

Europabrücke: Modellversuche

Autor(en): **Stoffel, Philipp / Marti, Peter**

Objektyp: **Article**

Zeitschrift: **Schweizer Ingenieur und Architekt**

Band (Jahr): **115 (1997)**

Heft 19

PDF erstellt am: **24.07.2024**

Persistenter Link: <https://doi.org/10.5169/seals-79236>

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.

Philipp Stoffel und Peter Marti, Zürich

Europabrücke: Modellversuche

Die detaillierte Überprüfung der Europabrücke in Zürich [1] ergab, dass der Schubwiderstand sowohl der Einhängeträger als auch der Auflagerbereiche der indirekt gelagerten Längsträger den Anforderungen der Normen SIA 160 und 162 [2, 3] zum Teil bei weitem nicht genügt. Zur Ergänzung der rechnerischen Untersuchungen wurden vier grossmassstäbliche Modellversuche durchgeführt.

Einerseits bestand die Hoffnung, aufgrund dieser Versuche nachweisen zu können, dass auf umfangreiche weitere Verstärkungsmassnahmen der Europabrücke verzichtet werden könnte. Andererseits versprachen diese Versuche wegleitende Ergebnisse für die künftig anfallende Überprüfung einer Vielzahl von Brücken, bei denen ähnliche Schubprobleme bestehen.

Versuche

Versuchsprogramm

Ein Trägerabschnitt im Bereich zwischen den Momentennullpunkten beidseits einer Zwischenstütze wurde im Massstab 3:7 nachgebildet. Der über den Stützen durchlaufende Querträger wurde ebenfalls reproduziert, um die Verbindung zum Zwillingsträger modellieren zu können. Jeder der vier 7,4 m langen Versuchsträger wog 24 Tonnen.

In Bild 1 sind das Versuchsprogramm und die Versuchsparameter zusammengestellt. Der Versuch EB1 sollte die aktuellen Bedingungen möglichst gut reproduzieren. Die Bewehrung entsprach den Originalplänen. Der Versuchsträger wurde indirekt gelagert und durch oben an den Stegen sowie am Ende des Querträgers angreifende Einzellasten belastet. Die Versuchsträger EB2 und EB4 enthielten auf 50 bzw. 68% reduzierte Bügel- und Vorspannbewehrungsquerschnitte, um den potentiellen Effekten der Korrosion Rech-

nung zu tragen. Der Versuchsträger EB3 war gleich ausgebildet wie EB1, wurde aber direkt gelagert. Beim Versuchsträger EB4 wurden die Lasten F_1 und F_2 über die Steghöhe verteilt eingeleitet.

Versuchsträger

Die vier Versuchsträger (Bild 2) wurden in einem Vorfabrikationswerk hergestellt. Träger und Querträger wurden als einzelne Teile vorbereitet und anschliessend in der Versuchshalle zusammengesetzt und vorgespannt. Die Längsvorspannung erfolgte pro Steg mittels dreier Kabel des Typs BBR mit je 22 Drähten $\varnothing 7$ mm (Versuchsträger EB1 und EB3) bzw. mit je 15 Drähten $\varnothing 7$ mm (Versuchsträger EB2 und EB4). Die Querträgervorspannung aller Versuchsträger bestand aus neun Kabeln mit je 7 Drähten $\varnothing 7$ mm.

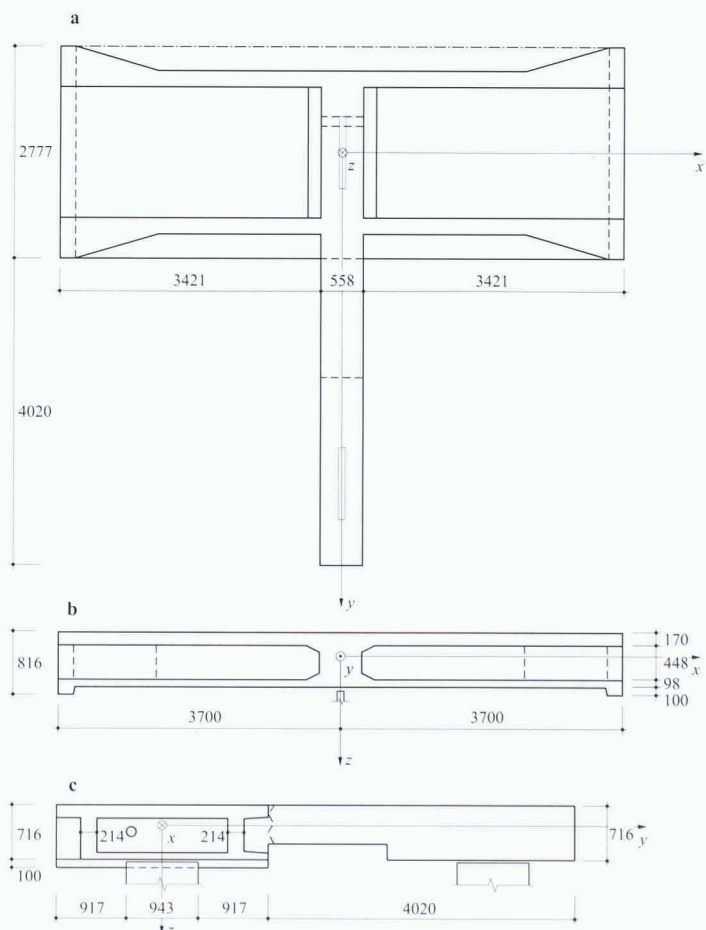
Materialien

Beton mit einem Grösstkorn von 16 mm, 425 kg Zement pro Kubikmeter und einem W/Z-Wert von 0,40 wurde verwendet. Jedem Kubikmeter Beton wurden

Bezeichnungen

- A_w = Querschnittsfläche der Bügel [mm²]
- E_c = Elastizitätsmodul des Betons [GPa]
- F = Kraft [kN]
- G = Dauerlasten
- P_{exp} = Vorspannkraft im Versuch [kN]
- P_{∞} = Vorspannkraft nach Abzug aller Verluste [kN]
- Q = Nutzlasten
- \dot{V} = Querkraft [kN]
- V_c = Betonanteil an V_u [kN]
- V_d = Bemessungsquerkraft [kN]
- V_{exp} = Versuchsquerkraft [kN]
- V_s = Bügelanteil an V_u [kN]
- V_u = Oberer Grenzwert des Schubwiderstands [kN]
- b_w = Stegbreite [mm]
- d_v = Hebelarm der inneren Kräfte [mm]
- f_c = Zylinderdruckfestigkeit des Betons [MPa]
- f_{ce} = effektive Betondruckfestigkeit [MPa]
- f_{ct} = Prismenzugfestigkeit des Betons [MPa]
- f_{cts} = Spaltzugfestigkeit des Betons [MPa]
- f_{cw} = Würfeldruckfestigkeit des Betons [MPa]
- f_{yw} = Bügelfliessgrenze [MPa]
- n = Anzahl Bügelabstände [-]
- q_{inf}, q_{sup} = verteilte Lasten [kNm⁻¹]
- s = Bügelabstand [mm]
- w = Durchbiegung [mm]
- β = Neigung der Spanngliedachse [°]
- γ_G, γ_Q = Lastfaktoren [-]
- γ_R = Widerstandsbeiwert [-]

2
Versuchsträger, a) Grundriss, b) Längsschnitt, c) Querschnitt. Abmessungen in mm



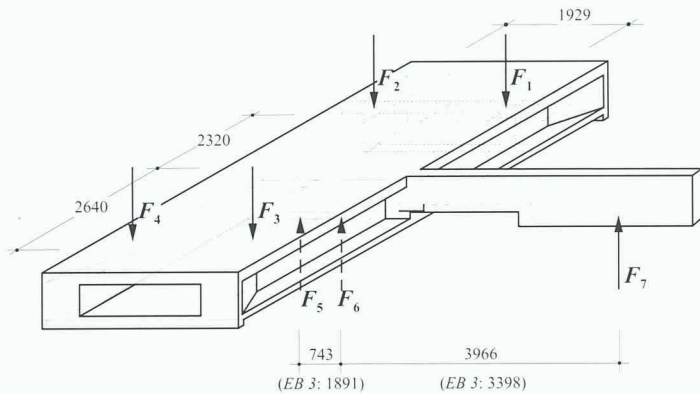
1
Versuchsprogramm und Versuchsparameter

Träger	EB 1	EB 2	EB 3	EB 4
Bügelbewehrung pro Steg [mm ² /m]	566	283	566	283
Vorspannbewehrung längs [mm ²]	5080	3464	5080	3464
Lagerung der Stege	indirekt	indirekt	direkt	indirekt
Krafteinleitung F_1, F_2	konzentriert		verteilt	

Träger	EB 1	EB 2	EB 3	EB 4	Versuche pro Träger
Alter [Tage]	75	120	135	170	-
Dichte [kg/m^3]	2495	2472	2506	2476	27
$f_{c,w}$ [MPa]	98	89	91	95	9
f_c [MPa]	79	85	80	83	18
E_c [GPa]	43	43	42	43	9
f_{ct} [MPa]	5,1	5,1	4,3	5,0	6
$f_{ct,s}$ [MPa]	5,8	6,0	5,6	5,9	10

3

Mittelwerte aus Standardversuchen an Betonprüfkörpern



5

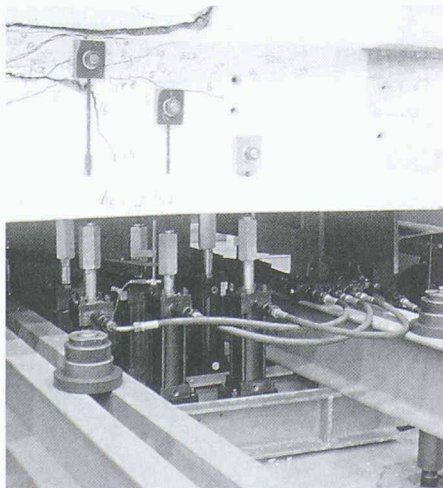
Belastungs- und Lagerungskonzept. Abmessungen in mm

zusätzlich 18 kg Hochleistungsverflüssiger beigegeben. Die Resultate der Druckversuche an Würfeln ($f_{c,w}$) und Zylindern (f_c , E_c), der Zugversuche an Betonprismen (f_{ct}) sowie der Stempeldruckversuche ($f_{ct,s}$, [4]) sind in Bild 3 zusammengefasst.

Die schlaffe Bewehrung bestand aus Stäben $\varnothing 6$ und 8 mm, die einer speziellen Wärmebehandlung unterzogen wurden, um sich den mechanischen Eigenschaften der beim Bau der Europabrücke verwendeten Bewehrung so genau wie möglich anzunähern.

Die für die Versuche eingesetzten Vorspanndrähte entsprachen in guter Näherung den beim Bau der Europabrücke verwendeten Drähten.

6
Verteilte Lasteinleitung beim Versuchsträger EB 4



Versuchsanlage

Die Versuchsträger wurden auf dem Aufspannboden der Versuchshalle an der ETH Hönggerberg unter Verwendung des Reaktionsrahmens des Beam Element Testers [5] geprüft (Bild 4).

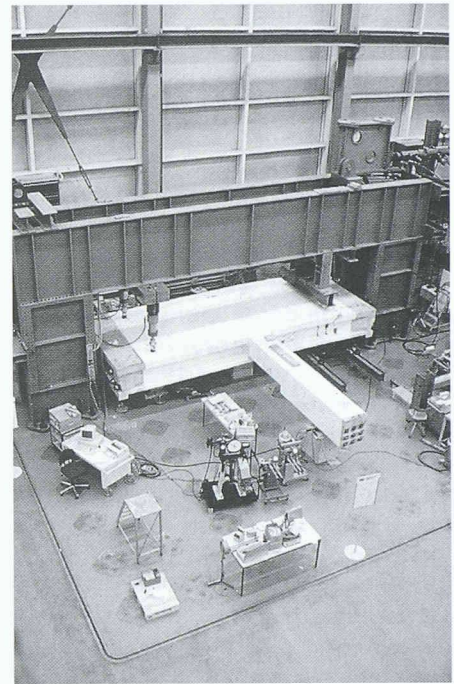
Bild 5 zeigt das Belastungs- und Lagerungskonzept. Die Belastung wurde primär über die Kräfte F_1 und F_2 gesteuert. Die Kraft F_7 diente als Hilfsgrösse, um die statisch unbestimmten Lagerkräfte des Querträgers zu justieren. Die Kräfte F_3 und F_4 wurden gleich gross gehalten, und die Reaktionskräfte F_5 und F_6 konnten entweder zwischen oder direkt unter den Stegen aufgenommen werden, um indirekte oder direkte Lagerungsbedingungen zu schaffen.

Anstelle von Flachpressen auf den Trägerstegen wurden die Kräfte F_1 und F_2 beim Versuchsträger EB 4 mit je sechs 150-kN-Zugpressen aufgebracht, um eine über die Steghöhe verteilte Kraftereinleitung zu produzieren (Bild 6).

Versuchsablauf und Messungen

Der Punkt G in Bild 7a) bezeichnet äquivalente Modelllasten, die den ständigen Lasten der Europabrücke entsprechen. Mögliche Gebrauchslastkombinationen werden durch den mit Q bezeichneten Bereich repräsentiert. Unter Anwendung von Last- und Widerstandsfaktoren entsprechend den Normen SIA 160 und 162 [2, 3] findet man den Punkt G_{d,γ_R} sowie die Fläche Q_{d,γ_R} , die durch die Traglast der Versuchsträger überschritten werden sollte.

Aktuelle Lastpfade sind Bild 7b) zu entnehmen. Nebst mehr als 400 Deforme-



4

Versuchsanlage

messungen pro Laststufe, die der Bestimmung von mittleren Dehnungen und Schiebungen an der Oberfläche der Flansche und Stege dienten, wurden die Kräfte F_1 bis F_7 sowie die Durchbiegungen w_1 bis w_{10} (Bild 8) alle fünf Sekunden automatisch aufgezeichnet und konnten auf einem Laborcomputer graphisch und numerisch permanent kontrolliert werden.

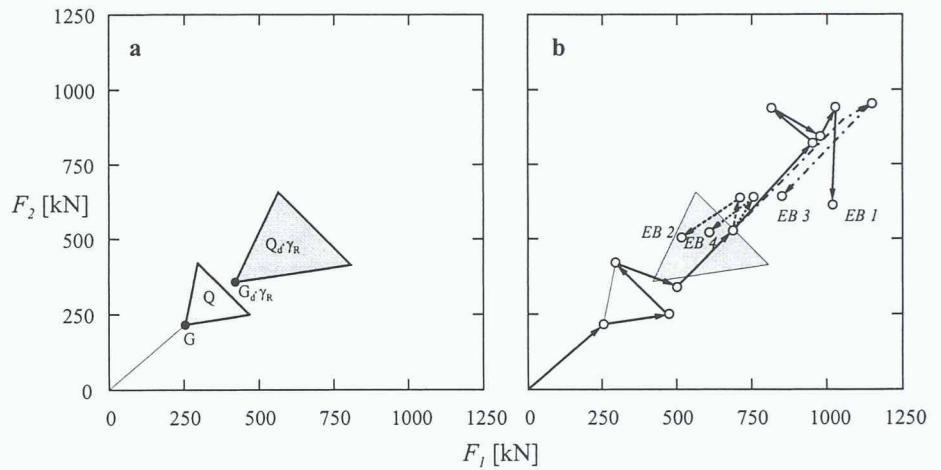
Ausgewählte Resultate

In Bild 9 werden die Kräfte F_1 und F_2 den entsprechenden mittleren Durchbiegungen $\bar{w}_1 = w_1 + w_3 \cdot 2,32/2,64$ und $\bar{w}_2 = w_2 + w_3 \cdot 2,32/2,64$ gegenübergestellt. Das Tragverhalten der Versuchsträger EB 1 und EB 3 war ziemlich ähnlich, und auch die Versuchsträger EB 2 und EB 4 zeigten nur geringe Unterschiede in ihrem globalen Last-Verformungsverhalten. Erfreulich war, dass die Traglast bei allen Versuchen erst nach beträchtlichen Deformationen erreicht wurde; entgegen ursprünglichen Befürchtungen ergab sich kein Sprödbbruch.

Die Versuche EB 1 und EB 3 zeigten erstaunliche Tragkapazitäten, die weit über den nominellen Bruchlasten nach den Normen SIA 160 und 162 [2, 3] lagen. Trotz der beträchtlichen Reduktion der Bügel- und Vorspannbewehrung lagen die Traglasten der Versuchsträger EB 2 und EB 4 nur unmerklich unter den erforderlichen Normwerten.

Bild 10 zeigt die Bruchbilder der Innenstege im Bereich zwischen den Kräften F_6 (links) und F_1 (rechts). Der Ver-

suchsträger EB1 zeigte einen typischen Stegdruckbruchmechanismus; der parallelogrammförmige Bruchbereich (mit Ecken bei den plastischen Gelenken in den Flanschen) entwickelte sich erst nach dem Erreichen der Traglast, als die ersten Bügel rissen. Der Bruch des Versuchsträgers EB2 kündigte sich ebenfalls durch Reißen der Bügel an; schliesslich versagte die untere Kastenplatte. Der direkt gelagerte Versuchsträger EB3 versagte in ähnlicher Weise wie der Versuchsträger EB2. Schliesslich führte die Lastverteilung über die Steghöhe beim Versuchsträger EB4 im Vergleich zu EB2 nicht zu signifikanten Unterschieden. Erste Resultate der Modellversuche wurden in [6] publiziert. Eine ausführliche Beschreibung und Auswertung der Modellversuche ist dem Versuchsbericht [7] zu entnehmen.



7 Belastung. a) Äquivalente Gebrauchs- und nominelle Bruchlastbereiche, b) Lastpfade

Traglastberechnungen

Stegdruckbruchmechanismen

Betrachtet man eine geneigte Gleitlinie, die von der Ecke zwischen Querträger und unterer Kastenplatte des Trägers ausgeht und sich über n Bügelabstände s erstreckt (Bild 11), so erhält man unter der Voraussetzung elastischer Gurte durch Gleichsetzen der Arbeit der äusseren Kräfte mit der Dissipationsarbeit bei einer virtuellen, vertikalen Einheitsverschiebung entlang der Gleitlinie [8] einen oberen Grenzwert des Schubwiderstands, der wie folgt ausgedrückt werden kann [9]:

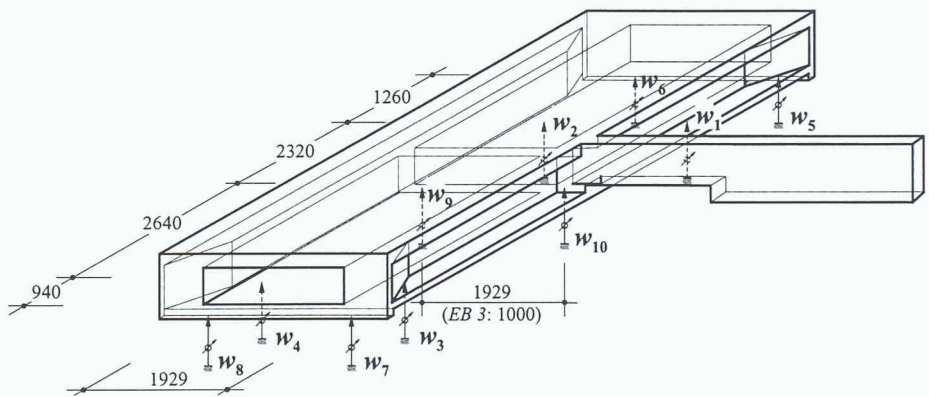
$$V_u = V_c + V_s \tag{1}$$

wobei

$$V_c = \frac{f_{cc} b_w}{2} \cdot [\sqrt{n^2 s^2 + d_v^2} - n s] \tag{2}$$

und

$$V_s = (n - 1) A_w \cdot f_{yw} \tag{3}$$



8 Durchbiegungsmessungen. Abmessungen in mm

V_u sollte gemäss Norm SIA 162 [3] mit dem Wert $V_{d\gamma_R} - P_{\infty} \sin \beta$ verglichen werden (Bild 11); dabei schliesst V_d die über die Länge ns wirkende Last q_{inf} mit ein, und β muss für jedes n als entsprechende Neigung des Vorspannkabels an der Kreuzungsstelle mit der Gleitlinie bestimmt werden. Der massgebende Bruchmechanismus kann durch die Variation von n und das Minimieren des Verhältnisses

$V_u / (V_{d\gamma_R} - P_{\infty} \sin \beta)$ gefunden werden (Bild 11).

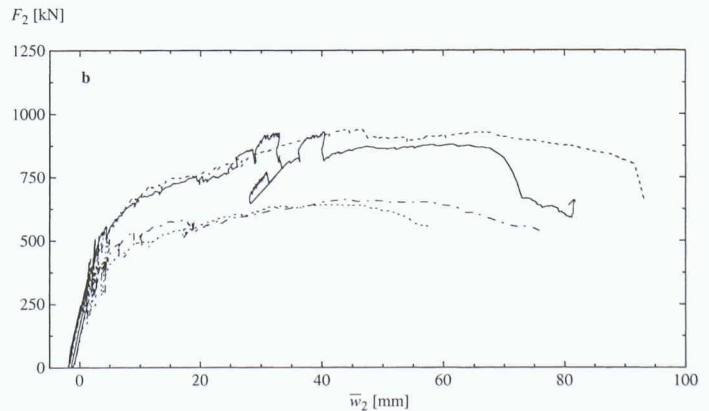
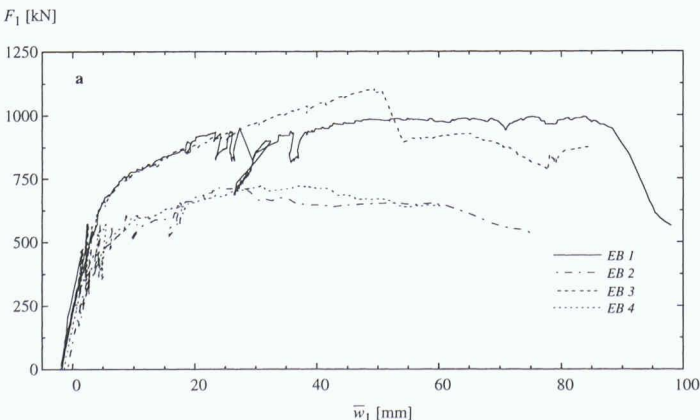
Mit der effektiven Betondruckfestigkeit

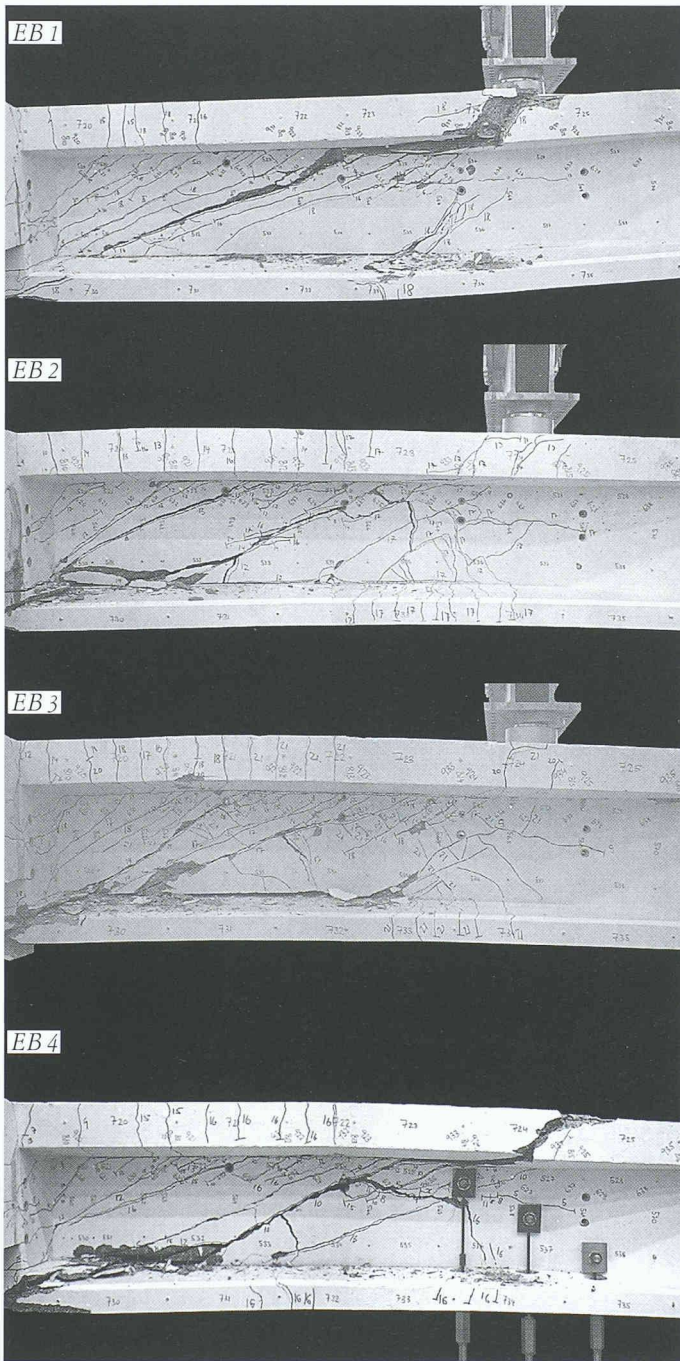
$$f_{cc} = 1,6 \cdot f_c^{\eta} \tag{4}$$

gemäss [10] als Mittelwert bzw.

$$f_{cc} = 1,25 \cdot f_c^{\eta} \tag{5}$$

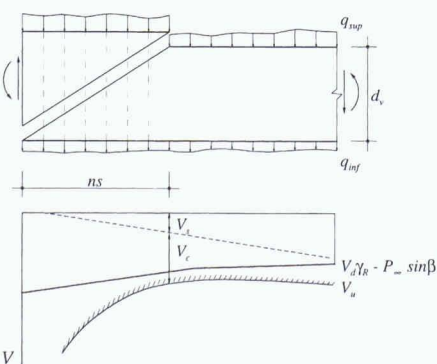
9 Last-Durchbiegungsdiagramme. a) Innensteg, b) Aussensteg





10
Bruchbilder

11
Bestimmung des massgebenden Stegdruckbruchmechanismus



12
Vergleich der Resultate der Modellversuche [6,7] mit Vorhersagen von Stegdruckbruchmechanismen

Versuch	A _w [mm ²]	f _c [MPa]	f _{ce} entsprechend			
			Gleichung (4)		Gleichung (5)	
			$\left(\frac{V_{exp} - P_{exp} \sin \beta}{V_u}\right)_{max}$	n _{opt}	$\left(\frac{V_{exp} - P_{exp} \sin \beta}{V_u}\right)_{max}$	n _{opt}
EB 1	56,6	79	1,02	11	1,20	8
EB 2	28,3	85	0,99	20	1,12	18
EB 3	56,6	80	1,09	12	1,28	9
EB 4	28,3	83	1,03	22	1,17	18

nach [11] als sicherem Wert, A_w gemäss Bild 1 sowie f_c gemäss Bild 3, b_w = 214 mm, s = 100 mm, f_{yw} = 470 MPa und d_v = 582 mm erhält man die in Bild 12 zusammengestellten Resultate. Alle experimentellen Werte weichen um weniger als 10% von der Vorhersage unter Verwendung von Gleichung (4) ab, und mit Ausnahme von EB 2 liegen alle Vorhersagen auf der sicheren Seite.

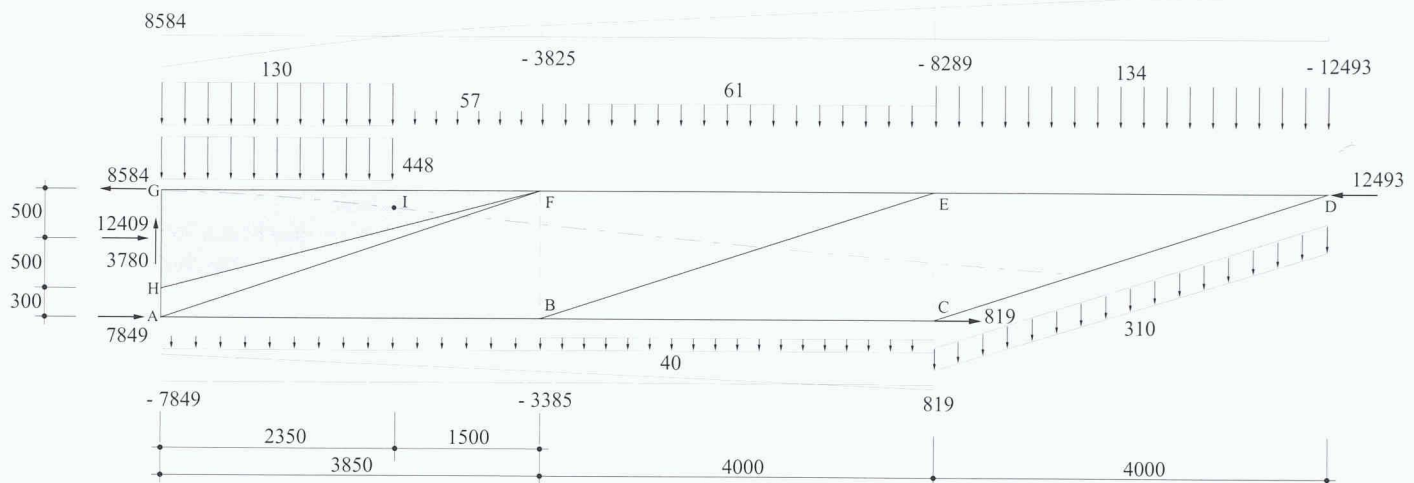
Wendet man die Berechnungsmethode auf die Europabrücke an und basiert man auf Mittelwerten der Betondruckfestigkeiten f_c, so erhält man eine über die Normanforderungen [2, 3] hinausgehende Reserve von 34 bzw. 13% (Bild 13). Dies bedeutet, dass selbst bei Berücksichtigung erheblicher Korrosionsschäden die Schubtragsicherheit der Europabrücke nicht gefährdet ist.

Diskontinuierliches Spannungsfeld

Ein diskontinuierliches Spannungsfeld (Bild 14, [12]) diene dazu, ausser einem oberen auch einen unteren Grenzwert der Schubtraglast zu finden. Die Entwicklung dieses Spannungsfelds wurde durch die Berücksichtigung der Vorspannung als statisch äquivalente Anker- und Umlenkkräfte unter Vernachlässigung der Reibungskräfte entlang der Spanngliedachse vereinfacht.

Die Schnittkräfte entlang der Linie CD wurden durch Gurt- und verteilte Bügelkräfte ersetzt. Der Verlauf der Gurtkräfte und die Grösse der Betonspannungen im Druckfeld liessen sich daraufhin auf einfache Weise bestimmen. Wegen der indirekten Lagerung der Trägerstege war eine Reduktion des Druckfeldhöhe am Übergang zwischen Steg und Querträger nötig, um die Querkraft von 3780 kN trotz fehlender Aufhängebewehrung in die Stützen einleiten zu können. Dieses Spannungsfeld zeigt klar, dass (und wie) die theoretischen Traglasten aufgenommen werden können.

Die vertiefte Einsicht in den Kraftfluss im hochbeanspruchten Übergangsbereich zwischen Stegen und Querträger ist ein besonders nützliches Ergebnis dieser Untersuchung.



14

Diskontinuierliches Spannungsfeld. Kräfte in kN, verteilte Lasten in kNm^{-1} und Abmessungen in mm

f_{cc} gemäss	$\left(\frac{V_u}{V_d \gamma_R - P_{\infty} \sin \beta} \right)_{\min}$	n_{opt}
Gleichung (4)	1,34	8
Gleichung (5)	1,13	7

13

Anwendung der Gleichungen (1) bis (5) auf die Europabrücke (Bereich Hohlstrasse) und Vergleich mit Normanforderungen [2,3]

Schlussfolgerungen

- Im Gebrauchszustand ist ein ungerisenes Tragverhalten durch den hohen Grad der Vorspannung und die gute Betonqualität sichergestellt.
- Während der nominelle Schubwiderstand für ein typisches Innenfeld der Europabrücke auf nahezu 50% der Spannweite ungenügend ist, konnte mit theoretischen und experimentellen Untersuchungen nachgewiesen werden, dass eine beachtliche Tragreserve vorhanden ist, selbst wenn die Effekte der Korrosion in Rechnung gestellt werden.
- Betrachtungen von Stegdruckbruchmechanismen resultierten in verlässlichen Vorhersagen der experimentellen Traglasten und können für ähnliche Untersuchungen empfohlen werden.
- Aufgrund der vorliegenden Untersuchungen kann auf zusätzliche Verstärkungsmassnahmen an der Europabrücke weitgehend verzichtet werden.

Adresse der Verfasser:

Philipp Stoffel, dipl. Bauing. ETH, Peter Marti, Prof., Dr. sc. techn., dipl. Bauing. ETH, Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Hönggerberg, 8093 Zürich

Literatur

- [1] Vögt, R.: Europabrücke Zürich - Statische Aspekte der Instandsetzung. Institut für Baustatik und Konstruktion, Festschrift Prof. Dr. Hugo Bachmann zum 60. Geburtstag, IBK-Publikation SP-004, S. 135-141, ETH Zürich, 1995
- [2] Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein: Norm 160, Ausgabe 1989, Einwirkungen auf Tragwerke. Zürich, 1989
- [3] Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein: Norm 162, Ausgabe 1989, Betonbauten, Teilrevision, Zürich, 1993
- [4] Marti, P.: Size Effect in Double-Punch Tests on Concrete Cylinders. ACI Materials Journal, V. 86, No. 6, Nov.-Dec., pp. 597-601. Detroit, Michigan, 1989
- [5] Kaufmann, W., Marti, P.: Versuche an Stahlbetonträgern unter Normal- und Querkraft. Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich, IBK-Bericht Nr. 226. Zürich, 1996
- [6] Stoffel, Ph., Marti, P.: Europe-Bridge, Zurich: Model Tests. Proceedings, International Seminar on «Structural Assessment: The Role of Large and Full Scale Testing». Joint Institution of Structural Engineers/City University London, City University, July 1-3, Preprint, pp. 63.1-63.9, London, 1996
- [7] Stoffel, Ph., Marti, P.: Modellversuche Europabrücke. Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich, IBK-Bericht Nr. 227, Zürich, 1997.
- [8] Braestrup, M.W.: Plastic Analysis of Shear in Reinforced Concrete. Magazine of Concrete Research, Vol. 26, No. 89, pp. 221-228. London, 1974
- [9] Marti, P.: Staggered Shear Design of Concrete Bridge Girders. Proceedings, International Conference on «Short and Medium Span Bridges». Ottawa, Ontario, Canada, Aug. 17-21, V.1, pp. 139-149, Ottawa, 1986
- [10] Muttoni, A.: Die Anwendbarkeit der Plastizitätstheorie in der Bemessung von Stahlbeton. Dissertation. Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich, Bericht Nr. 176. Zürich, 1990
- [11] Sigrüst, V.: Zum Verformungsvermögen von Stahlbetonträgern. Dissertation. Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich, Bericht Nr. 210. Zürich, 1995
- [12] Stoffel, Ph., Marti, P.: Structural Evaluation of a 30-Year-Old Post-Tensioned Concrete Bridge. Proceedings, FIP Symposium 1996, «Post-Tensioned Concrete Structures». Sept. 25-27, Vol. 1, pp. 267-274. London, 1996