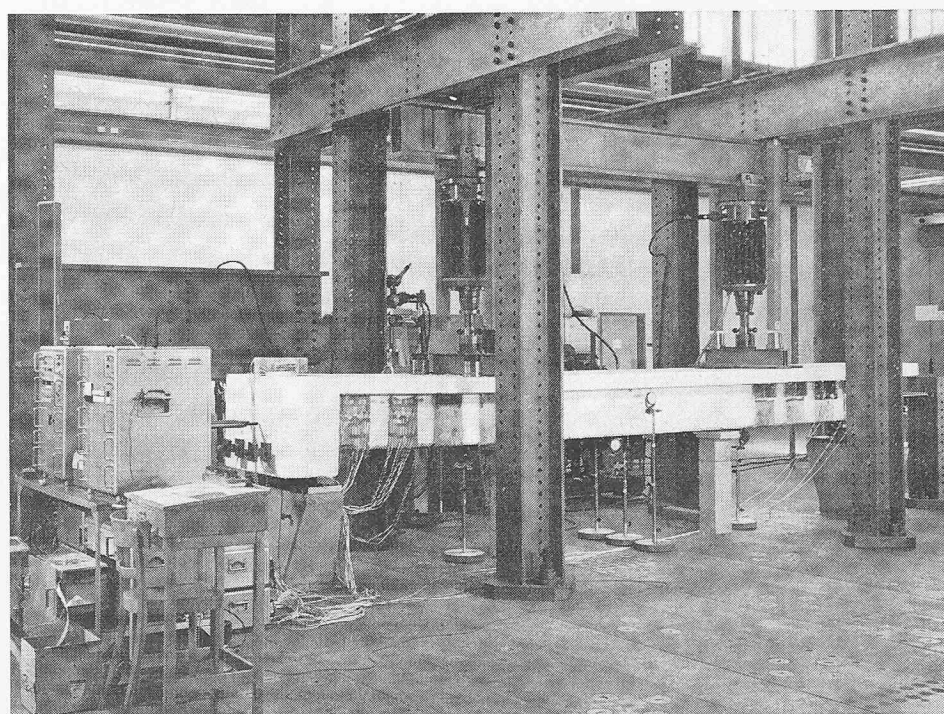


Bild 11. Versuchseinrichtungen mit Balken (unter Last) und elektronische Ablesegeräte

Tabelle 1. Haftfestigkeiten

	Anzahl Proben	Druckfestigkeit β_w		Nennfestigkeit β_w kp/cm ²	Scherfestigkeit τ	
		Mittelwert kp/cm ²	Standardabweichung kp/cm ²		Mittelwert kp/cm ²	Standardabweichung kp/cm ²
Bohrkerne						
Durchmesser 5,5 cm $F = 19,63 \text{ cm}^2$						
<i>Bauwerk</i>						
Unterzüge	22	354	± 57	295	$\tau_{11} = 46$	± 8
Decken	10	330	± 30	274	$\tau_{11} = 52$	± 17
Decken und Unterzüge	32	348	± 52	306	$\tau_{11} = 48$	± 12
<i>Versuchsplatte</i>						
Alter des Betons 28 Tage	34	274	± 24	238	$\tau_{21} = 32$	± 8
<i>Plattenbalken</i>						
Alter des Betons 81 Tage	34	242	± 26	209	$\tau_{21} = 37$	± 9
Versuchskörper						
<i>Versuchsplatte</i>						
Lamelle 1	4	234	± 17	-	$\tau_{22} = 17^1)$	-
Lamelle 2					$\tau_{22} = 19^1)$	-
<i>Plattenbalken</i>						
Lamelle	4	202	± 7	-	$\tau_{22} = 24^2)$	-

1) bestimmt aus gemessener Stahldehnung am Lamellenende und Endfläche

2) bestimmt aus der Differenz der Stahldehnung bei Lasteinleitung und Lamellenverankerung

punkt die Arbeiten aber noch nicht vollständig abgeschlossen sind, soll im folgenden nur über jene Untersuchungen berichtet werden, die die Grundlagen zur Bemessung lieferten.

2. Versuchsplanung

Eine der wichtigsten Grössen, die ermittelt werden mussten, war die *Haftfestigkeit*, welche eine Klebeverbindung zwischen Stahl und Beton aufzunehmen imstande ist.

Dazu war es zunächst einmal notwendig, mit Hilfe von zahlreichen Bohrkerne die Festigkeit des am Bauwerk vorhandenen Betons zu ermitteln. Es konnte eine Nennfestigkeit von $\beta_w = 306 \text{ kp/cm}^2$ gefunden werden. Sodann wurde die Haftfestigkeit am Bauwerk τ_{11} durch einen einfachen Abscherversuch an Bohrkerne, Durchmesser 5,5 cm, auf die nachträglich ein Stahlblech aufgeklebt war (Bild 12), bestimmt. In der Folge stellte sich dann die Frage, inwieweit dieser Wert auch als repräsentativ für grossflächige Klebeverbindungen angesehen werden durfte. Zur Abklärung dieses

Problems wurde an der EMPA eine Versuchsplatte betonierte, die eine ähnliche Betonfestigkeit wie das Bauwerk aufwies (Bild 10). Diese Platte war unterteilt, so dass der grössere Teil mit aufgeklebten Stahllamellen verstärkt und einem statischen Biegeversuch bis zum Bruch unterworfen werden konnte, woraus sich die Haftfestigkeit τ_{22} bestimmen liess, während aus dem kleineren Teil ebenfalls Bohrkerne entnommen wurden, an denen die Haftfestigkeit τ_{21} eines aufgeklebten Stahlbleches auf die gleiche Art wie am Bauwerk ermittelt wurde. In Tabelle 1 sind die verschiedenen Haftfestigkeitswerte aufgeführt.

Durch dieses Vorgehen war gewährleistet, dass die durch einen einfachen Abscherversuch ermittelte Haftfestigkeit am Bauwerk zu der tatsächlich aufnehmbaren in ein Verhältnis gesetzt werden konnte:

$$\left(\frac{\tau_{11}}{\tau_{12}} \right) = \left(\frac{\tau_{21}}{\tau_{22}} \right)$$

Indizes:

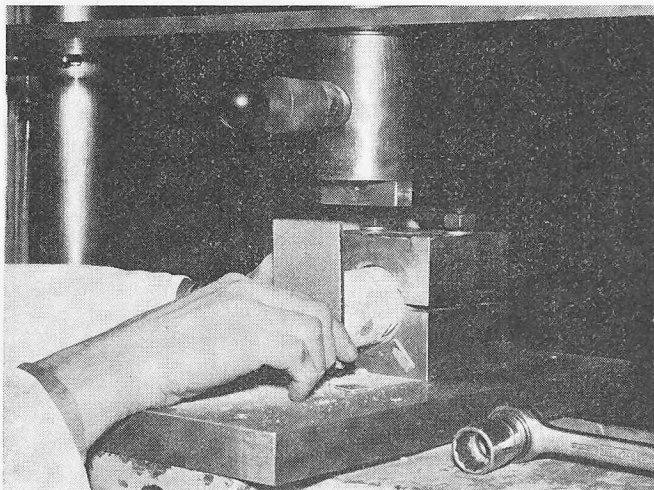
1. Index: 1 Bauwerk, 2 Versuche

2. Index: 1 Bohrkern Durchmesser 55 mm, 2 Element

Darin stellt τ_{12} die unbekannte, am Bauwerk tatsächlich vorhandene Haftfestigkeit dar.

Nachdem auf diese Weise die Grösse der wirklichen Haftfestigkeit festgestellt worden war, wurde in einem zweiten Versuch das Verhalten eines Plattenbalkens untersucht, der in seiner Grösse, Form und konstruktiven Gestaltung genau einem Deckenträger des Bauwerkes nachgebildet war (Bild 11). Die Verstärkungsbleche der Zug- und Schubarmierung wurden erst aufgeklebt, nachdem der Balken mit einer Kraft, entsprechend dem Eigengewicht und den ständig wirkenden Auflasten des Trägers im Bauwerk, beansprucht worden war. Durch Belastungsversuche sollte sodann an diesem Balken die Tragfähigkeit und die konstruktive Ausbildung der Verankerung der Zug- und Schubverstärkungsbleche sowie auch das rheologische Verhalten des gewählten Verfahrens unter Langzeitbelastung abgeklärt werden. Da aber nur sehr wenig Zeit zur Verfügung stand, musste das

Bild 12. Bohrkerne Durchmesser 5,5 cm mit geklebter Stahllamelle beim Einspannen in die Abschervorrichtung



Langzeitverhalten aus einem Versuch mit schwingend aufgebrachter Belastung ermittelt werden. Glücklicherweise war es möglich, auf eine frühere Untersuchung mit aufgeklebter Stahlarmierung zurückzugreifen, bei der sowohl Versuche mit schwingender als auch mit Dauerbelastung durchgeführt worden waren. Die Zunahme der Durchbiegung in Balkenmitte für diese früheren Versuche ist in Tabelle 2 enthalten.

Unter Annahme, dass beim Langzeitversuch die Durchbiegungszunahme im Laufe der Zeit im wesentlichen für alle Belastungsintensitäten ähnlich verläuft, mussten für den neuen Versuch die Lastgrenzen der schwingenden Belastung (Oberlast P_o , bzw. Unterlast P_u) so gewählt werden, dass die Durchbiegungswerte nach Abschluss der dynamischen Versuche ebenfalls auf etwa 150 bis 200% zugenommen hatten. Deshalb wurde die Oberlast $P_o = 1,2 NL$ und die Unterlast $P_u = 0,8 NL$ gewählt. Wie die Versuchsergebnisse zeigten, gelang es damit recht gut, das rheologische Verhalten des Balkens unter Dauerlast mit einem zeitlich stark gerafften dynamischen Versuch wiederzugeben (siehe Tabelle 3). Auf Bild 16 ist der gerissene Versuchsbalken nach 2 Mio Lastwechseln zu erkennen.

3. Versuchsergebnisse

3.1. Versuchsanordnung und Instrumentierung

Der Plattenbalken war als «einfacher Balken» mit einer Stützweite von 6,01 m gelagert. Die Last wurde mittels zwei ölhdraulischen Presskolben in den Viertelpunkten eingeleitet. Durch diese Anordnung war der Träger im Mittelbereich auf reine Biegung (konstant) und im Auflagerbereich auf Schub (konstant) mit Biegung beansprucht.

Bei der Instrumentierung (Bild 13) schenkte man neben den üblichen Messungen (Durchbiegung, Betonstauchung und Stahldehnung in Feldmitte und Viertelpunkt) ein ganz besonderes Augenmerk den Verankerungen der Lamelle. So wurden auf der einen Seite die Beanspruchungen der durch den Querträger schiessenden Zugstangen gemessen und auf der andern Seite ein allfälliger Schlupf zwischen Stahl und Beton. Die Beanspruchung der Schubleche wurde mittels zwei Dehnungsrosetten ermittelt. Die beiden Varianten für die Schublechverankerung (Vorschlag Ingenieurbüro und EMPA, Bilder 14 und 15) wurden mit elektrischen Dehnungsmessstreifen und Messdosen gemessen. Photographische Aufnahmen vor und nach den dynamischen Versuchen und während des Bruchversuches lieferten weitere wertvolle Informationen über das Rissbild des Balkens.

3.2. Versuchskörper und Materialeigenschaften

Die Abmessungen des Plattenbalkens sind aus Bild 17 ersichtlich. In der Folge werden die wichtigsten Materialeigenschaften der dabei verwendeten Baustoffe aufgeführt.

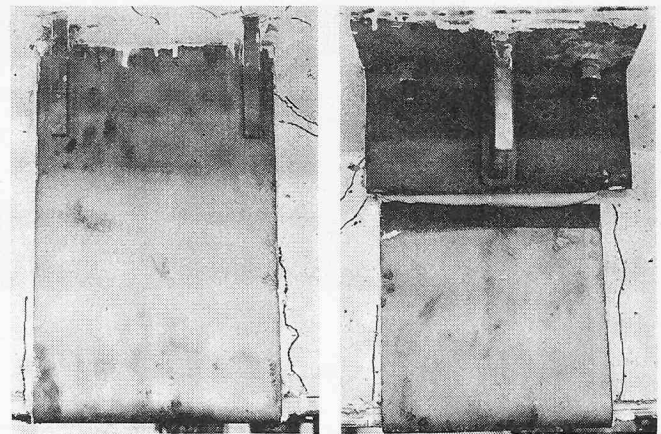


Bild 14, links. Schublechvariante Ingenieurbüro. Verankerung mit Bolzen

Bild 15, rechts. Schublechvariante EMPA. Verankerung mit Winkel

Tabelle 2. Gegenüberstellung der Durchbiegungen bei Langzeit- und Schwingversuchen aus früheren Untersuchungen

Schwingversuche (P_o/P_u) NL		Anzahl Last- wechsel	δ_{Mitte} % unter P_o	Langzeitversuche $P = 2,7 NL$ Zeit in Wochen	δ_{Mitte} %
0,9	NL	1	100	0 Erstbelastung	100
(0,9/0,45)	NL	$2 \cdot 10^6$	155	1 4	114 128
(1,8/0,9)	NL	$2 \cdot 10^6$	225	11 52 (1 Jahr)	141 172
(2,42/1,21)	NL	$2 \cdot 10^6$	260	104 (2 Jahre) 146 (2,8 Jahre)	179 181

NL = Nutzlast

Tabelle 3. Zunahme der Durchbiegung infolge Schwingversuch beim Plattenbalken

P	Statische Belastung δ_{Mitte} (%)	nach $2 \cdot 10^6$ Lastwechseln δ_{Mitte} (%)
0,8 NL	54	143
1,0 NL	100	185 ¹⁾
1,2 NL	159	228

¹⁾ Interpolierter Wert

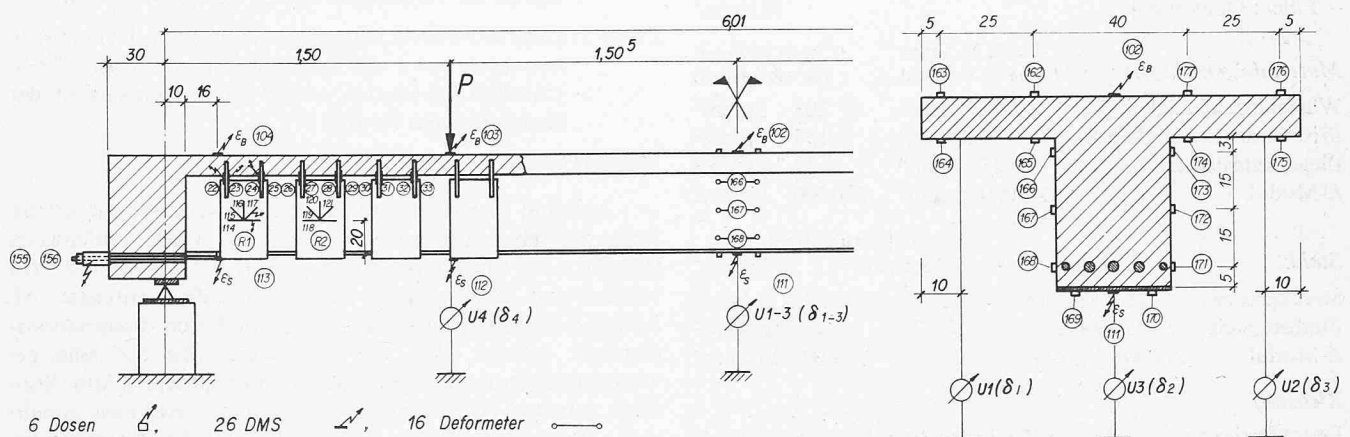
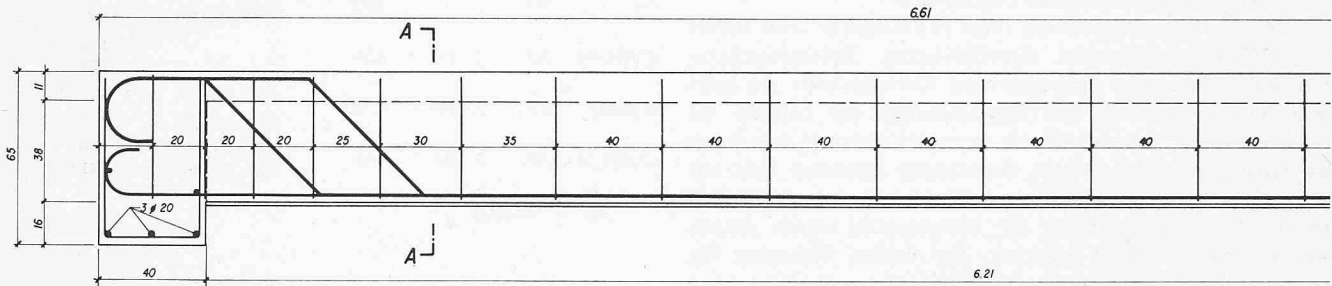
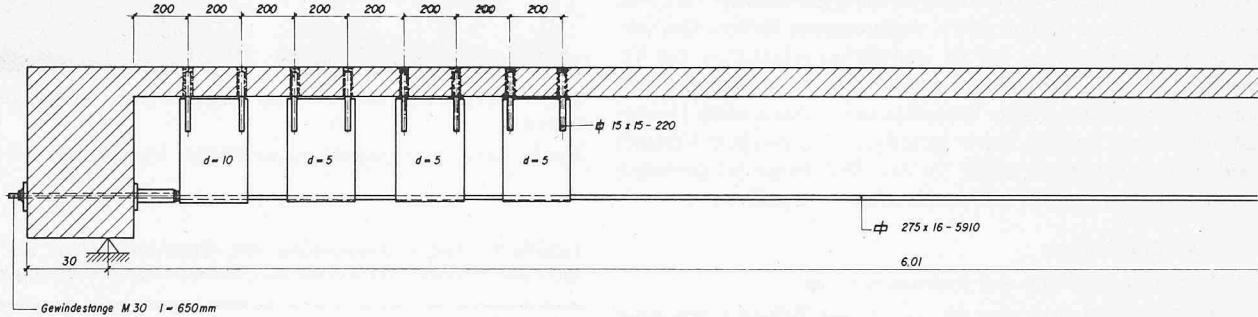
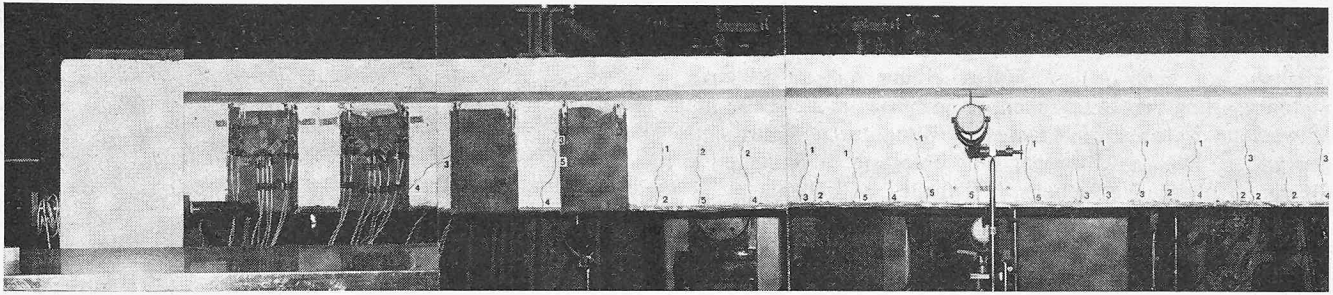


Bild 13. Plattenbalken mit Instrumentierung und Armierung. Links die Hälfte des Balkens mit dem festen Auflager, rechts Schnitt in Balkenmitte



Beton:

Betonzusammensetzung: Ziel $\beta_{w28} = 200 \text{ kp/cm}^2$

– Zuschlagstoffe, Korngrösse 0 bis 16 mm

Sand	0 bis 4 mm	44%
Sand	4 bis 8 mm	24%
Kies	8 bis 16 mm	32%

– Zement	170 kg/m ³
– Wasser/Zement-Faktor	0,88
– Filler: Quarzmehl	50 kg/m ³

Materialeigenschaften:	nach 28 Tagen (dynam. Versuch)	nach 35 Tagen (Bruchversuch)
Würfeldruckfestigkeit β_w	202 kp/cm ²	203 kp/cm ²
Prismendruckfestigkeit β_p	128 kp/cm ²	158 kp/cm ²
Biegezugfestigkeit β_{bz}	28 kp/cm ²	32,5 kp/cm ²
E-Modul	245 000 kp/cm ²	270 000 kp/cm ²

Stahl:	Lamellen	Armierungsstahl	
		$\varnothing 8,22,30$	$\varnothing 10$
Streckgrenze	28,8 kp/mm ²	29,8	37,8 kp/mm ²
Zugfestigkeit	43,2 kp/mm ²	42,3	51,3 kp/mm ²
E-Modul	21 600 kp/mm ²		21 600 kp/mm ²

Klebstoff

Druckfestigkeit	895,6 kp/cm ² bei Raumtemperatur
Biegezugfestigkeit	287,3 kp/m ² bei Raumtemperatur
Raumgewicht	1,6 kg/dm ³ bei Raumtemperatur

3.3. Versuchsablauf

Der Versuchsverlauf kann chronologisch und arbeitstechnisch in folgende Phasen eingeteilt werden:

- Phase 1: Herstellung des Trägers, Bereitstellung der Verstärkung.
- Phase 2: Statischer Belastungsversuch bis auf die Grundlast ($G_L = 12,3 \text{ Mp}$: Ist-Zustand des Bauwerks) und Halten der Grundlast. Kleben der Verstärkung.
- Phase 3: Langzeitversuch (simulierte Alterung). Dynamische Belastung mit $2 \cdot 10^6$ Lastwechseln. Oberlast $1,2 G_B$, Unterlast $0,8 G_B$ ($G_B = 16,8 \text{ Mp}$, Gebrauchslast der fertigbelasteten Decke).
- Phase 4: Statischer Bruchversuch.

Auf Bild 21 ist der zeitliche Verlauf verkürzt dargestellt. Beim statischen Bruchversuch, Bild 22, wurde stufenweise (1 Stufe = $2,5 \text{ Mp/Kolben}$) bis auf $1,5 G_B$, $2,0 G_B$ und $2,5 G_B$ belastet und jeweils wieder auf die Grundlast entlastet. Ab 2,5facher Gebrauchslast wurde bis zum Bruch deformationsgesteuert belastet, d.h. die Last wurde bis auf eine gewünschte Deformation gesteigert, dann während 2 Min. konstant gehalten (Oberlast), wobei die Deformationen zunahmen. Danach wurde die Deformation 13 Min. konstant gehalten, während die Last auf einen bestimmten Wert (Unterlast) abfiel.

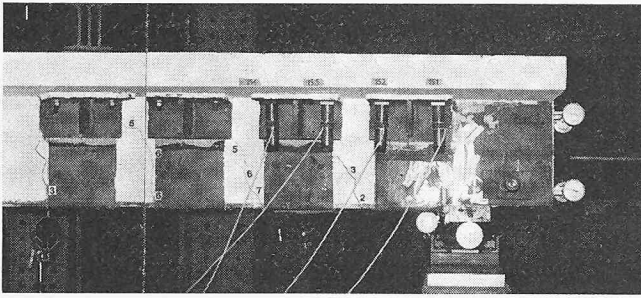


Bild 16, links. Plattenbalken nach 2 Mio Lastwechselln unter 2·12,3 Mp Belastung. Rissbild und Rissbreiten in $\frac{1}{100}$ mm. In Ergänzung zu Bild 13 sind hier auch die Instrumente für die Schlupfmessungen am rechten Balkenende sowie die Kraftmessdosens bei den Verankerungen der Schubleche sichtbar

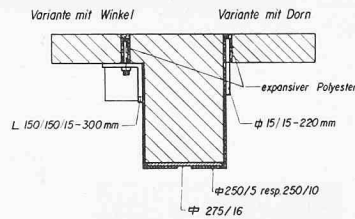
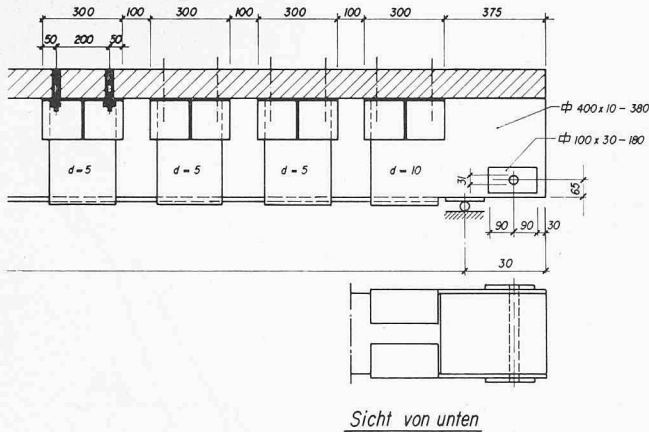


Bild 17. Plattenbalken mit aufgeklebter Armierung. Links oben Längsschnitt, links Ansicht von unten, oben Schnitt mit Schublech. Die rechte Hälfte zeigt die Variante mit Winkel, die linke Hälfte die Variante mit Dorn

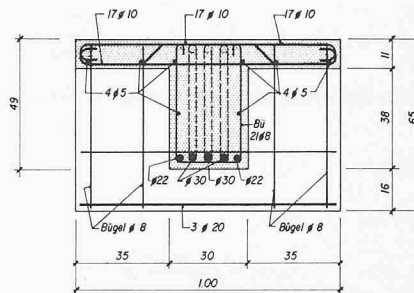
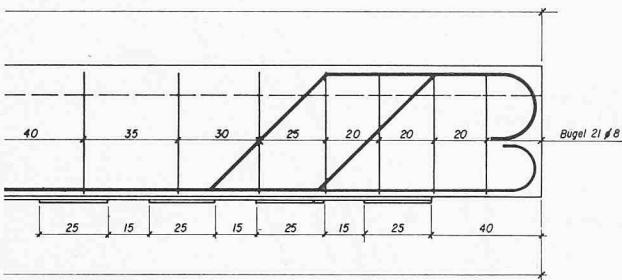


Bild 18. Plattenbalken mit normaler Armierung. Schalungs- und Armierungsplan. Links Längsschnitt, rechts Schnitt A-A

3.4. Ergebnisse

Bruch und Bruchursache

Im Verlaufe der Laststeigerung von $1,5 G_B$ auf $1,65 G_B$ zeigte sich zwischen dem Auflager und dem ersten Schublech plötzlich ein $0,70$ mm breiter Riss, was vermuten liess, dass hier der Bruch eintreten würde. Bei der weiteren Lasterhöhung ($2,5 G_B$) öffneten sich mit knallartigem Geräusch beidseitig des Trägers je drei Winkel der Schubleche (Bild 19). Gleichzeitig verbreiterte sich ein markanter Schubriss zwischen den Schublechen direkt unter der Lasteinleitungszone. Er pflanzte sich in die nachträglich gebohrte Schublechverankerung (Schwächung des Querschnitts) in die Platte fort und ging von hier aus strahlenförmig auseinander. Trotzdem war eine weitere Laststeigerung möglich. Bei $2,8$ facher Gebrauchslast versagte plötzlich der Verbund zwischen dem mit Zugstangen abgesicherten Lammellenende und dem Beton, worauf der Beton neben der Lasteinleitungsstelle gestaucht wurde (Bild 20). Die Bruchursache liegt somit im Versagen des Verbundes zwischen Beton und Stahllamelle.

Durchbiegungen

Die Durchbiegungen der Feldmitte, resultierend aus den 3 Belastungsphasen, sind aus Bild 24 ersichtlich. Ihre Anteile:

Anteil vor Verstärkung	10,58 mm
Anteil dynamische Versuche	2,97 mm
Anteil Bruchversuch	17,25 mm

Die Lastdurchbiegungskurve zeigt anfänglich einen steilen Anstieg bis zum Erreichen der Anrisslast ($2,5$ Mp/Kolben), dann folgt sie praktisch geradlinig unter einem flacheren Winkel bis zur Grundlast ($12,3$ Mp/Kolben). Nach der Verstärkung ist der Kurvenverlauf sowohl während des dynamischen Versuchs als auch während des Bruchversuchs bis auf die $2,0$ fache Gebrauchslast sehr steil. Dies bestätigt eindeutig die Wirksamkeit des Verbundes zwischen Lamelle und Beton.

Bild 25 veranschaulicht das Langzeitverhalten des Trägers während der 2 Mio Lastwechselln. Die prozentuale Zunahme der Durchbiegung wurde bereits in Tabelle 3 erwähnt.

Betonstauchungen und Stahldehnungen

Die maximale Druckbeanspruchung des Betons beim Verstärken betrug $\sigma_B = 77$ kp/cm² (100%). Die Ermüdung infolge dynamischer Versuche erbrachte im Mittel eine Zunahme der Stauchung von 173%.

Im Bruchzustand erreichte die Betonstauchung in Balkenmitte den Wert von $\varepsilon_B = 1,37$ ‰. Bild 26 zeigt die Dehnungsverteilung über den Mittelquerschnitt für die drei Versuchsphasen.

Die aufgeklebte Stahllamelle erhielt infolge Ermüdung eine Dehnung von $\varepsilon = 0,12$ ‰. Beim Bruch betrug die Stahldehnung in Feldmitte $\varepsilon_{sm} = 1,075$ ‰ und blieb folglich im elastischen Bereich.

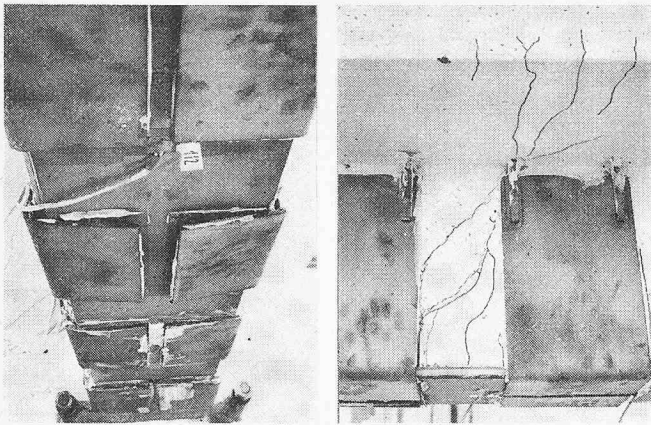


Bild 19, links aussen. Abgelöste Schubbewehrung bei 2,5facher Gebrauchslast

Bild 20, links. Lasteinleitungszone des Plattenbalkens im Bruchzustand

Bild 23, rechts. Endverankerung der Lamelle mit Schublech im Risszustand

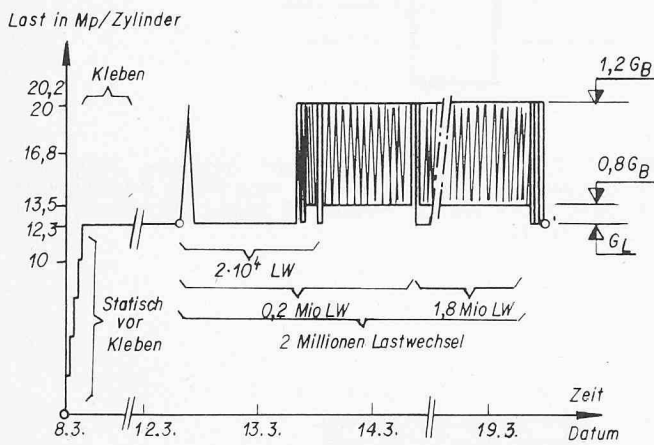
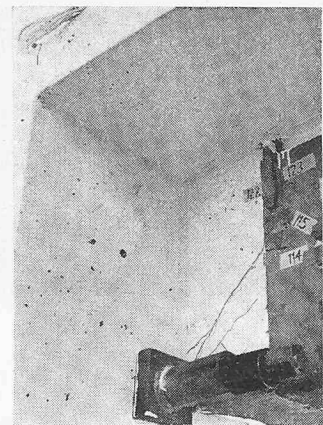


Bild 21. Last-Zeit-Diagramm der dynamischen Belastungsversuche

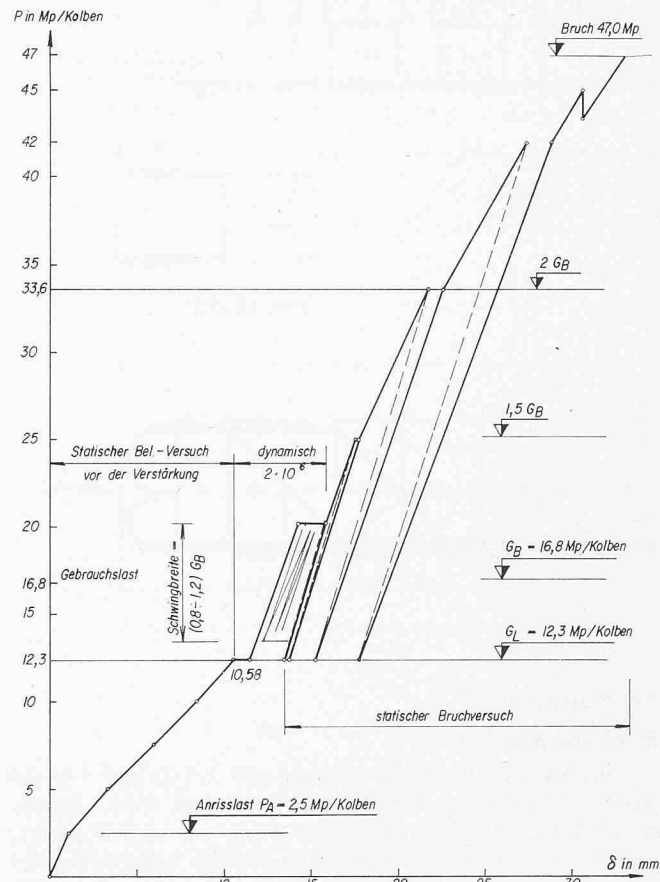


Bild 24. Lastdurchbiegungs-Diagramm für die Feldmitte während der drei Belastungsphasen

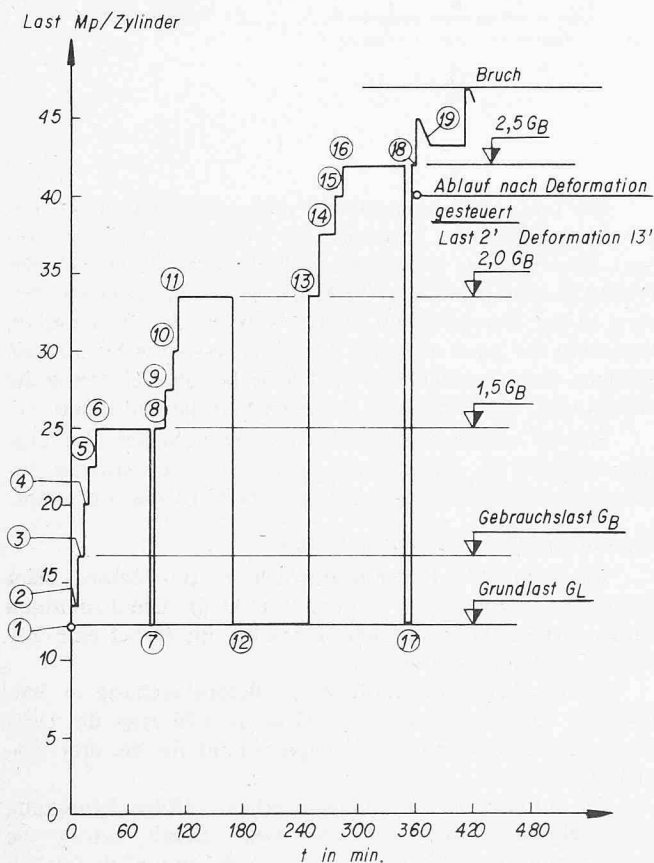


Bild 22. Last-Zeit-Diagramm der statischen Bruchversuche

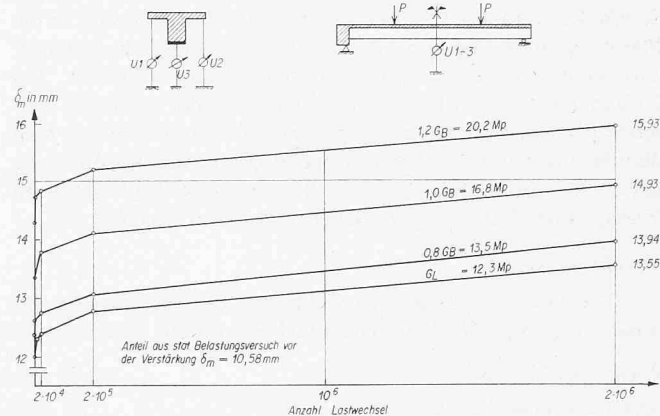


Bild 25. Diagramm der Durchbiegung während 2 Mio Lastwechsel

Bild 26. Dehnungsverteilung in Feldmitte infolge der drei Belastungsphasen (die angegebenen Nummern bezeichnen die Messstellen gemäss Bild 13)

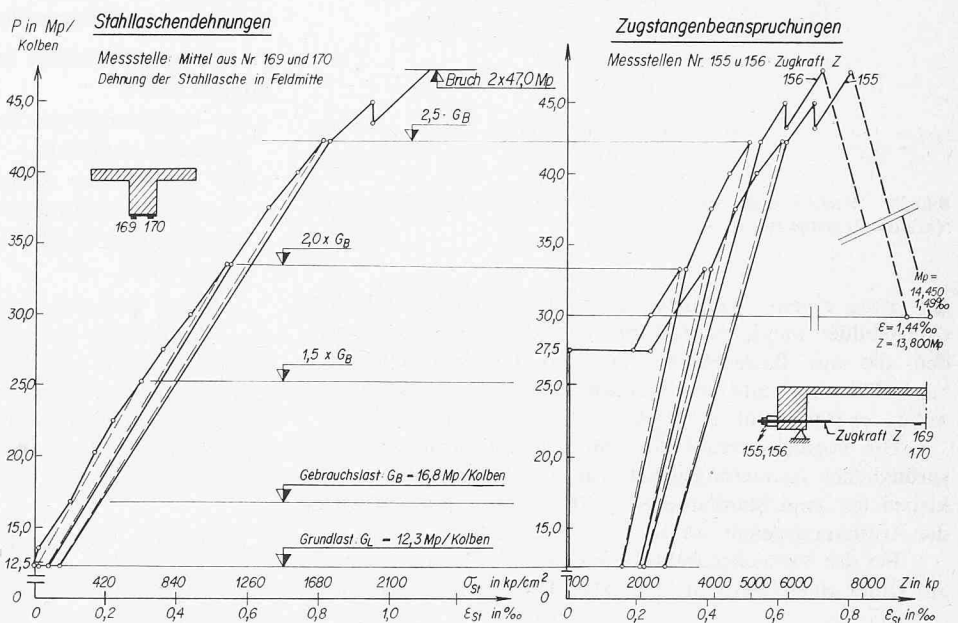
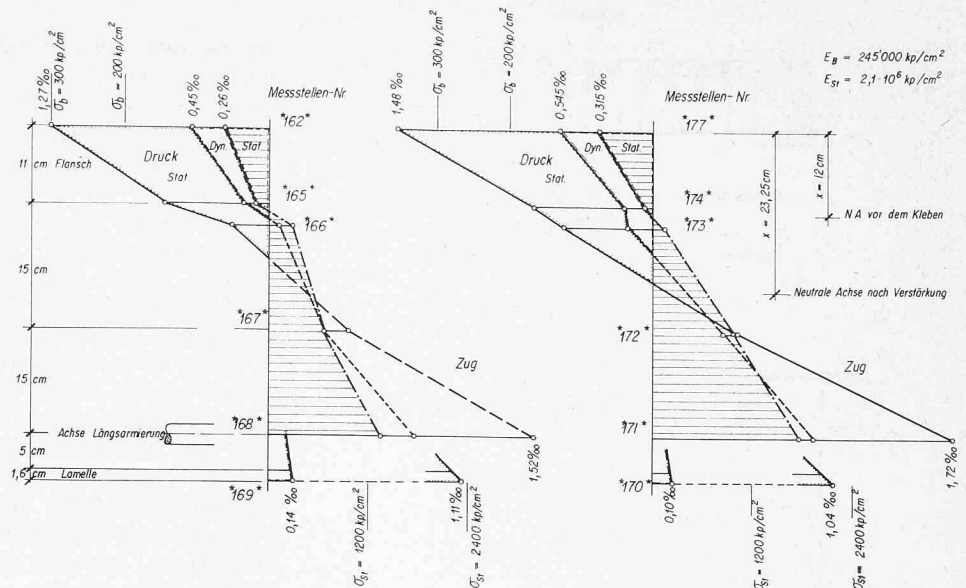


Bild 27. Beanspruchungen der Stahl-Lamelle in Feldmitte und der Endverankerung

Endverankerungen

Die Notwendigkeit einer Endverankerung ist in der Norm SIA 162, Art. 3.14 beschrieben. Sie fordert die Bewehrung gemäss der verschobenen Momentenlinie. Daher wurden die Lamellenenden mit M30-Zugstangen im anstehenden Querträger verankert (Bild 23).

Während der dynamischen Versuche konnten darin keine Zugkräfte gemessen werden. Erst im Bruchversuch sprang bei 1,65facher Gebrauchslast die Zugkraft plötzlich auf 1,85 Mp und 2,3 Mp, nachdem sich unmittelbar neben dem Auflager ein Schubriss geöffnet hatte (Bilder 23 und 27). Vor dem Bruchzustand wurde in den Verankerungsstangen eine Gesamtlast von 12,7 Mp gemessen, während im Bruchzustand dieser Wert sogar 28,25 Mp betrug. Analoge Ergebnisse ergab die Schlupfmessung auf der gegenüberliegenden Trägerhälfte. Während im dynamischen Versuchsteil praktisch kein Schlupf festgestellt werden konnte ($s = -17 \cdot 10^{-3}$ mm), zeigte sich beim Bruch ein Schlupf von $s = -187 \cdot 10^{-3}$ mm.

Schubblechverankerungen

– Variante Ingenieurbüro: Aufgeschweisste Vierkanteisen (15 × 15) in Platte eingelassen und nachträglich mit expansivem Polyester vergossen.

– Variante EMPA: Schubblech mit aufgeklebtem Winkel; Winkel zweifach verschraubt.

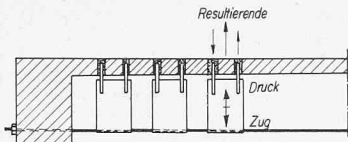
Die Verankerung der Schubbleche wurde, wie aus Tabelle 4 ersichtlich ist, erst bei rd. 2facher Gebrauchslast aktiv. Bei der Variante EMPA konnten überhaupt keine Beanspruchungen der Verschraubung festgestellt werden. Bild 28 zeigt ein Last-Dehnungs-Diagramm der Variante Ingenieurbüro.

4. Zusammenfassung und Schlussfolgerungen

Im Auftrag einer öffentlichen Dienststelle des Bundes wurden an der EMPA eingehende Untersuchungen über die Verstärkung einer Deckenkonstruktion eines alten Gebäudes nach der Methode der geklebten Armierung gemacht. Dazu wurden eine Versuchsplatte und ein Plattenbalken hergestellt,

Tabelle 4. Kräfte in Schubblechverankerung

Variante	Dynam.		Bruchversuch		
	1,2 G _B	1,5 G _B	2,0 G _B	2,5 G _B	Bruch
Ing.-Büro	0	0	1100 kp	1550kp	1970 kp
EMPA	0	0	0	0	0



Querschnitt: $F_{St} = 1,5 \times 1,5 = 2,25 \text{ cm}^2$
 $E_{St} = 2,1 \cdot 10^6 \text{ kp/cm}^2$
 Zugkraft: $Z = \epsilon \cdot F_{St} \cdot E_{St}$

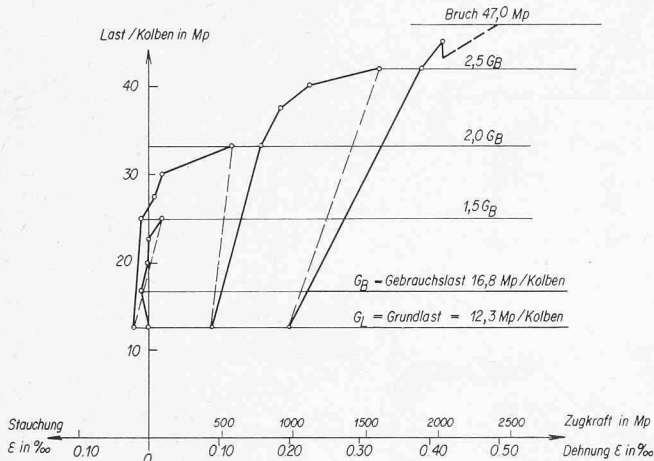


Bild 28. Resultierende Dehnung einer Schubblechverankerung der Variante Ingenieurbüro

die genau einem Deckenausschnitt des wirklichen Objektes nachgebildet waren. Mittels einfacher Abscherversuche wurden die am Bauwerk vorhandenen Haftfestigkeiten mit $\tau_{11} = 48 \text{ kp/cm}^2$ und der Nennwert der Betondruckfestigkeit mit $\beta_w = 306 \text{ kp/cm}^2$ ermittelt.

Die Versuchsplatte ($370 \times 90 \times 13 \text{ cm}^3$) hatte einen ursprünglichen Armierungsgehalt von $\mu = 0,55\%$. Durch Aufkleben der zwei Stahllamellen ($3200 \times 100 \times 5 \text{ mm}^3$) wurde der Armierungsgehalt auf $\mu_{tot} = 1,56\%$ erhöht.

Bei der Versuchsdurchführung riss die Platte bei 2,5 Mp an. Unter einer Last von 11,25 Mp (3,9fache Nutzlast) lösten

sich die zwei Lamellenenden plötzlich ab, worauf die Platte brach. Zu diesem Zeitpunkt betrug die Durchbiegung in Plattenmitte $\delta_m = 59,52 \text{ mm}$ oder $1/55$ der Stützweite. Es lag ein Verbundbruch vor.

Der Plattenbalken, als einfacher Balken mit einer Stützweite von 601 cm gelagert, wurde in einer ersten Phase statisch bis auf 12,3 Mp/Kolben belastet. In einer zweiten Phase wurde der Träger durch Aufkleben von Stahllamellen verstärkt. In der anschliessenden dritten Phase war sodann das Tragverhalten des Trägers unter Langzeitbelastung zu untersuchen, die durch einen dynamischen Belastungsversuch (Oberlast 1,2 G_B , Unterlast 0,8 G_B) durch 2 Mio Lastwechsel simuliert wurde. In der vierten und letzten Phase schliesslich wurde der Plattenbalken bis zum Bruch belastet. Unter einer Last von 2,5 Mp/Kolben öffneten sich die ersten Risse. Durch die dynamischen Versuche hatte die Durchbiegung in Feldmitte um rd. 85% zugenommen. Der Bruch trat bei einer Belastung von 47,0 Mp/Kolben (= 2,8fache Gebrauchslast) plötzlich ein, nachdem sich das Lamellenende kurz vorher abgelöst hatte. Es liegt somit ein Verbundbruch vor. Beim Erreichen der Bruchlast betrug die Durchbiegung in Feldmitte $1/195$ der Spannweite.

Folgende Schlüsse lassen sich für die zu verstärkenden Decken ziehen:

- der Endverankerung der Lamellen ist besondere Aufmerksamkeit zu schenken;
- die Schubleche direkt beim Auflager müssen mit dem Querträger verbunden werden;
- die Schubleche selber sind auf der Unterseite überlappend auszubilden.

In der Gesamtbeurteilung lässt sich feststellen, dass sich die Wirksamkeit der hier gewählten Verstärkungsmethode sowohl während dem dynamischen Versuch als auch während dem Bruchversuch bewährt hat. Bei einer zuverlässigen und sachgemässen Anwendung der verwendeten Baustoffe lassen sich somit auf diese Weise zweckmässige und platzsparende Verstärkungsarbeiten durchführen.

Adresse der Verfasser: Dr. sc. techn. Marc Ladner, dipl. Ing. ETH, und Peter Flüeler, dipl. Ing. ETH, EMPA, Eidg. Materialprüfungsanstalt, Überlandstrasse 129, 8600 Dübendorf.

Epoxid-Bindemittel für Klebearbeiten Stahl-Beton

Von Dr. H. Lauterbach, Basel

DK 666.968:624.01.78

Epoxid-Harze haben sich seit vielen Jahren, z.T. Jahrzehnten, auf den verschiedensten Anwendungsgebieten bewährt. Auch in dem weitläufigen Gebiet des Bausektors bestehen viele Einsatzmöglichkeiten wie Giessmörtel, Reparaturkleber, Injektionsharze, Oberflächenschutz und vieles andere. Danach sind naturgemäss auch die geforderten Eigenschaften von Fall zu Fall sehr verschieden. Technisch gesondert zu betrachten sind alle Anwendungen, bei denen das EP-Bindemittel eine kraftübertragende Funktion übernimmt, weil dabei nicht nur die Standsicherheit des Bauwerkes betroffen ist, sondern noch erschwerend die im Bauwesen übliche Lebensdauer von minimal fünfzig Jahren zu berücksichtigen ist.

Dies wirkt sich nicht so sehr darauf aus, dass man Produkte mit besonders guten Eigenschaften auswählen muss, sondern betrifft vor allem eine umfangreiche und möglichst lückenlose Dokumentation dieser Eigenschaften.

Die Gesichtspunkte, nach denen die EP-Bindemittel für den hier beschriebenen Fall ausgewählt wurden, sollen nun

kurz diskutiert werden. Es ist an dieser Stelle nicht möglich, auf Prüfmethode und Versuchsbeschreibung einzugehen, so dass man zunächst die erhaltenen Messwerte als gegeben annehmen muss.

Die Eigenschaften, welche vor allem die Auswahl des Klebers bestimmt haben, sind:

1. einstellbare Reaktivität
2. mechanische Festigkeit
3. Haftfestigkeit auf Beton und Stahl
4. Kriechbeständigkeit unter Dauerlast
5. Wasser- und Alkalibeständigkeit
6. Einfluss von Fehldosierungen auf die Grundeigenschaften
7. Ermüdungsverhalten
8. Temperaturbeständigkeit

Es folgen einige Bemerkungen zu den obigen Kriterien:

Zu 1. Die Erhärtungsgeschwindigkeit ist - wie jede chemische Reaktion - stark temperaturabhängig. Heizen des Bindemittels im Winter oder Kühlen im Sommer ist prak-