Zeitschrift: Schweizer Ingenieur und Architekt
Herausgeber: Verlags-AG der akademischen technischen Vereine
Band: 105 (1987)
Heft: 9

Artikel: Brückenträger mit Unterspannung
Autor: Menn, Christian
DOI: https://doi.org/10.5169/seals-76522

Nutzungsbedingungen
Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften auf E-Periodica. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Zeitschriften und ist nicht verantwortlich für deren Inhalte. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern beziehungsweise den externen Rechteinhabern. Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen sowie auf Social Media-Kanälen oder Webseiten ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. Mehr erfahren

Conditions d'utilisation
L'ETH Library est le fournisseur des revues numérisées. Elle ne détient aucun droit d'auteur sur les revues et n'est pas responsable de leur contenu. En règle générale, les droits sont détenus par les éditeurs ou les détenteurs de droits externes. La reproduction d'images dans des publications imprimées ou en ligne ainsi que sur des canaux de médias sociaux ou des sites web n'est autorisée qu'avec l'accord préalable des détenteurs des droits. En savoir plus

Terms of use
The ETH Library is the provider of the digitised journals. It does not own any copyrights to the journals and is not responsible for their content. The rights usually lie with the publishers or the external rights holders. Publishing images in print and online publications, as well as on social media channels or websites, is only permitted with the prior consent of the rights holders. Find out more

Download PDF: 13.01.2026

ETH-Bibliothek Zürich, E-Periodica, https://www.e-periodica.ch

anteil von je 50 μ Stärke vorgeschrieben. Abgesehen von der etwas langsamen Trocknung hat sich diese Behandlung bei Anstrichserneuerungen auf teilweise noch intaktem Altanstrich als beste Lösung herausgestellt. Als Deckanstrich wurden schliesslich 2×50 μ Glimmerfarbe aufgebracht.

Schlussbemerkung

Mit dem Befahren auf 2 Gleisen wurde die vorausschauende Planung der Erbauer der Bietschtalbrücke im 2. Jahrzehnt unseres Jahrhunderts gekrönt. Zurückblickend darf man die Leistung bewundern, die beim Neubau 1911–1913 mit einfacheren technischen Mitteln als heute erbracht wurde. Der Ausbau des bedeutenden Brückenbauwerks, das nun nach 75 Jahren Betriebsdauer mit relativ geringen Verstärkungen weiter seinen Dienst tut, erstreckte sich mit Unterbrüchen über 8 Jahre. Für die Verstärkungen allein wurden rund 23 000 HV-Passschrauben und rund 2000 Nieten eingebaut. Das Gewicht des Verstärkungsmaterials einschliesslich der neuen Fahrbahn- und Gehwegkonstruktionen betrug rund 150 t, das der neuen Vorbrücken rund 230 t. Damit erhöht sich das Brückengewicht von 1000 t aus dem Neubau 1911–1913 auf das neue Gesamtgewicht von rund 1400 t.

Alles in allem erforderte der Ausbau der Bietschtalbrücke auf Doppelspur und zur Aufnahme der eingetretenen Lasterhöhungen bei ständigem Zugsverkehr ein Zusammenspiel von Bauleitung, Ingenieur, Bahn- und Montagepersonal, das über das normale Mass bei Bauvorhaben weit hinausgeht. Dass alle Arbeiten reibungslos und ohne Unfall abliefen, spricht für die gute Zusammenarbeit aller Beteiligten, insbesondere aber die Disziplin und Umsicht der Montageequipe bei einem Werk, wie es nicht alle Tage vorkommt (Bild 14).

Adressen der Verfasser: *Jean Gut*, dipl. Ing. ETH, Ingenieurbüro, Zürichstrasse 174, 8700 Küsnacht, *Helmut Schmitt*, dipl. Ing. SIA, c/o Buss AG, 4133 Pratteln, und *Urs Graber*, dipl. Ing. ETH, c/o BLS, Genfergasse 11, 3001 Bern.

Literatur

[1] *A. Herzog*: Der Bietschtal-Viadukt der Lötschbergbahn, «Schweizerische Bauzeitung» vom 19. April 1913.
[2] *L. Tetmajer*, Die Gesetze der Knickungs- und der zusammengesetzten Druckfestigkeit, Wien 1901

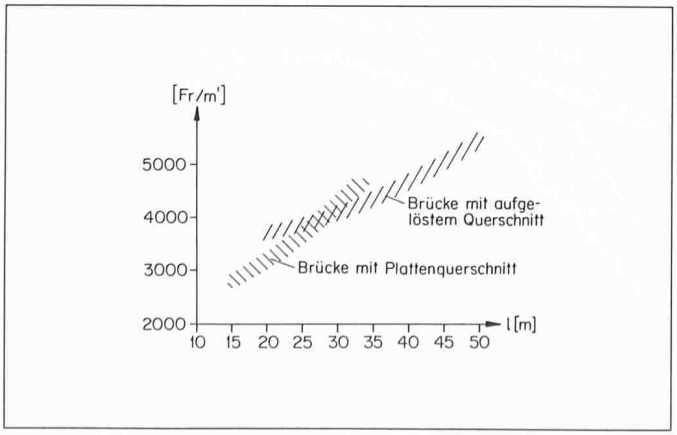
Brückenträger mit Unterspannung

Von Christian Menn, Zürich

Vorbemerkungen

Bei Stahlbetonbrücken bestehen die traditionellen Trägerquerschnitte im Bereich kleiner Spannweiten aus Vollplatten, Plattenbalken und Hohlkasten. Wie aus Bild 1 ersichtlich ist, sind Vollplatten nur bis zu einer Spannweite von ca. 25 m wirtschaftlich. Bei speziellen Lichtraumverhältnissen kann diese Querschnittsform zwar auch noch bei etwas grösseren Spannweiten zweckmässig sein, in der Regel wird man aber auch in diesen Fällen aufgelöste Querschnitte (Plattenbalken oder Hohlkasten) vorziehen und die Schwierigkeiten infolge der Lichtraumverhältnisse durch eine Anpassung der Nivellette oder eine entsprechende Variation der Trägerhöhe umgehen.

Bild 1. Überbaukosten von Brücken mit Plattenquerschnitt und aufgelöstem Querschnitt (Beton, Stahl, Schalung)



Der Kostenunterschied zwischen Trägern mit Plattenbalken oder Hohlkastenquerschnitt ist relativ klein. Wenn die Trägerhöhe in herstellungstechnischer Hinsicht (Ein- und Ausbau der Schalung) ausreichend ist, werden meistens Hohlkastenquerschnitte gewählt, weil sie nebst statischen Vorteilen auch gewisse nutzungs- und unterhaltstechnische Vorteile aufweisen.

Bei kleinen Spannweiten sind für die Festlegung der Dicke der Querschnittselemente selten statische, sondern fast immer konstruktive und ausführungstechnische Überlegungen massgebend. Das bedeutet, dass eine eindeutige Ermittlung dieser Abmessungen nicht gegeben ist. Für die Dauerhaftigkeit des Bauwerks sind aber die Dicken der Querschnittselemente wichtige Faktoren. Der Korrosionsschutz der Bewehrung ist im wesentlichen abhängig von Dicke und Qualität (Dichtigkeit) der Bewehrungsüberdeckung. Bezüglich Qualität dieser Deckschicht spielen nebst den grundlegenden Betoneigenschaften (Zuschlagstoffe, W/Z-Wert usw.), der Mischdauer und der Nachbehandlung auch die Verarbeitbarkeit und Verarbeitung des Betons sowie die Gesamtoberfläche des Querschnitts eine wichtige Rolle. Vollplatten weisen diesbezüglich eindeutig die günstigsten Voraussetzungen auf. Die schlaffe Bewehrung und insbesondere auch die Spannglieder lassen sich in einem Vollplattenquerschnitt als weitmaschiges Bewehrungsnetz so anordnen, dass die Verarbeitung des Betons in keiner Weise behindert wird. Überdies ist die der Witterung und den Schadstoffeinwirkungen ausgesetzte Querschnittsoberfläche minimal, womit auch das Auftreten von Fehlstellen an der Oberfläche (poröse Stellen oder unzureichende Dicke der Deckschicht) auf ein Minimum reduziert wird.

Aus diesen Gründen wäre es wünschenswert, Vollplattenquerschnitte auch im Spannweitenbereich bis ca. 40 m anzuwenden, zumal dieser Spannweitenbereich sehr häufig vorkommt. Vor allem bei Hangbrücken mit relativ einfachen Fundationsverhältnissen und bei niedrigen Talbrücken (bis ca. 8 m Höhe über Grund) liegt die optimale Spannweite in wirtschaftlicher und ästhetischer Hinsicht meistens bei etwa 35 m. Der im folgenden dargestellte Vorschlag zeigt nun, dass es heute mit Hilfe der Unterspannung durchaus möglich ist, Vollplatten- und gedrungene Plattenbalken-Querschnitte in diesem Spannweitenbereich wirtschaftlich herzustellen.

Ausführung und Bemessung von unterspannten Platten

Bereits zu Beginn der Entwicklung im Spannbeton-Brückenbau wurden unterspannte Träger vorgeschlagen [1]. 1940 baute Dischinger die Stadtbrücke in Aue nach diesem System (Bild 2). Die Unterspannung erfolgt mit Stangen ∅ 70 mm, die allerdings nur eine Vorspannung von ca. 200 N/mm² aufwiesen. Diese relativ schwache Vorspannung wurde im Laufe der Zeit durch Kriechen und Schwinden des Betons sehr stark abgebaut, so dass unzulässig grosse Risse und Verformungen entstanden. Deshalb konzentrierte man sich in der Folge auf das französische Vorspannkonzept, d. h. Vorspannung mit Spanngliedern aus hochfestem Stahl in Verbund wirkend. Der aussenliegenden Vorspannung bzw. der Vorspannung ohne Verbund blieb lange Zeit eine weitere Entwicklung versagt. Erst etwa um 1960 begann man vor allem in den USA die Vorspannung ohne Verbund wieder zu verwenden. Bei Hochbaudecken mit kleinen Spanngliedern liessen sich durch den Verzicht auf die Injektion der Hüllrohre beträchtliche Einsparungen erzielen.

Da bei Vorspannung ohne Verbund die Fliessgrenze des Spannstahls im Bruchzustand in der Regel nicht erreicht wird, und die Stahlfestigkeit somit nicht vollständig ausgenützt werden kann, war Vorspannung ohne Verbund im Brückenbau in Anbetracht der hier verwendeten starken Spannglieder kaum wirtschaftlich. Erst im Zusammenhang mit neuen Baumethoden wurde sie allmählich auch im Brükkenbau wieder eingeführt. Da Träger aus vorfabrizierten Querschnittselementen in den Elementfugen keine durchgehende Bewehrung aufweisen, ist unter Vollast (Eigengewicht und Verkehrslast) eine so hohe Druckreserve bzw. soviel Spannstahl erforderlich, dass die Tragsicherheit auch ohne Verbundwirkung des Spannstahls gewährleistet werden kann. Zudem bereitet die Injektion der Spannkanäle bei dieser Bauweise wegen der gelegentlichen Leckstellen in den Fugen unter Umständen erhebliche Schwierigkeiten. Aussenliegende, verbundfreie Spannglieder können dagegen einwandfrei geschützt, jederzeit kontrolliert und allenfalls auch ausgewechselt werden. Beispiele wie die 1980 fertiggestellte Long Key Bridge in Florida zeigen, dass bei der Segmentbauweise die aussenliegende Vorspannung sinnvoll und gesamthaft betrachtet auch durchaus wirtschaftlich ist [2].

Aussenliegende Vorspannung bei konventionell hergestellten Ortsbetonträgern oder Taktschiebebrücken, die immer eine durchgehende schlaffe Bewehrung aufweisen, ist dagegen wenig sinnvoll. Die Auswechselbarkeit der Spannglieder sollte bei diesen Brücken nicht zur Diskussion stehen, da mit konventionellen und materialtechnischen Massnahmen ohnehin ein dauerhafter Korrosionsschutz auch der schlaffen Bewehrung sichergestellt werden muss. Die Mehrkosten für die aussenliegende Vorspannung würden viel besser und sinnvoller in kräftige Abmessungen der Querschnittselemente, qualitativ einwandfreien Beton mit hoher Dauerhaftigkeit und eine sorgfältige Injektion der Spannkanäle investiert.

Effektive Trägerunterspannungen sind ein bekanntes und oft verwendetes Verfahren für Verstärkungen. Bei Neubauten finden sich dagegen auch heute noch wenig Beispiele. Bekannt ist die Neckartal-Brücke Weitingen der Autobahn Stuttgart–Singen, wo in kritischen Fundationszonen die Pfeiler durch eine Seilunterspannung ersetzt werden [3], sowie die in Ausführung begriffene Talbrücke Obere Argen bei Wangen (Baden-Württemberg) der Autobahn München–Lindau [4]. Viel häufiger und mit Erfolg wird dagegen die Trägerüberspannung im Sinne von Schrägseilbrücken angewendet.

Beim vorgeschlagenen Tragsystem ist der Träger im Stützbereich als Vollplatte und im Feldbereich als gedrungener Plattenbalken (mit überbreiten Stegen und massiver Fahrbahnplatte) ausgebildet. Der Querschnitt besteht aus dem «Steganteil A» und dem nachträglich hergestellten «Konsolanteil B» (Bild 3). Die Trägerschlankheit l/h beträgt ca. 45.

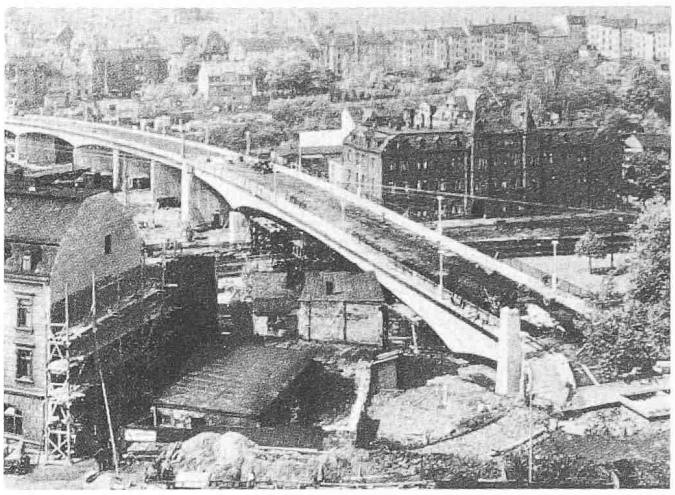


Bild 2. Stadtbrücke in Aue (DDR)

Die Vorspannung besteht einerseits aus innenliegenden, in Verbund wirkenden Kabeln (P_i) und andererseits aus der (verbundfreien) Unterspannung (P_u). Die innenliegenden, durchgehenden Spannglieder befinden sich in den überbreiten Stegen und werden etwa im Fünftelspunkt der Trägerspannweite gekoppelt. Die Zusatzspannglieder über den Stützen sind in der Platte zwischen den Stegen verankert. Die Unterspannung wird an diese Verankerungen angekoppelt und ist in den Umlenkstellen gestossen. Die Spannpressen werden an den horizontalen Spanngliedern angesetzt und übertragen die Spannkraft über die Umlenkstellen auf die gesamte Unterspannung. Die Abstützung der Unterspannung kann beliebig geneigt sein. Die Pfeilhöhe der Unterspannung ist frei wählbar. In der Regel wird sie etwa 1/20 bis 1/15 der Spannweite betragen. Alle Elemente der Unterspannung sind leicht zugänglich, kontrollier- und auswechselbar.

Der Brückenträger wird feldweise – von Koppelfuge zu Koppelfuge – in folgenden Phasen hergestellt:

1. Querschnittsanteil A auf Lehrgerüst
2. Spannen der durchgehenden innenliegenden Spannglieder
3. Umsetzen von Gerüst und Schalung
4. Spannen der innenliegenden Zusatzspannglieder
5. Montage der Unterspannungsabstützung, Einsetzen der Spannglieder und Aufbringen der ersten Spannetappe
6. Querschnittsanteil B (Konsolen) auf Nachlaufwagen; Quervorspannung
7. Injektion der innenliegenden Vorspannung
8. Fahrbahnabdichtung, Belag usw.
9. Nachspannen der Unterspannung (zweite Spannetappe) mit Justierung der Fahrbahnnivellette.

Aus diesem Bauablauf ist ersichtlich, dass der innenliegenden Vorspannung im Bau- und Endzustand verschiedene Tragfunktionen zuwiesen werden: Im Bauzustand übernimmt sie das Eigengewicht des Querschnittsanteils A; im Endzustand dient sie dagegen vorwiegend zur Verkehrslastaufnahme, da nun die ständige Last (Eigengewicht des Trägers, Belag usw.) hauptsächlich von der Unterspannung übernommen wird. Im Hinblick auf eine zweckmässige Ausnützung der innenliegenden Vorspannung sollte somit der Trägerquerschnitt so gewählt werden, dass die Momente aus dem Querschnittsanteil A nicht viel grösser sind als die Momente aus Verkehrslast.

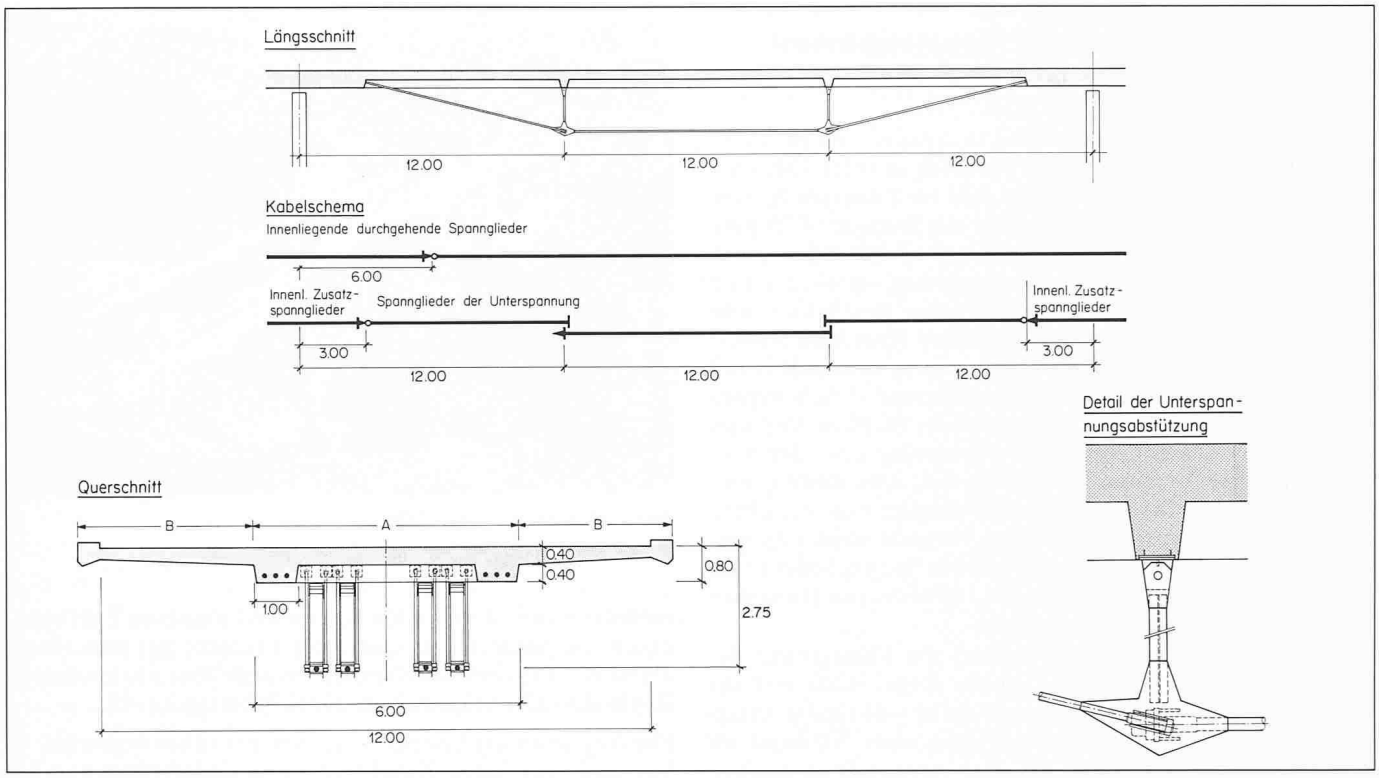


Bild 3. Längs- und Querschnitt, Kabelschema und Detail der Unterspannungsabstützung, Abmessungen gemäss Beispiel

Bei der Bemessung der Bewehrung, die im Prinzip aus den drei Anteilen innenliegende Vorspannung, schlaffe Bewehrung und Unterspannung besteht, ist folgendes zu beachten:

□ Der Gesamtbewehrungsaufwand ist selbstverständlich am kleinsten, wenn das Verhältnis von Unterspannung zu innenliegender Bewehrung möglichst gross ist und wenn in der Unterspannung beim Nachweis der Tragsicherheit die Fliessgrenze ausgenützt werden kann.

□ Die innenliegende Bewehrung (Vorspannung und schlaffe Bewehrung) ist grundsätzlich so zu bemessen, dass im Bauzustand die Tragsicherheit gewährleistet ist. Dabei kann mit einem abgeminderten Sicherheitsfaktor von $\gamma \cong 1{,}45$ ($\gamma_S = \gamma_R \cong 1{,}2$) gerechnet werden. Da die innenliegende Vorspannung im Bauzustand nicht in Verbund wirkt (keine Injektion), darf beim Nachweis der Tragsicherheit nur die effektiv vorhandene Spannkraft eingesetzt werden; das bedeutet, dass möglichst hoch vorgespannt werden muss ($\sigma_{Pio} \cong 0{,}75 \cdot f_{Py}$). Der Anteil an schlaffer Bewehrung darf im Hinblick auf die Rissverteilung nicht kleiner sein als die erforderliche Mindestbewehrung ($\varrho_{s,\min} \cong 0{,}2$ bis 0,25%). Ausserdem ist zu beachten, dass die Trägereinsenkung in diesem Zustand etwa 1/500 der Spannweite nicht übersteigt.

□ Der Querschnitt der Unterspannung muss aufgrund der erforderlichen Tragsicherheit im Endzustand ermittelt werden, und die Vorspannung ist so zu bemessen, dass einerseits die Fliessgrenze im Bruchzustand ohne wesentliche Umlagerungen erreicht wird, und andererseits die Trägerüberhöhung auf ca. 1/1500 der Spannweite begrenzt werden kann.

□ Zum Schluss sind im Hinblick auf die Gebrauchsfähigkeit des Tragwerks das Verformungs- und das Schwingungsverhalten zu überprüfen. Die Gewährleistung ausreichender Ermüdungssicherheit bereitet keine Probleme, da die Schwankungen der Stahlspannungen unter Ermüdungslast sowohl in der Unterspannung als auch in der innenliegenden Bewehrung bedeutend kleiner sind als ca. 100 N/mm².

Im Brückenbau ist es üblich, die Bewehrung in den massgebenden Schnitten aufgrund einer wirklichkeitsnahen Schnittkraftverteilung so zu bemessen, dass die erforderliche Tragsicherheit in allen Bauzuständen und im Endzustand gewährleistet ist (statische Methode der Plastizitätstheorie). Für ausreichende Tragsicherheit im Endzustand werden die Bemessungsschnittkräfte am entsprechenden Endzustand-System im allgemeinen folgendermassen berechnet:

□ *Ständige Last:* Elastische Lösung; Lastfaktor γ_S.

□ *Verkehrslast:* Grenzwerte aus den elastischen Lösungen für Verkehrsvollast in jeweils nur einem Feld; Lastfaktor γ_S (Abminderung der Grenzwertspitzen infolge von Verkehrslast in mehreren Feldern durch relativ kleine Schnittkraftumlagerungen).

□ *Zwängung aus Vorspannung:* Elastische Lösung. Die Berücksichtigung dieser Zwängungsschnittkräfte mit einem beliebig wählbaren Faktor γ_P von etwa 0,8 bis 1,8 entspricht in der Regel einer durchaus tolerierbaren Umlagerung der Gesamtschnittkräfte.

Die Bedingung für ausreichende Sicherheit gegen Biegebruch wird beim vorliegenden Tragsystem in konventioneller Schreibweise folgendermassen formuliert:

$$(1) \quad M[\gamma_S \cdot (g, q), P_{uo}, \gamma_P \cdot P_{si}, \Delta P_u((\gamma_S - 1) \cdot g, \gamma_S \cdot q \leq \frac{1}{\gamma_R} \cdot M_R(A_{Pi}, A_S)$$

und

$$(2) \quad P_{uo} + \Delta P_u((\gamma_S - 1) \cdot g, \gamma_S \cdot q, \leq \frac{1}{\gamma_R} \cdot P_{uy}$$

mit:

γ_S = Lastfaktor
γ_R = Widerstandsfaktor
g = ständige Last
q = Verkehrslast (Einzellast und verteilte Last)
$\gamma_P \cdot P_{si}$ = Zwängung aus innenliegender Vorspannung
P_{uo} = Vorspannkraft in der Unterspannung
ΔP_u = Kraftzuwachs in der Unterspannung

M_R = Biegewiderstand des Trägers
A_{Pi} = Querschnitt der innenliegenden Spannglieder
A_s = Querschnitt der schlaffen Bewehrung
P_{uy} = Fliesszugkraft in der Unterspannung

In dieser Form eignet sich die Tragsicherheitsbedingung aber nicht für unterspannte (und überspannte) Tragsysteme. Da die Vorspannkraft in der Unterspannung (über die Nivelletenjustierung) direkt auf allfällige Streuungen in der ständigen Last abgestimmt wird, ist es unrealistisch, diesen Lastanteil unabhängig von der Spannkraft P_{uo} um den Lastfaktor γ_S zu erhöhen. Dies könnte unter Umständen sogar zu einer falschen Bewehrungsanordnung führen. Es ist viel vernünftiger, die ständige Last nicht zu erhöhen, aber den entsprechenden Widerstandsanteil um $\gamma_S \cdot \gamma_R$ abzumindern oder – was auf dasselbe herauskommt – die ständige Last und die Spannkraft P_{uo} gleichzeitig um γ_S zu erhöhen. Damit lautet die Tragsicherheitsbedingung:

$$(3) \quad M\,[\gamma_S \cdot (g, q, P_{uo}), \gamma_P \cdot P_{si}, \Delta P_u(\gamma_S \cdot q)] \leq \frac{1}{\gamma_R} \cdot M_R(A_{Pi}, A_S)$$

und

$$(4) \quad \gamma_S \cdot P_{uo} + \Delta P_u\,(\gamma_S \cdot q) \leq \frac{1}{\gamma_R} \cdot P_{uy}$$

Man ist natürlich bestrebt, beim Nachweis der Tragsicherheit die Festigkeit der Unterspannung vollständig auszunützen und formuliert die Sicherheitsbedingung dementsprechend folgendermassen:

$$(5) \quad M\left[\gamma_S \cdot (g, q), \frac{1}{\gamma_R} \cdot P_{uy}\right] \leq \frac{1}{\gamma_R} \cdot M_R\,(A_{Pi}, A_S)$$

Falls $\gamma_S \cdot P_{uo} + \Delta P_u(\gamma_S \cdot q)$ die abgeminderte Fliesszugkraft (in der Unterspannung) nicht erreicht, ist eine Lastumlagerung vom Träger auf die Unterspannung erforderlich, d. h. im Träger muss sich ein Mechanismus ausbilden, damit sich die erforderliche Zugkraft in der Unterspannung aufbauen kann, und es ist zu überprüfen, ob der Träger die hierfür notwendige Duktilität aufweist. Meistens ist aber P_{uo} so gross bzw. kann so gross gewählt werden, dass keine Umlagerung erforderlich ist. Bei geeigneter Wahl von γ_P (innerhalb des vorgeschlagenen Bereichs von 0,8 bis 1,8) wird über den Stützen und im Feld das entsprechende Fliessmoment gleichzeitig erreicht, was bedeutet, dass auch im Träger nur kleine Schnittkraftumlagerungen bzw. kleine Abweichungen von der elastischen Schnittkraftverteilung zu erwarten sind. Man kann deshalb die Tragsicherheitsbedingung zur Ermittlung des Querschnitts der Unterspannung auch folgendermassen formulieren:

$$(6) \quad M_o\left[\gamma_S \cdot (g, q), \frac{1}{\gamma_R} \cdot P_{uy}\right] \leq \frac{1}{\gamma_R} \cdot \left[\frac{M_R^{S,l} + M_R^{S,r}}{2} + M_R^F\right] \leq \frac{1}{2 \cdot \gamma_R} \cdot [M_R^{S,l} + 2M_R^F + M_R^{S,r}]$$

mit

M_o = Moment in Feldmitte am einfachen Balken
$M_R^{S,l}$ = Biegewiderstand über der Stütze, links
$M_R^{S,r}$ = Biegewiderstand über der Stütze, rechts
M_R^F = Biegewiderstand in Feldmitte

Das Verformungs- und das Rissverhalten im Gebrauchszustand sind ebenfalls zu überprüfen, wobei die Spannkraftverluste infolge von Kriechen und Schwinden zu beachten sind.

Beispiel

Bei einem Durchlaufträger mit einem Querschnitt gemäss Bild 3 und konstanten Spannweiten von 36 m ergaben diese Berechnungen folgende Resultate (q = Lastfall 1 gemäss Norm SIA 160):

□ Für die Tragsicherheit im Bauzustand ($\gamma_S = \gamma_R = 1{,}2$) ist bei einem Mindestbewehrungsgehalt von $\varrho_s = 0{,}22\%$ folgende durchgehende innenliegende Vorspannung erforderlich:

$A_{pi} = 10\,850\ \text{mm}^2$ $\quad \sigma_{Pio} = 0{,}75 \cdot f_{Py}$ $\quad P_{io} = 12\,200\ \text{kN}$

Die grösste Einsenkung im Feld beträgt bei ($E_c = 30\ \text{kN/mm}^2$)

$$\delta_m = 6\ \text{cm} < \frac{1}{500} = 7{,}2\ \text{cm}$$

□ Aus der Tragsicherheitsbedingung im Endzustand ($\gamma_S = 1{,}4\,\gamma_R = 1{,}2$) ergibt sich für die Unterspannung:

$P_{uy} = 12\,702\ \text{kN}$ $\quad f_{Py} = 1500\ \text{N/mm}^2$ $\quad A_{Pu} = 8468\ \text{mm}^2$

□ P_{uo} wird aus den beiden folgenden Bedingungen bestimmt:

1) Überhöhung in Feldmitte: $|\delta|$ wenn möglich < als $\frac{1}{1500}$

2) $\gamma_S \cdot P_{uo} + \Delta P_u\,(\gamma_S \cdot q) <$ aber möglichst $= \frac{1}{\gamma_R} \cdot P_{uy}$

Im Beispiel: mit $\sigma_{uo} = 0{,}506\, f_{Py}$, $P_{uo} = 6430\ \text{kN}$ (Horizontalkabel) ergibt sich:

Überhöhung $\delta = 2{,}25\ \text{cm} \leq 2{,}4\ \text{cm}$

$$\gamma_S \cdot P_{uo} + \Delta P_u\,(\gamma_S \cdot q) = 10\,480\ \text{kN} < \frac{1}{\gamma_R} \cdot P_{uy} = 10\,585\ \text{kN}$$

□ Unter Gebrauchslasten ergeben sich Spannungen (gemäss Tabelle 1) in N/mm²:

Tabelle 1. Gebrauchslasten in N/mm²

		über der Stütze		*im Feld*	
		σ_S	σ_C	σ_S	σ_C
infolge Eigengewicht und Vorspannung	σ_{sup}	–	– 2,7	–	-3,0
	σ_{inf}	–	– 3,3	–	-4,5
infolge Eigengewicht, 50% Verkehrslast und Vorspannung	σ_{sup}	4,0	0,5	–	-5,5
	σ_{inf}	–	– 7,8	7,9	0,9
infolge Eigengewicht, 100% Verkehrslast und Vorspannung	σ_{sup}	56,0	–	–	-9,1
	σ_{inf}	–	-14,2	88,1	–

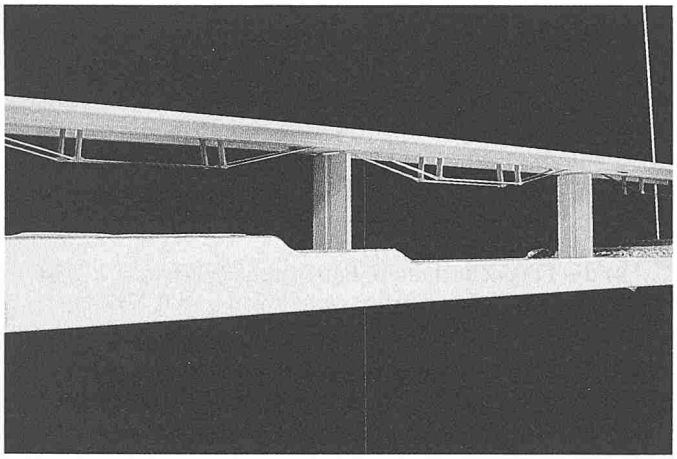
Literatur

[1] *Dischinger, F.:* Weitgespannte Tragwerke. Der Bauingenieur 1949, Heft 9, p. 275–280

[2] *Muller, J.:* Construction of Long Key Bridge. PCI Journal 1980, vol. 25, no. 6, p. 97–111

[3] *Wössner, K., Andrä, W., Kahmann, R., Schumann, H., Hommel, D.:* Die Neckartalbrücke Weitingen. Der Stahlbau 1983, Heft 3, p. 65–77 und Heft 4, p. 113–124

[4] Engineering News Record: Bridge is stayed above and below. July 18, 1985, p. 28



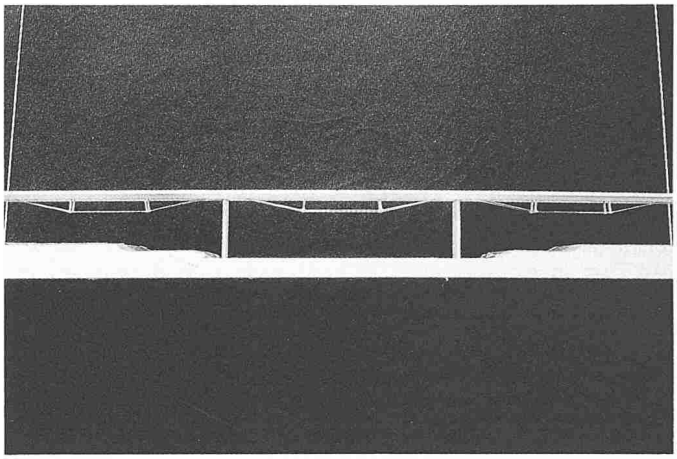


Bild 4 und 5. Modellaufnahmen der unterspannten Plattenbrücke gemäss Beispiel

Schlussbemerkungen

Das Ziel der vorliegenden Untersuchungen bestand in der Enwicklung der theoretischen und konstruktiven Grundlagen für ein Brücken-Tragsystem mit optimalen Voraussetzungen für hohe Dauerhaftigkeit. Die «Philosophie» des Konzeptes lässt sich folgendermassen zusammenfassen:

□ Betonquerschnitt: Kompakte geschlossene Form mit minimaler Oberfläche und einfachem weitmaschigem Bewehrungsnetz: ideale Voraussetzungen für hohe Betonqualität.

□ Aussenliegende Tragelemente: witterungsgeschützte Anordnung, einfache Montage, sämtliche Teile jederzeit kontrollier- und auswechselbar.

Zur experimentellen Abklärung des Systemverhaltens im Gebrauchs- und im Bruchzustand wird demnächst am Institut für Baustatik und Konstruktion der ETH Zürich ein Modell im Massstab 1:3 hergestellt. Von besonderem Interesse werden insbesondere das Schwingungsverhalten des relativ weichen Trägers, das Verhalten der Unterspannungsverankerungen und die Traglast des Systems sein.

Im Prinzip sind Unterspannungen auch bei Spannweiten über 40 m möglich, der Trägerquerschnitt muss dann allerdings wieder als Hohlkasten oder Plattenbalken ausgebildet werden. Auch bei weitgespannten Flachdecken kann unter Umständen eine Unterspannung wirtschaftlich und zweckmässig sein, sofern ein ausreichender Feuerschutz gewährleistet werden kann.

Das vorgeschlagene Tragsystem zeigt, dass hohe Dauerhaftigkeit durchaus nicht an schwerfällige Querschnittsabmessungen gebunden ist. Die Unterspannung wirkt zwar visuell zunächst wie eine nachträglich angebrachte Verstärkung; man darf aber annehmen, dass sich der Betrachter an die neue Form gewöhnen wird. Auf jeden Fall sieht das Tragwerk insbesondere aus grösserer Distanz viel leichter und eleganter aus als traditionelle Balkenbrücken (Bilder 4 und 5).

Adresse des Verfassers: Prof. Dr. *Chr. Menn*, Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH-Hönggerberg, 8093 Zürich.

Erste Schrägseilbrücke der Welt in S-Kurve

Im Zug des mittleren Autobahnrings von Tokio wird zurzeit die erste, im Grundriss S-förmig gekrümmte Schrägseilbrücke der Welt gebaut. Die elegante Stahlbrücke überquert mit Spannweiten von 40, 134, 220 und 60 m den Zusammenfluss zweier Ströme im dicht besiedelten Gebiet (Bild 1 und 2).

Die beiden 65 m (Bild 3) und 29 m hohen Pylone nehmen 17 bzw. 7 Paar in Brückenachse angeordnete Schrägseile auf (Bild 4). Im Querschnitt ist die Stahlbrücke mit vier Fahrbahnen und zwei Pannenstreifen ein dreizelliger Hohlkasten mit ebenfalls kastenförmigen Konsolen. Das Quergefälle der orthotropen Fahrbahnplatte wechselt entsprechend der S-förmigen Krümmung von −8 auf +8 Prozent (Bild 6). Der Fahrbahnbelag besteht aus 80 mm Asphaltbeton. Die Kabel, bestehend aus 121 bis 313 Paralleldrähten von 7 mm Durchmesser, sind von einem doppelten Polyäthylenrohr umschlossen. Der Hohlraum zwischen Drähten und Schutzrohr wurde zum Korrosionsschutz mit Zement injiziert.

Aufgrund von Windkanalversuchen werden die Konsolränder der sehr schlanken Hauptträger wie auch die Kanten des hohen, rechteckigen Pylons mit schwingungsdämpfenden, bogenförmigen Windleitblechen versehen (Bild 5). Neben den aerodynamischen

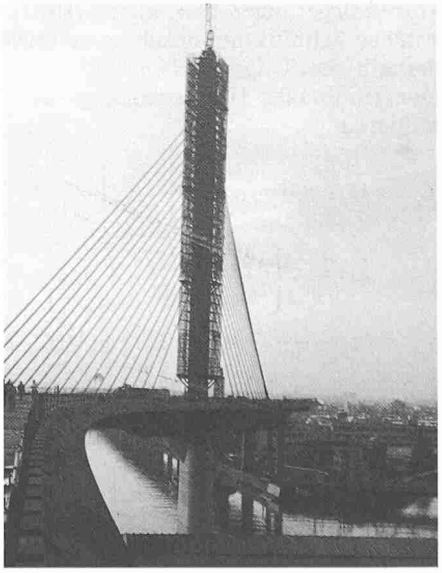


Bild 1. Der höhere der beiden Pylone mit den Schrägseilen in der Achse der S-förmigen Krümmung

Einflüssen mussten beim Entwurf und bei der Berechnung auch die Auswirkungen starker Erdbeben in Betracht gezogen werden.

Der Überbau wurde in fertig geschweissten Einzelteilen bis 40 t Gewicht auf dem Wasserweg angeliefert und auf der Baustelle hochfest verschraubt. Montageschweissungen kamen nur für untergeordnete Teile zur Anwendung. Der Einbau erfolgte mit Hilfe schwerer Raupenkrane, bei der Hauptöffnung im Freivorbau. Das Konstruktionsgewicht des gesamten Stahlüberbaus beträgt 7920 t, davon sind 270 t Kabel. Die Brücke soll Ende 1987 dem Verkehr übergeben werden.

R. Schlaginhaufen

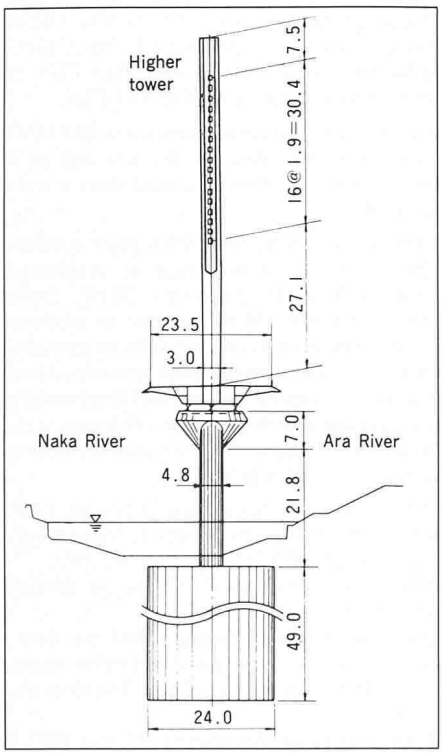
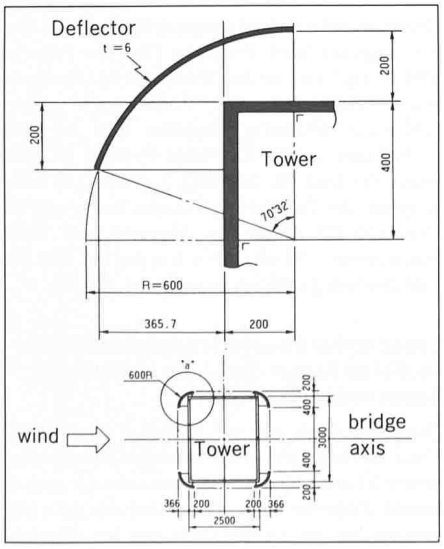


Bild 3. Seitenansicht des hohen Pylons (P 37)

Bild .5. Gegen aerodynamische Einflüsse werden die Kanten des hohen, rechteckigen Pylons mit bogenförmigen Windleitblechen versehen



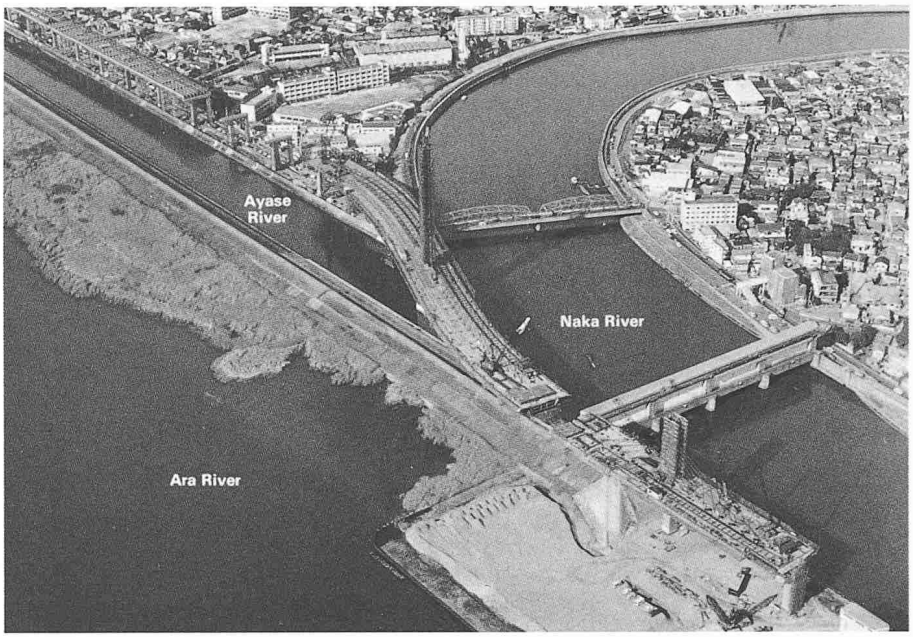


Bild 2. Die im Bau befindliche, S-förmig gekrümmte Schrägseilbrücke in Tokio überquert den Zusammenfluss zweier Ströme

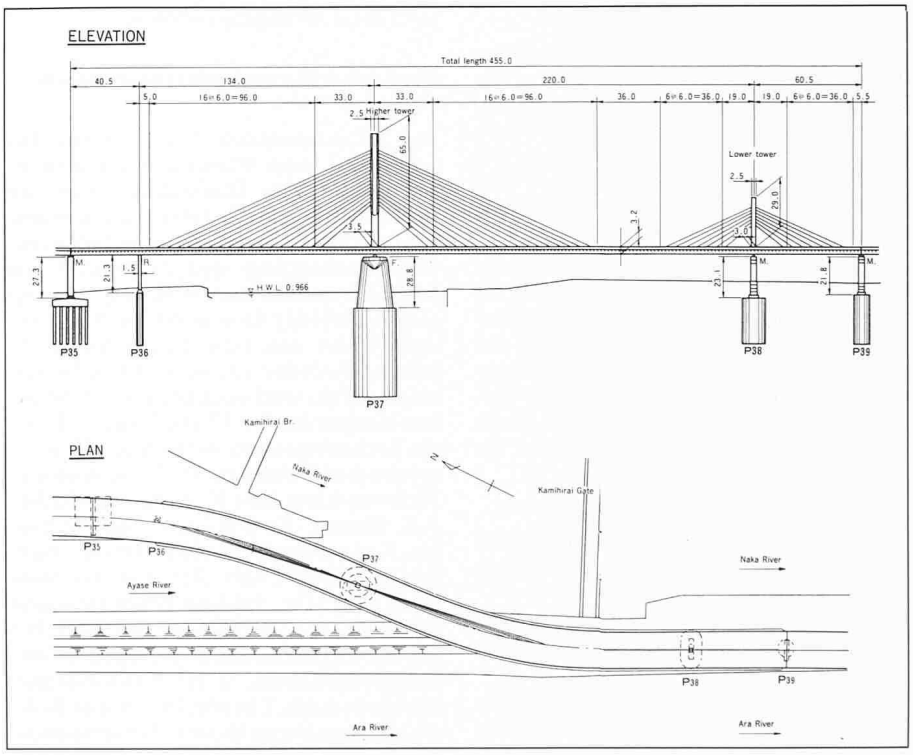


Bild 4. Grundriss und Ansicht

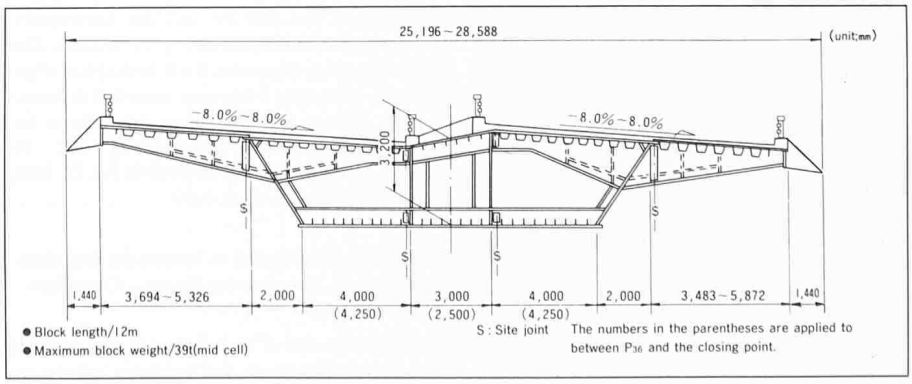



Bild 6. Querschnitt durch die Trägerkonsole mit orthotroper Fahrbahnplatte