Zeitschrift: Schweizer Ingenieur und Architekt
Herausgeber: Verlags-AG der akademischen technischen Vereine
Band: 116 (1998)
Heft: 44

Artikel: Statik und Konstruktion: Sunnibergbrücke
Autor: Bänziger, Dialma Jakob / Bacchetta, Aldo / Baumann, Karl
DOI: https://doi.org/10.5169/seals-79588

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: 13.12.2025

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

Damit ergibt sich für die kritische Normalkraft im Träger:

$$N_{T,krit} = \frac{0{,}4 \cdot a \cdot E_S A_S \cdot \sin^2\alpha}{l_S} + \frac{2{,}4 \cdot E_T I_T}{a^2}$$

(Berechnet für die gesamte Querschnittsbreite und zwei gegenüberliegende Kabel)

Bei bekannter kritischer Träger-Normalkraft lässt sich dann auch einfach die Trägerdurchbiegung zweiter Ordnung infolge Verkehrslast berechnen.

$$w = w_0 \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{T,krit}}}$$

Adresse des Verfassers:
Christian Menn, dipl. Ing. ETH SIA, Prof. Dr. Dr. h.c., Plantaweg 21, 7000 Chur

Dialma Jakob Bänziger, Aldo Bacchetta, Zürich, Karl Baumann, Chur

Statik und Konstruktion

Sunnibergbrücke

Die Ausführungsstatik der Sunnibergbrücke wird detailliert anhand der Hand- und Computerberechnungen dargelegt. Neben konstruktiven Hinweisen finden sich ergänzend ausgewählte Ergebnisse aus dem End- und Bauzustand.

Die Sunnibergbrücke ist Bestandteil der Umfahrung Klosters, die voraussichtlich im Jahre 2007 eröffnet werden kann (Bild 1). Das als fünffeldrige Schrägseilbrücke ausgebildete Tragwerk mit einer Gesamtlänge von 526 m stellt das markanteste Bauwerk der gesamten Umfahrungsstrecke dar. Es werden deshalb höchste Anforderungen an die Gestaltung, die Einpassung in die Landschaft, eine hohe Dauerhaftigkeit im rauhen Gebirgsklima und eine möglichst umweltschonende Bauausführung gestellt. Nach wettbewerbsartigen Studienaufträgen an drei erfahrene Ingenieurbüros hatte die Jury als Variante einen Konzeptvorschlag von Christian Menn im Wettbewerb untersuchen lassen, der sich in der statischen und konstruktiven Bearbeitung als realisierbar erwies.

Kurzbeschrieb Projekt

Konzept und Hauptabmessungen

Die Brücke weist mit vier Pylonen drei grosse Hauptfelder von 128, 140 und 134 m und zwei kleinere Randfelder von 59 und 65 m Spannweiten auf. Wegen der starken Krümmung im Grundriss kann der Brückenträger an beiden Enden ohne Dilatationsfugen fest mit den Widerlagern verbunden werden. Dadurch werden die aufgelösten Brückenpfeiler auf Fahrbahnhöhe längs und quer fast unverschiebbar gehalten, und die Pfeilermomente infolge feldweiser Trägerbelastung nehmen deshalb nach unten linear ab. Die Pfeilerform reflektiert diesen Kräfteverlauf. Die Pylone über der Fahrbahn sind mit 14 bis 16 m Höhe relativ kurz; sie sind wegen der Lichtraumverhältnisse in der Kurve leicht nach aussen geneigt und bilden mit den Pfeilern eine statische und formale Einheit. Die Längenänderungen des Überbaus werden durch horizontale Radiusveränderungen aufgenommen.

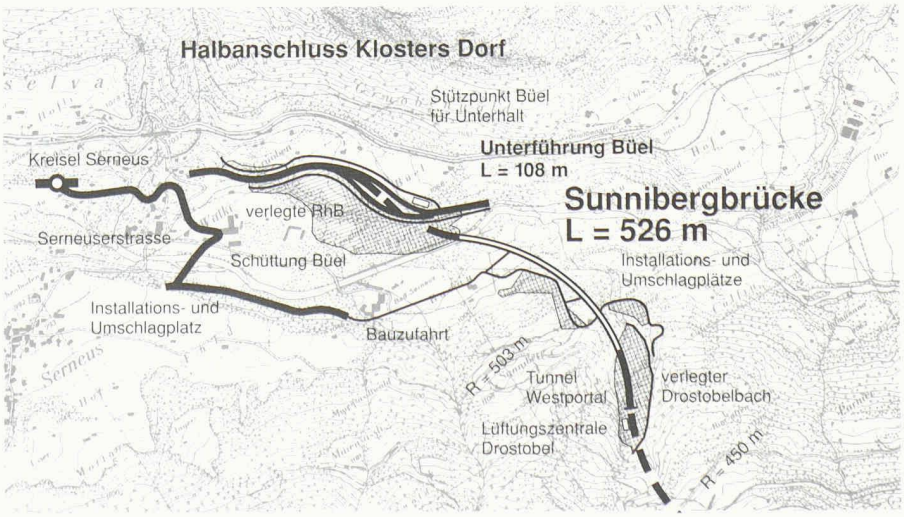
Geologie, Fundationen, Widerlager

Die geologischen Sondierungen zeigten, dass der Fels sehr tief liegt. Rechts der Landquart befindet sich eine mächtige Bergsturzmasse mit Bachablagerungen. Im Bereich der Landquart stehen die Alluvionen an. Links der Landquart liegt die jetzt stabile Casanna-Rutschmasse, überlagert von Bachablagerungen des Drosbachs. Diese geologischen Verhältnisse führten zusammen mit der Topographie zu folgendem Fundationskonzept: Die Widerlager bestehen im wesentlichen aus erdgefüllten Körpern mit einer Bodenplatte. Sie sind mit dem Brückenträger monolithisch verbunden und bilden die Abstützpunkte für die horizontale Stabilisierung des Brückensystems. Der Pfeiler P1 auf der Geländeterrasse vor dem Steilabfall der rechten Talflanke ist mit zwei Kleinschächten, die Pfeiler P2, P3 und P4 sind auf je sechs Bohrpfählen fundiert. Das massive Pfahlkopfbankett ist im Grundriss um 0,75 m gegen die Kurveninnenseite versetzt, weil die inneren Pfeilerstiele aus der Trägerkrümmung wesentlich mehr Vertikallast erhalten.

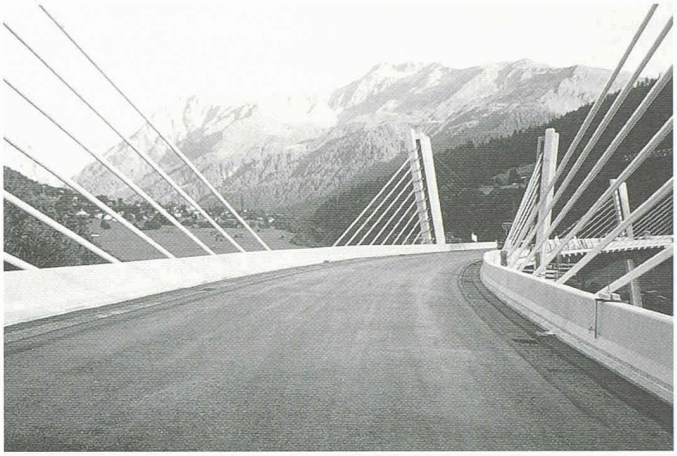
Pfeiler und Pylone

Die Pfeiler weisen in Brückenlängsrichtung einen parabolischen Anzug und eine Breitenvariation auf (Bild 2). In Querrichtung wachsen die Pfeiler von 8,80 m an der Basis zu 13,40 m Breite bei OK Fahrbahnplatte. Es entsteht auf diese Weise eine kelchförmige räumliche Struktur. Die Pylone überragen den Brückenträger als Ab-

1
Situation. Reproduziert mit Bewilligung des Meliorations- und Vermessungsamts des Kantons Graubünden vom 23.9.98



2
Pfeiler/Pylon 3 und Freivorbau Richtung Pfeiler 4



3
Brückenerlebnis bei Überfahrt

spannscheiben, deren Querschnitt die Biegebeanspruchung aus einseitiger Verkehrslast in Längsrichtung übernimmt. In Querrichtung sind sie in der Lage, die grossen Querbiegemomente aus Seilablenkungen aufzunehmen.

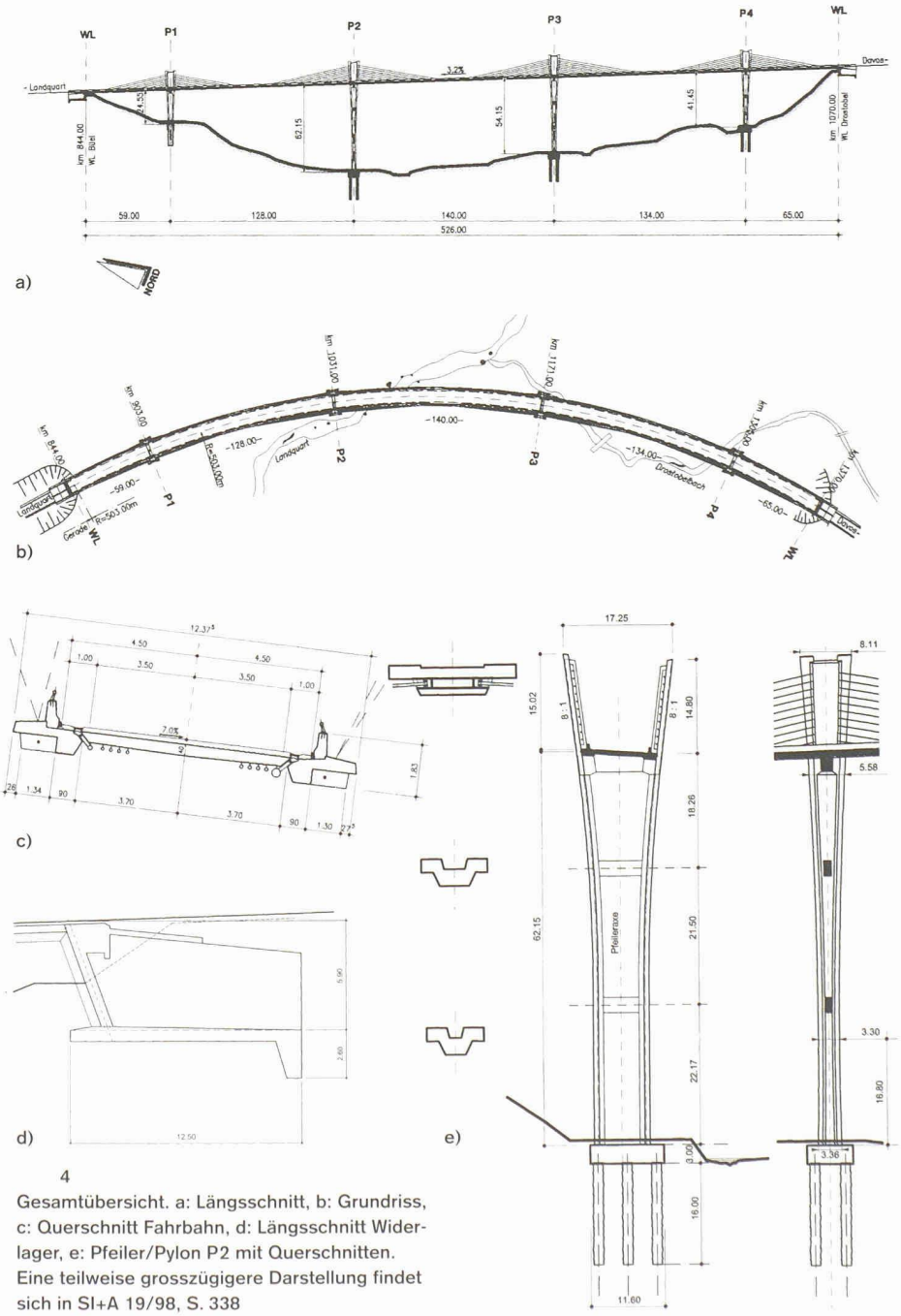
Die festen Verankerungen der Schrägseile sind im zentralen Teil der Pylonscheibe in einer Stahlkassette angeordnet. Die sehr massiven und vorgespannten Querträger wandeln die hohen Querbiegemomente der beiden Pylonscheiben in unterschiedliche Normalkräfte der beiden Pfeilerstiele um (Kurveninnenseite 60%, Kurvenaussenseite 40%).

Brückenträger

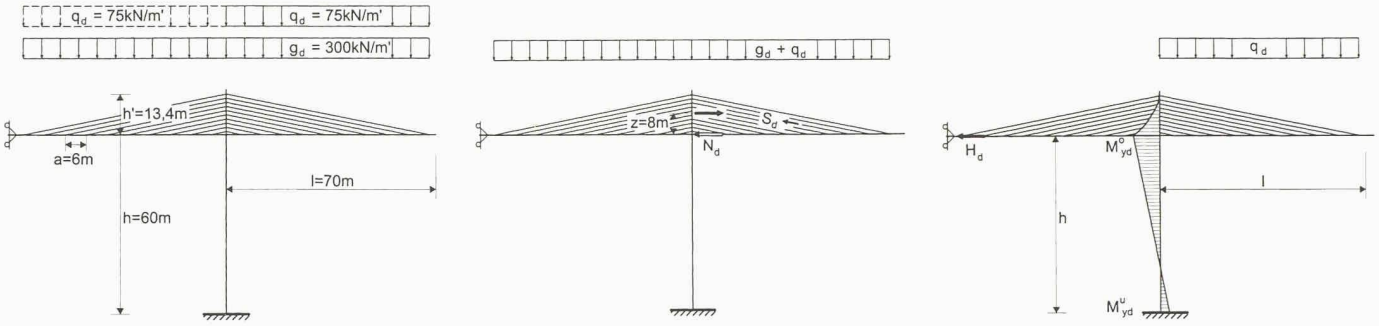
Der Brückenträger besteht aus einem in Querrichtung schlaff bewehrten Plattenquerschnitt mit zwei Randträgern. Die Abspannstellen der Schrägseile befinden sich ausserhalb der Randträger (Bilder 2 und 3). In Längsrichtung wird der Querschnitt in Pfeilernähe aus statischen Gründen verstärkt. Im mittleren Feldbereich wird die Platte durch Zusatzkabel längs vorgespannt. Alle übrigen Bereiche sind durch die Horizontalkraft der Schrägseile vorgespannt.

Schrägseilkabel

Die Schrägseile der Brücke bestehen aus Paralleldrahtbündeln in Polyätylenrohren (Kasten: Technische Daten). Die Kabel sind einzeln verankert und können jederzeit aus- und eingebaut werden. Die Verankerung ist speziell zur Aufnahme grosser Wechsellasten konzipiert. Die Schrägseile werden bei der unteren beweglichen Verankerung gespannt. Wegen der flachen Neigung der Seile wird am Brückenrand bei den Trompetenrohren der Kabel viel Platz benötigt, so dass keine Quervorspannung in der Platte angeordnet werden konnte.



4
Gesamtübersicht. a: Längsschnitt, b: Grundriss, c: Querschnitt Fahrbahn, d: Längsschnitt Widerlager, e: Pfeiler/Pylon P2 mit Querschnitten. Eine teilweise grosszügigere Darstellung findet sich in SI+A 19/98, S. 338



5
a: Statisches System für Handrechnung b: Seil- und Trägerbeanspruchung c: M_{yd} in den Pfeilern

Statische Handberechnung

Im folgenden Abschnitt werden Überlegungen der Seiten 836 ff. teilweise nochmals kurz aufgerollt und mit numerischen Werten ergänzt. Durch einfache Handrechnungen kann das Tragverhalten der Sunnibergbrücke übersichtlich und prägnant dargestellt werden. Zudem werden die Handrechnungen für die Beurteilung der Resultate der Computerberechnung benötigt.

Statisches System

Die Sunnibergbrücke besteht im wesentlichen aus vier aneinandergereihten Kragsystemen, die durch die Pfeiler und den Brückenträger gebildet werden. Durch die Einspannung des gekrümmten Trägers in die Widerlager gelingt es, die Pfeilerköpfe in Brückenlängs- und Querrichtung zu stabilisieren.

Das statische System für die Handrechnungen (Bild 5a) entspricht einem solchen Kragsystem. Es besteht aus dem unten eingespannten und auf Höhe Fahrbahn längs gehaltenen Pfeiler und dem durch die Schrägseile gestützten Brückenträger.

Lastannahmen

Die untersuchten Beanspruchungen sind vereinfacht und betragen:

- Eigenlasten $g = 150$ kN/m
- Auflasten $\Delta g = 70$ kN/m
- Verkehrslasten $q = 50$ kN/m

Für das globale Tragverhalten sind nur die beiden Laststellungen «feldweise Verkehrslast» und «Voll-Last auf der ganzen Brücke» zu untersuchen. Die Kennwerte auf Bemessungsniveau betragen mit den Lastfaktoren $\gamma_g = 1{,}3$ und $\gamma_q = 1{,}5$:

- Für ständige Lasten $g_d = 300$ kN/m
- Für Voll-Last $g_d + q_d = 375$ kN/m

Beanspruchung der Schrägseile

Die mittlere Seilbeanspruchung kann über die Kragarmbelastung ermittelt werden (Bild 5b). Das Biegemoment an der Einspannstelle des Brückenträgers ergibt sich zu:

$$M_d = (g_d + q_d)\,\frac{l^2}{2} = 920\ \text{MNm}$$

Mit dem Hebelarm z lässt sich die mittlere Seilkraft wie folgt berechnen:

$$S_d = \frac{M_d}{2 \cdot n \cdot z} = 5750\ \text{kN},$$

wobei n = 10 die Anzahl Seile am Kragarm und der Faktor 2 die beiden Seilebenen darstellen. Das gleiche Resultat erhält man mit dem Lastanteil eines Seils und dem Seilwinkel α:

$$S_d = \frac{a \cdot q_d}{2 \cdot \sin\alpha} = 5750\ \text{kN}$$

Umgerechnet auf Gebrauchsniveau resultiert eine mittlere Seilbeanspruchung von 4200 kN. Bei einer zulässigen Seilspannung von $\sigma_{adm} = 0{,}5\ f_{tk} = 800\ \text{N/mm}^2$ ergeben sich Kabeleinheiten von 135 Drähten mit ø 7 mm.

Beanspruchung des Brückenträgers

Ausgehend vom Kragmoment M_d von 920 MNm und dem Hebelarm z errechnet sich die Druckbeanspruchung im Brückenträger zu:

$$N_d = \frac{M_d}{z} = 115\,000\ \text{kN}$$

Diese grosse Normalkraft bedingt eine Verstärkung des Trägerquerschnitts in Pylonnähe von 40 auf 55 cm. Die zentrische Druckspannung am verstärkten Querschnitt (ohne Brüstungen) erreicht immer noch rund $\sigma_d = 15\ \text{N/mm}^2$. Die Betonsorte muss dementsprechend mindestens einem Beton B 45/35 entsprechen. Durch die flache Kabelführung wirkt der Brückenträger in Pylonnähe als biegebeanspruchtes Druckelement.

Beanspruchung der Pfeiler

Die maximalen Längsbiegemomente (Bild 5c) entstehen bei feldweiser Verkehrslast:

$$M^o_{yd} = \frac{q_d l^2}{2} \approx 180\ \text{MNm}$$

Am Pfeilerfuss resultieren beim vorliegenden stark variablen Querschnitt Biegemomente:

$$M^u_{yd} \approx -\frac{1}{3}\,M^o_{yd} \approx -60\ \text{MNm}$$

Die Stützkraft H_d, die über den Brückenträger in die Widerlager abgetragen wird, beträgt demzufolge:

$$H_d = \frac{M^o_{yd} + M^u_{yd}}{h} = 4000\ \text{kN}$$

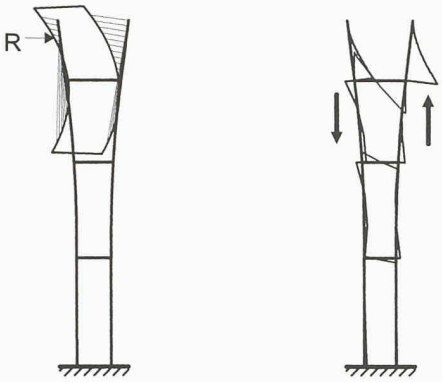
Die Pfeilerform bei der Sunnibergbrücke ist hauptsächlich aus der beschriebenen Längsbiegebeanspruchung M_y entstanden. Die kleinste Querschnittsbreite b = 3,30 m am Pfeiler P2 befindet sich im Bereich des Momentennullpunkts.

Beanspruchung der Pylone

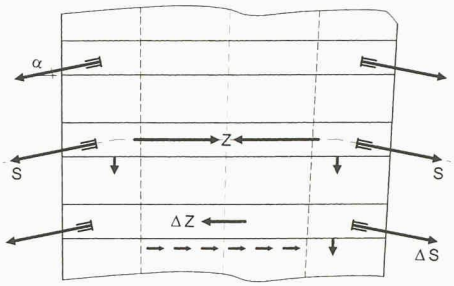
Neben der grossen Längsbiegebeanspruchung M_{yd} am Pylonfuss (Auf Höhe Fahrbahn) entsteht im gleichen Querschnitt eine grosse Querbiegung M_{zd} aus der Trägerkrümmung (Bild 6). Das summierte Querbiegemoment M_{zd} der beiden Pylonstiele kann wie folgt berechnet werden:

$$M_{zd} = 2 \cdot \int \frac{M_d}{R} \cdot dx = 2 \cdot \frac{1}{3}\,\frac{920}{503} \cdot 70 = 85\ \text{kNm}$$

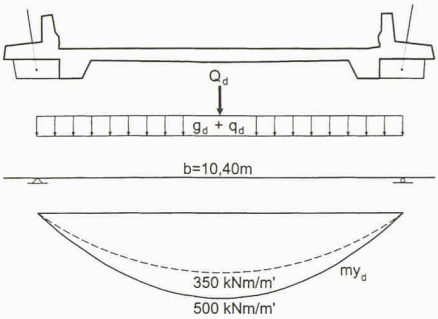
Die Aufteilung dieses Biegemoments auf die beiden Pylonscheiben kann mit den Überlegungen gemäss Bild 3, S. 837, vorgenommen werden. Die Biegemomente M_{zd} werden durch den massiven Querträger in ein Kräftepaar in den Pfeilerstielen umgewandelt.



6
M_{zd} in den Pylonen



7
Obere Verankerungen (Pylon)



8
m_{yd} in der Fahrbahnplatte

Seilverankerung im Pylon

Bei Voll-Last auf der ganzen Brücke werden die Kräfte von den Schrägseilen des einen Kragarms über Stahllamellen auf die korrespondierenden Seile des andern Kragarms übertragen. Bei den flachen Seilwinkeln ist die Zugkraft Z_d in den Stahllamellen praktisch identisch mit der Seilkraft $S_d = 5750$ kN (Bild 7).

Zwecks Eingrenzung der zulässigen Rissbreiten werden die Spannungen im Gebrauchszustand in den Stahllamellen auf etwa 150 N/mm² beschränkt. Mit diesen Randbedingungen ergeben sich pro Verankerung zwei Stahllamellen des Querschnitts 500×30 mm. Bei einer feldweisen Beanspruchung werden die Differenzseilkräfte über eine Verdübelung der Lamellenbleche in die Pylone übertragen (M_y).

Fahrbahnplatte

Die Fahrbahnplatte trägt in Querrichtung als einfacher Balken mit b = 10,4 m Spannweite zwischen den Aufhängepunkten der Schrägseile (Bild 8). Die Beanspruchungen aus den gleichmässig verteilten Lasten beträgt mit $g_d + q_d = 26$ kN/m:

$$m_{yd} = (g_d + q_d) \cdot \frac{l^2}{8} = 350 \text{ kNm/m}$$

Der Einfluss der Einzellast $Q_d = 1{,}5 \cdot 540 = 810$ kN (LM 1) kann z.B. anhand der Puchertabelle für eine randaufgestützte Platte bestimmt werden. Dabei resultiert ein Biegemoment $m_{yd} = 150$ kNm/m.

Für die Gesamtbeanspruchung m_{yd} von 500 kNm/m ergibt sich bei einer 40 cm dicken Platte eine kräftige Querbewehrung von ø 30 mm alle 150 mm ($\mu = 1{,}40\%$).

Annahmen und Kennwerte für die elektronische Berechnung

Statisches System

Die Berechnung wird an einem räumlichen Stabsystem durchgeführt (Bild 9). Die Geometrie der Stabaxen entspricht den Schweraxen des effektiven Tragsystems. Die Querstäbe der Fahrbahnplatte bilden zusammen mit den Längsträgern einen Trägerrost. Die Querschnittsfläche und die Trägheitsmomente der Längsstäbe betragen jeweils 50% der wirklichen Grössen der gesamten Fahrbahnplatte.

Die Querstäbe weisen aus modelltechnischen Gründen sehr kleine Trägheitsmomente I_Z und I_x auf, wogegen die Querschnittsfläche und das Trägheitsmoment I_y den realen Verhältnissen entsprechen. Die Schnittkräfte werden am ungerissenen, linear elastischen System ermittelt. Die Abminderung des E-Moduls infolge Seildurchhang kann bei den vorhandenen, relativ kurzen Seilen vernachlässigt werden. Die Schnittkräfte aus Eigenlast G und Seilvorspannung S_G werden am offenen System mit $E_{c,lang} = 17\,500$ N/mm² (Fugen an den Widerlagern und zwischen den einzelnen Freivorbausystemen) berechnet. Die übrigen Schnittkräfte werden am Eingusssystem ermittelt.

Lastannahmen

Die Kennwerte der Beanspruchungen für die Eigenlasten, ständigen Auflasten und Verkehrslasten werden gemäss der Norm SIA 160/89 «Einwirkungen auf Tragwerke» angesetzt. Der dynamische Beiwert φ_1 kann entsprechend der niedrigen Bauwerkseigenfrequenz $f_1 < 1$ Hz für die Berechnung in Längsrichtung von 1,8 auf 1,2 reduziert werden.

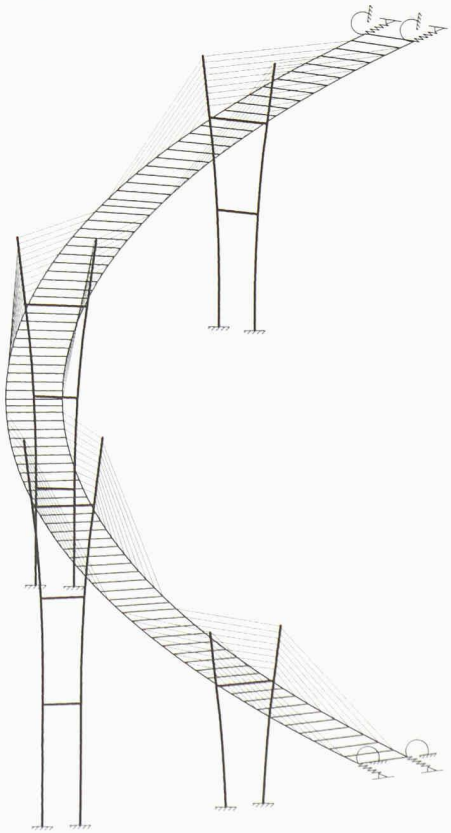
Die grosse Normalkraftbeanspruchung des Brückenträgers in Pylonnähe führt zu einem spröden Bruchverhalten. Aus diesem Grund werden bei der Schnittkraftgrenzwertbildung im Brückenträger die Zwängungen aus gleichmässiger Temperaturwirkung (+20°C) als Begleitumstand mit berücksichtigt.

Erwähnenswert ist zudem der Ansatz der Windlasten im Bauzustand. Für den Kennwert der Windkraft muss im vorliegenden Fall mit einem dynamischen Faktor $c_{dyn} = 1{,}2$ gearbeitet werden.

Materialkennwerte

Die Betonqualität für Pfeiler, Pylone und Brückenträger muss die Anforderungen eines Beton B 45/35 nach Norm SIA 162/93 «Betonbauten» erfüllen. Der Rechenwert der Druckfestigkeit beträgt demnach $f_c = 23$ N/mm², auf der Baustelle wurde jedoch durchwegs eine deutlich höhere Betonqualität erreicht. In der Berechnung wird zwischen einem Langzeitmodul $E_{c,lang} = 17\,500$ N/mm² und einem Kurzzeitmodul $E_{co} = 35\,000$ N/mm² unterschieden. Die kurzfristigen Lasten aus Verkehr, Wind usw. werden am System mit E_{co}, alle übrigen Lasten wie Eigenlast, ständige Auflast, Seilkräfte und Zwängungen

9
Statisches System für elektronische Berechnung



mit $E_{c,lang}$ ermittelt. Die Schnittkräfte aus den beiden Systemen werden für die Grenzwertbildung superponiert.

Die baustoffspezifischen Kennwerte betragen:

Betonstahl S 500c	$f_{sy} = 460\ N/mm^2$
Spannstahl (Drähte ø 7 mm)	$f_{py} = 1500\ N/mm^2$
Stahl FeE 355 C/D	$f_y = 355\ N/mm^2$

Modellierung der Schrägseile

Die Vorspannkraft der Schrägseile muss im angewendeten Rechenprogramm über geometrische Grössen, d.h. Stabdehnungen eingeführt werden. Die Dehnungen ε sind proportional zu den Seilkräften S:

$$\varepsilon = -\frac{S}{EA}$$

In einem ersten Schritt werden am starr gelagerten Durchlaufträger mit $E_{c,lang}$ die elastischen Auflagerkräfte A_i ermittelt und mit der Formel

$$S_i = \frac{A_i}{\sin\alpha}$$

in Seilkräfte umgerechnet. Anschliessend werden daraus die Seildehnungen bestimmt. Nun können die beiden Lastfälle Eigenlast G und Seildehnungen ε am räumlichen System durchgerechnet werden. Durch die Verkürzung des Brückenträgers infolge der Normalkräfte ergeben sich am Modell Durchbiegungen w_i, die rein geometrisch über Zusatzdehnungen

$$\Delta\varepsilon = -\frac{w_i}{l} \cdot \sin\alpha$$

kompensiert werden können. Dieses Vorgehen entspricht einem iterativen Prozess, der im Falle der Sunnibergbrücke allerdings bereits nach dem ersten Schritt abgebrochen werden kann.

Mit dem beschriebenen Verfahren zur Bestimmung der Seilvorspannung kann eine gerade Nivellette mit Toleranz in der Grössenordnung von ± 2 cm erreicht werden.

Lagerbedingungen

Die Lagerung der Pfeiler P1 bis P4 wird stark vereinfacht als starre Einspannung der Pfeilerstiele auf Höhe OK Bankett eingeführt. Die Lagerung an den beiden Widerlagern Büel und Drostobel muss etwas detaillierter gestaltet werden. Eine volle Einspannung führt zu unverhältnismässig hohen Zwängungskräften N und M_y.

Anhand einer Parameterstudie mit dem Lastfall «gleichmässige Temperaturabkühlung» kann die Federsteifigkeit c_{fx} in Längsrichtung bestimmt werden. Mit der Wahl einer Federsteifigkeit von $1{,}5 \cdot 10^5$ kN/m ergibt sich bei einer Abkühlung von -10 °C eine Zwängungskraft von rund 2500 kN und eine Längsverschiebung von etwa 15 mm. Die numerische Grösse dieser Federfestigkeit hat keine allgemeine Bedeutung, sondern muss als reine Modellkorrektur aufgefasst werden.

Die Rotationsfederfestigkeit r_y wird mit $5 \cdot 10^5$ kN/rad so angesetzt, dass sich Biegemomente M_y in realistischer Grösse ergeben. Die Rotationssteifigkeit r_z wird zu Null gesetzt.

Theorie 1. und 2. Ordnung

Die Berechnung nach Theorie 2. Ordnung an einem komplexen Stahlbetonsystem ist sehr aufwendig. Das Hauptproblem bei der Ermittlung von Schnittkräften nach Theorie 2. Ordnung liegt in der einigermassen korrekten Ermittlung der Biegefestigkeit EI im Bruchzustand. Für die Berechnung der Sunnibergbrücke im Endzustand werden die Schnittkräfte der Pfeiler und Pylone deshalb mit separat ermittelten Vergrösserungsfaktoren multipliziert. Die Vergrösserungsfaktoren werden am höchsten Pfeiler P2 mit Biegesteifigkeiten im Bruchzustand, die den tatsächlich auftretenden Normalkräften entsprechen, ermittelt. Die Schlankheiten der Pfeiler und Pylone im Endzustand sind nicht sehr gross und betragen maximal $\lambda_{cr} = 55$. Die Vergrösserungsfaktoren sind relativ bescheiden und erreichen Werte von 1,05 bis 1,08 für die Biegemomente M_y und M_z in den Pylonen und Pfeilern.

Der Brückenträger wird nach Theorie 1. Ordnung berechnet. Bei einem Seilabstand von 6 m (= Knicklänge) ergibt sich eine mässige Schlankheit $\lambda_{cr} = 30$. Die Effekte 2. Ordnung führen zu einer Reduktion der Biegesteifigkeit des Trägers und somit zu einer kleineren Beteiligung desselben an der Lastabtragung, womit gesamthaft kleinere Biegemomente M_y und höhere Seilkräfte S entstehen. Die Knickstabilität des Brückenträgers muss separat untersucht werden. Überlegungen in diesem Zusammenhang finden sich auf Seite 836 ff.

Nachweiskonzept

Die Tragsicherheitsnachweise an den Trägern, Pylonen und Pfeilern werden mit Hilfe eines Programms durchgeführt. Der Grossteil der Querschnitte, insbesondere bei den Pfeilern und Pylonen, weist eine Beanspruchungskombination aus Normalkraft und zweiaxialer Biegung auf.

Das Bruchverhalten der Querschnitte in den Pfeilern und Pylonen ist duktil und der Einfluss 2. Ordnung gering. Aus diesen Gründen werden die Tragsicherheitsnachweise in diesen Querschnitten mit Bruchdehnungen $\varepsilon_{cu} = -3.5‰$ und $\varepsilon_{smax} = 5‰$, wie sie normalerweise für reine Biegeelemente verwendet werden, durchgeführt.

Der Brückenträger wird von einer hohen Normalkraft und einem grossen Biegemoment M_y beansprucht. Die Biegemomente M_z können im vorliegenden Fall vernachlässigt werden. Wegen des spröden Bruchverhaltens in Pylonnähe werden die Dehnungen für die Tragsicherheitsnachweise auf $\varepsilon_{cu} = \varepsilon_{smax} = 2{,}2‰$, wie bei Stützenquerschnitten üblich, begrenzt.

Untersuchungen im Bauzustand

Im Bauzustand müssen zwei unabhängige Themenkreise behandelt werden:

- Untersuchungen der Beanspruchungen und Verformungen bei den einzelnen Freivorbauschritten
- Stabilität eines T-förmigen Systems, bestehend aus Pfeiler und auskragender Fahrbahn, bei Windbeanspruchung

Für beide Untersuchungen werden Teilsysteme mit den gleichen Eigenschaften wie für das beschriebene System verwendet.

Technische Daten

Gesamtlänge [m]	526
Breite [m]	12,375
Höhe über Talboden [m]	50-60
Grösste Spannweite [m]	140
Grösste Pylonhöhe [m]	77
Radius Strassenachse [m]	503
Längsgefälle [%]	3,2
Quergefälle [%]	7,0
Fahrbahnplattenstärke [cm]	34-40
Trägerhöhe [cm]	85-105

- Fundationen:

Widerlager	Flachfundationen
Pylon 1	2 Kleinschächte ø 3,50 m, 17 bis 19 m tief
Pylone 2 bis 4	je 6 Bohrpfähle ø 1,50 m, 14 bis 16 m tief

- Pfeiler/Pylone:

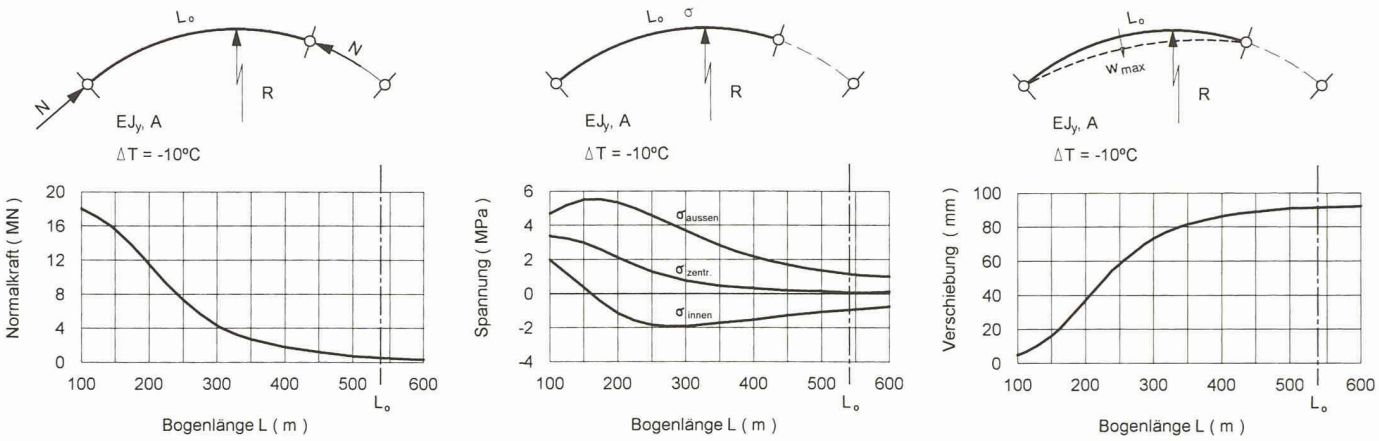
Längsrichtung	3,3-8,1 m breit
Querrichtung	8,8-17,25 m breit gespreizt

- Schrägseile, je 8-10 Stk.:

Harfe: horizontaler Abstand 6 m
Seilkräfte 3850-4900 kN
Paralleldrahtbündel 125-160 Drähte ø 7 mm, verzinkt
Ausnützung: ½ Zugfestigkeit (800 N/mm²)
Neigung: $\tan\alpha = 0{,}2$
Dynamische Verankerung

- Hauptmasse:

Beton	8500 m³
Bewehrungsstahl	1250 t
Vorspannkabel	50 t
Baustahl	240 t
Schrägseile	320 t



10
a: Zwangs-Normalkraft

b: Zwangs-Spannung in Bogenmitte

c: Horizontale Verschiebung in Bogenmitte

Ausgewählte Ergebnisse im Endzustand

Gesamtstabilität

Die Einspannung des Brückenträgers in die Widerlager ist für die Gesamtstabilität von grossem Nutzen. Das Rahmensystem ist damit in Längsrichtung unverschieblich und wirkt dementsprechend wesentlich steifer als ein schwimmendes System. Die Bogenwirkung des Brückenträgers in der horizontalen Ebene bewirkt eine Fixierung der Pfeilerköpfe in Längs- und Querrichtung. Dank der grossen Krümmung im Grundriss können die entstehenden Zwängungskräfte gut aufgenommen werden.

Widerlager

Die festen Widerlager werden fast ausschliesslich durch Zwängungslängskräfte beansprucht. Die Längszugkräfte auf Gebrauchsniveau betragen für den ungünstigsten Fall an beiden Widerlagern rund 9500 kN. Diese hohen Zugkräfte werden über Reibung in den Baugrund abgeleitet.

Bild 10 stellt die Zwängungskraft, die Betonspannungen und die horizontale Auslenkung des Brückenträgers in Funktion der Brückenlänge für einen eingespannten Bogen dar. Die Parameterstudie wird für eine gleichmässige Temperaturbeanspruchung von -10 °C mit den Querschnittswerten der Sunnibergbrücke durchgeführt. Demnach verschwindet die Zwängungsnormalkraft fast vollständig, und die Auslenkung in Bogenmitte beträgt rund 10 cm. Am effektiven System mit den vier Pfeilern, die die Radiusänderung behindern, entstehen Zwängungsnormalkräfte von etwa 2200 kN bei einer Auslenkung von rund 5 cm.

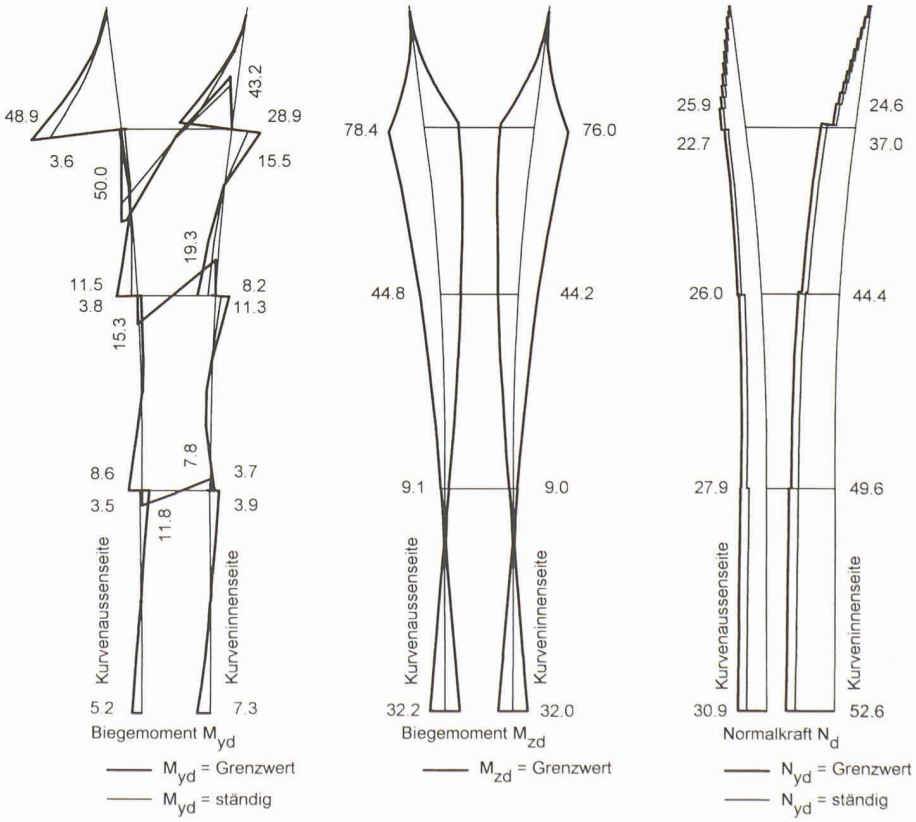
Pfähle

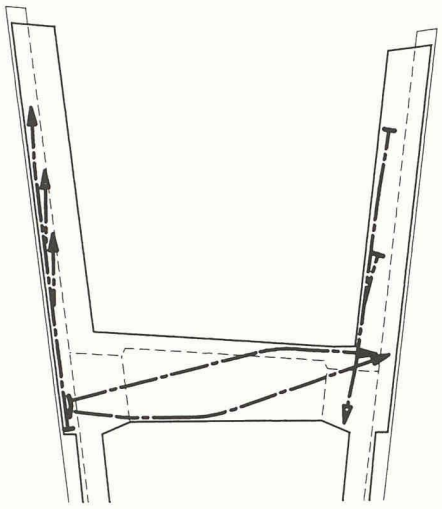
Die Bohrpfähle sind entsprechend der Pfeilerbeanspruchung aus Trägerkrümmung exzentrisch gegen die Kurveninnenseite angeordnet, so dass unter Eigenlast und ständigen Auflasten alle Fundamentpfähle in etwa die gleiche Normalkraft von 9000 kN auf Gebrauchsniveau aufweisen.

Die Schnittkraftermittlung für die Bohrpfähle erfolgt an einem Stabmodell mit querverschieblicher Kopfeinspannung, horizontaler Bettung und frei drehbarer, in vertikaler Richtung fixierter Lagerung am Pfahlfuss. Dieses Stabsystem wird mit der am räumlichen System ermittelten Dyname (N_d, H_d) am Pfahlkopf belastet. Die maximale Pfahlbeanspruchung auf Bemessungsniveau beträgt damit N_d=20 000 kN und M_{yd}=650 kNm.

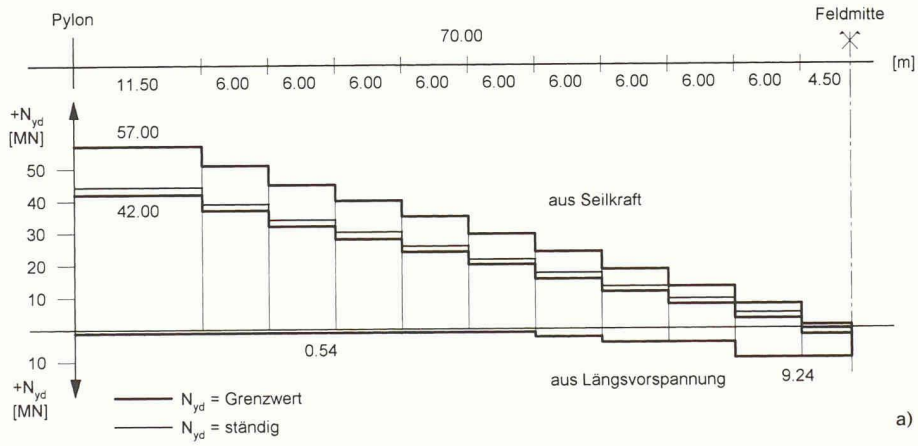
Die innere Pfahltragsicherheit wird mit einer rechnerisch abgeminderten Betonqualität B 30/20 gegenüber der eingebrachten (B 35/25) und einem Widerstandsbeiwert γ_R = 1,20 nachgewiesen. Der Nachweis der äusseren Tragsicherheit erfolgt nach der Methode Lang/Huder mit Mantelreibung und Spitzenwiderstand. Der Spitzenwiderstand liefert im Modell etwa 60%, die Mantelreibung rund 40% an den Gesamtwiderstand. Die gemessenen Fundamentsetzungen am Fundament P2 infolge Eigenlasten betragen rund 6 mm.

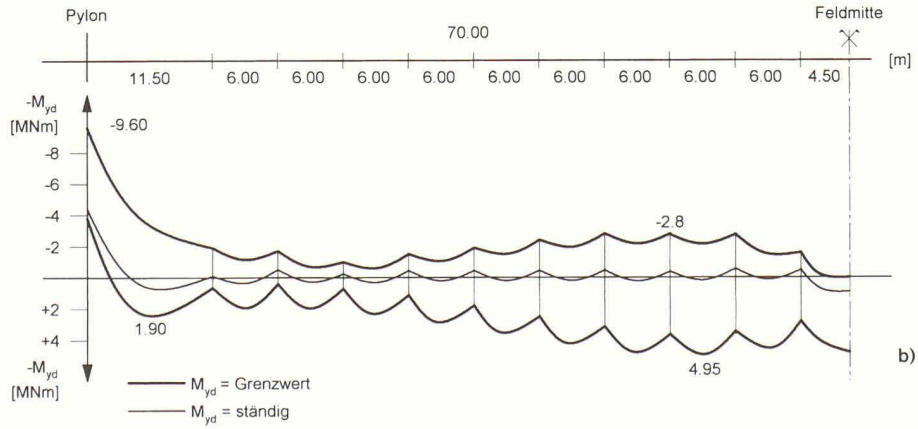
11
Schnittkräfte Pfeiler/Pylon



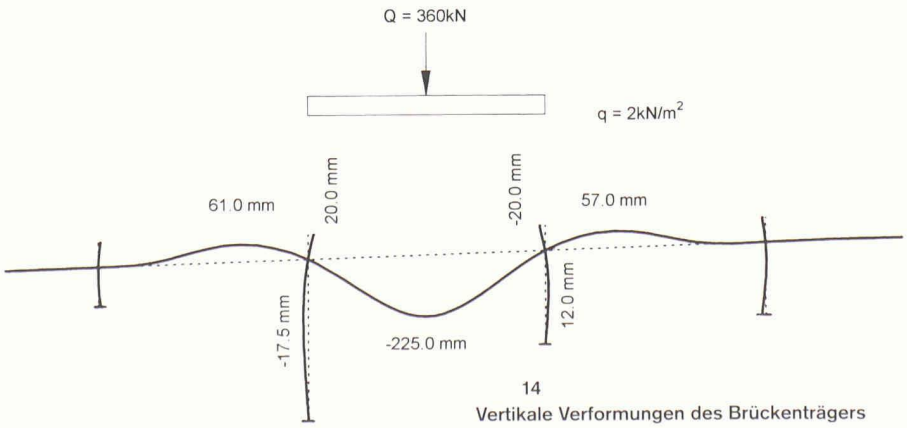


12
Vorspannung der Pylone





13
Brückenträger. a: Normalkraft N_{yd}, b: Biegemoment M_{yd}



14
Vertikale Verformungen des Brückenträgers

Pfeiler und Pylone

Bild 11 zeigt die Beanspruchungen für ständige Lasten G + ΔG und für Voll-Last auf Bemessungsniveau. Durch den gekrümmten Brückenüberbau entstehen unter ständigen Lasten unterschiedliche Normalkräfte von 44 300 kN am kurveninnen- und von 25 000 kN am aussenseitigen Pfeilerstiel. Die Verkehrslast vergrössert die Pfeilernormalkräfte lediglich um rund 20%.

Die grössten Querbiegemomente M_y treten am kurvenaussenseitigen Pylonstiel auf und betragen Myd = 39 000 kNm für ständige Lasten bzw. Myd = 48 900 kNm für Voll-Last. Um diese grossen Querbiegebeanspruchungen aufnehmen zu können, sind die Pylonstiele stark vorgespannt. Die Vorspannkraft V_o beträgt 29 600 kN bzw. 14 100 kN (Bild 12). Gut sichtbar ist die grosse Beanspruchung des ebenfalls vorgespannten Querträgers, die die zentrale Tragfunktion dieses Bauteils verdeutlicht.

Die Längsbiegemomente M_{zd} entstehen bei feldweise angeordneter Verkehrslast. Sie betragen rund 75 000 kNm auf Höhe des Brückenträgers und rund 32 000 kNm am Pfeilerfuss.

Brückenträger

Bild 13 stellt die massgebenden Beanspruchungen des Brückenträgers für den kurvenaussenseitigen Längsträger dar. Die Beanspruchungen beziehen sich nur auf den halben Querschnitt. An der Einspannstelle des Brückenträgers zum Querträger beträgt die Normalkraft 57 000 kN und das maximale Biegemoment -9600 kNm.

Weiter in Richtung Feldmitte erreichen die maximalen positiven und negativen Biegemomente M_{yd} 4950 kNm bzw. -2800 kNm. Bei abnehmender Normalkraft aus den Schrägseilen ist für den positiven Biegewiderstand eine Kontinuitätsvorspannung im Bereich der Feldmitte erforderlich.

Deformationen

Die vertikalen Verformungen infolge feldweiser Verkehrslast stellen bei der Sunnibergbrücke wegen der flach geführten Schrägseile ein massgebendes Bemessungskriterium dar. Sie wurden in Absprache mit der Bauherrschaft auf 1/400 der Spannweite begrenzt. Die feldweise angesetzte Verkehrslast besteht aus einer verteilten Last von 2 kN/m² und der stark ins Gewicht fallenden Einzellast Q = 360 kN (inkl. reduziertem Stosszuschlag φ = 1,2). Die Einsenkung wird am ungerissenen System mit E_{co} ohne Berücksichtigung der Brüstungen ermittelt.

Im Feld mit der grössten Spannweite beträgt die maximale Einsenkung 225 mm,

was einem Sechshundertstel der Spannweite entspricht (Bild 14). 40% der Verformungen stammen aus der Verdrehung des Pfeilerkopfes und 60% aus der elastischen Verlängerung der Schrägseile. Die beiden Nachbarfelder weisen nach oben gerichtete Verformungen von 60 mm, d.h. rund 25% der Verformungen des Hauptfelds auf. Das Resultat macht deutlich, dass das System in bezug auf Verformungen an Grenzen stösst, und dass die Einspannung des Trägers in die Widerlager mit der damit verbundenen Fixierung der Pfeilerköpfe eine notwendige Massnahme darstellt.

Ausgewählte Ergebnisse im Bauzustand

Beanspruchungen und Deformationen im Bauzustand

Die Unternehmung schlug ein innovatives Freivorbausystem mit untenliegendem Vorbauwagen zur Ausführung vor. Das Freivorbausystem weist folgende Eigenschaften auf:

- Unterteilung des Querschnitts in vorauseilende Träger und zurückversetzte Platte mit etwa gleichen Laufmeterlasten
- Betonieren der Träger als Kragarme ohne Einbezug von Druckstempel und vorderstem Schrägseil
- Keine Regulierungsmöglichkeit am Vorbauwagen. Vor dem Betonieren der Etappe i+1 wird der Vorbauwagen tangential zu Etappe i eingerichtet
- Keine Möglichkeit an den Schrägseilen i und i-1 Korrekturen vorzunehmen

Die Berechnung für die Bauzustände ist vor allem in bezug auf die Datenmenge sehr umfangreich und komplex. Mit der Berechnung sind folgende Zustände zu überprüfen:

- Vorspannkräfte der Schrägseile für alle Freivorbauetappen
- Nivellette im Bauzustand
- Beanspruchungen des Brückenträgers bei allen massgebenden Schritten mit Berücksichtigung der Belastungsgeschichte

Die Problematik in der Berechnung wird anhand von Bild 15 für die Freivorbauetappe 5 dargestellt. Die beiden wichtigsten Zustände stellen einerseits das Betonieren einer Etappe mit grossen negativen Momenten und anderseits das Vorspannen des vordersten Schrägseils mit positiven Biegemomenten dar.

Beim Betonieren liegt mit den vier eingebauten Schrägseilen ein vierfach statisch unbestimmtes System vor. Die Belastung an der Kragarmspitze infolge Frischbetonlast und Eigenlast des Vorbauwagens beträgt 650 kN. Sie wird den Steifigkeiten entsprechend durch den Brückenträger und die Schrägseile abgetragen. Im Brückenträger entsteht ein von der tatsächlichen Biegesteifigkeit (die zudem über die Balkenlänge variiert) abhängiger Spannungszustand, der allenfalls iterativ eingegrenzt werden kann. Die Durchbiegung des Brückenträgers wird durch Integration der Momentenfläche berechnet und weicht bei unzutreffender Momentenfläche von der Wirklichkeit ab.

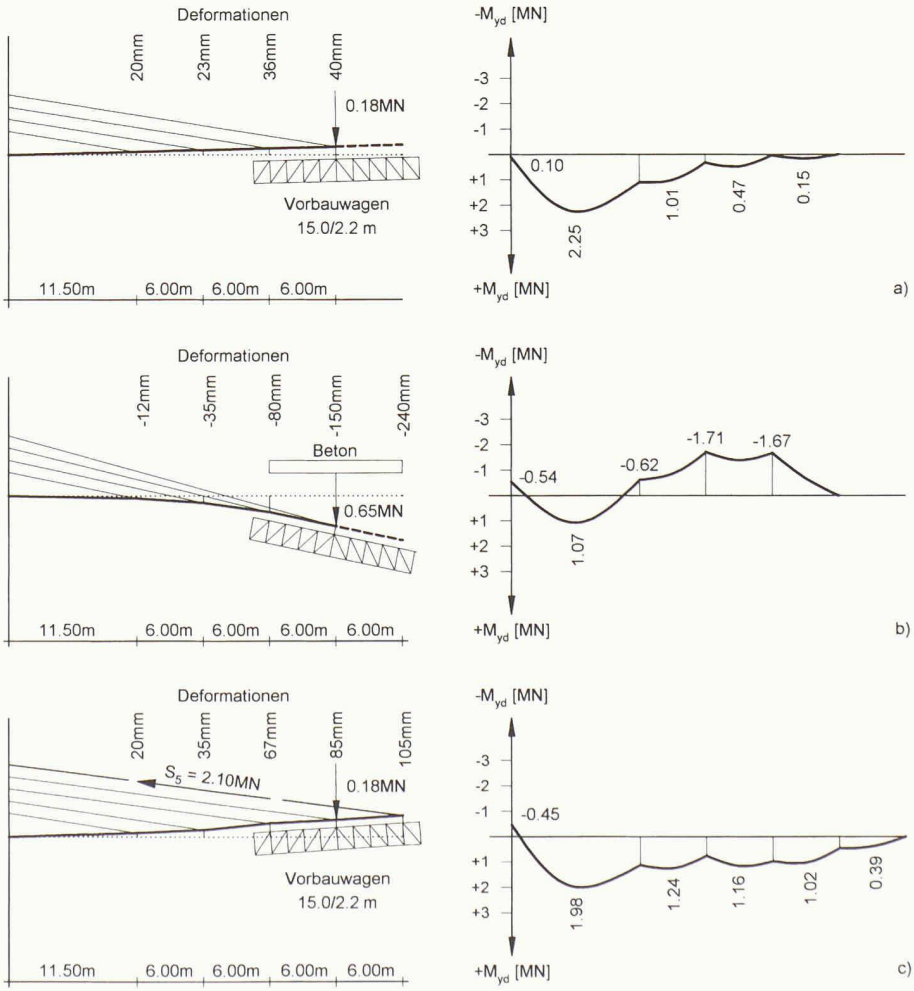
Beim Spannen des Schrägseils Nr. 5 liegt immer noch ein vierfach statisch unbestimmtes System vor. Das Schrägseil wird deformationsgesteuert gespannt. Die Verteilung der Biegemomente im rückwärtigen Trägerbereich ist nach wie vor abhängig von der Biegesteifigkeit. Ein dem Baufortschritt angepasstes, dauernd korrektes Einhalten der Zielnivellette wäre nur durch Nachregulieren aller bereits eingebauten Schrägseile möglich. Solche Nachregulierungen sind jedoch im Wochentakt des Freivorbaus mit ständig wechselnden Beanspruchungen nicht möglich. Diese Schwierigkeiten führten dazu, dass die Zielnivellette im Bauzustand nicht eingehalten werden konnte. Nach Beendigung des Rohbaus, und bevor die Brüstungen erstellt werden, kann die gewünschte Nivellette mit geringem Aufwand durch eine Nachregulierung aller Schrägseile eingestellt werden.

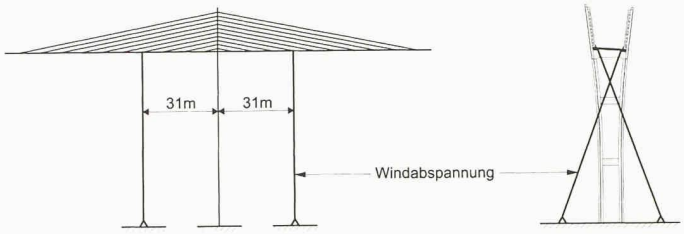
Der Bau- und Spannvorgang muss so erfolgen, dass einerseits die positiven und negativen Biegemomente des Brückenträgers in einem zulässigen Spannungsbereich und anderseits die Nivellette innerhalb tolerierbarer Grenzen gehalten werden können.

Für die Berechnung der Bauzustände wird jeder Freivorbautakt in zwölf Einzelschritte zerlegt. Die korrespondierenden Belastungen werden an einem mit dem Baufortschritt ständig wechselnden Modell eingeführt. Die Schnittkraftberechnung erfolgt am dreidimensionalen linear elastischen System mit einem abgeminderten E-Modul ($E_{c,lang}$). Die Schnittkräfte werden laufend superponiert. Für die mass-

15

Beanspruchung und Deformationen im Bauzustand. a: Vorbauwagen vorgefahren, b: Betonieren, c: Schrägseil S5





16
Windabspannung im Bauzustand

gebenden Beanspruchungszustände werden anschliessend Spannungsnachweise durchgeführt. Die rechnerische Zugspannung in der Bewehrung wird auf 80 N/mm² begrenzt.

Neben dieser Berechnung müssen die wichtigsten Arbeitsabläufe in einem Handbuch Schritt für Schritt festgehalten und auf der Baustelle überprüft werden. Die Überwachung ist sehr umfangreich und beinhaltet etwa folgende Punkte:

- Kontrolle des Bauablaufs anhand des Drehbuchs
- Nivellement vor und nach dem Betonieren und Auswerten der Resultate
- Stufenweises Vorspannen der Schrägseile und Nivellieren des Brückenträgers mit sofortiger Beurteilung auf der Baustelle
- Kontrolle und Überprüfung auftretender Risse im Brückenträger (positive Biegebeanspruchung)

Am Projekt Beteiligte

- Bauherr:
Baudepartement Graubünden
- Oberbauleitung:
Tiefbauamt Graubünden
- Gesamtprojektleitung:
E. Toscano AG, Chur
- Entwurf:
Tiefbauamt Graubünden
Berater: A. Deplazes, Chur
Konzept: C. Menn, Chur
- Projektverfasser/Technische Bauleitung:
Bänziger + Köppel + Brändli + Partner, Chur
- Örtliche Bauleitung:
Wüst + Stucki + Partner, Klosters
- Prüfexperte:
P. Marti, ETH Zürich
- Geologie:
T. Lardelli, Chur
- Bauausführung:
Arge Sunnibergbrücke: Vetsch, Klosters; Preiswerk + Cie AG Brückenbau, Siebnen
Subunternehmer:
Freivorbaugerüst: H. Schürer, Zürich
Schrägseile/Vorspannung: Stahlton AG, Zürich
Pfahlfundationen: Eggstein AG, Luzern
Stahlbau: AMSAG Stahlbau, Serneus
Werkleitungen/Entwässerungen: Rowatec, Volketswil
Armierungen: Gisler + Partner AG, Flüelen
Zuschlagstoffe Beton: Kieswerk Arieschbach AG, Fideris
Zementlieferant: Bündner Cement AG, Untervaz

Sowohl die Berechnungen als auch die Überwachung vor Ort waren äusserst umfangreich und zeitintensiv. Mit den vorgestellten Massnahmen konnte die Brücke jedoch projektgemäss und ohne unvorhergesehene Zwischenfälle erstellt werden.

Die Grössenordnung der Verformungen und der Beanspruchungen des Brückenträgers ist ebenfalls in Bild 15 stellvertretend für die Etappe 5 dargestellt.

Stabilität im Bauzustand

Für die Sunnibergbrücke musste der Zustand mit maximaler Trägerauskragung von 70 m bei den vorhandenen hohen und schlanken Pfeilern sorgfältig untersucht werden. Die als Leitgefahr auftretende dynamische Windlast ist so gross, dass das Kragsystem mit einer provisorischen Windabspannung gesichert (Bild 16) und die Bewehrung im unteren Bereich der Pfeiler gegenüber dem Endzustand verstärkt werden mussten. Die Abspannung besteht aus vier kreuzartig angeordneten Litzenbündeln mit einer maximalen Gebrauchslast von je 600 kN. Die Abspannseile werden in kleinen, mit vorgespannten Bodenankern gesicherten Fundamenten verankert.

Regulierung der Schrägseile

Nach dem Fugenschluss und der Demontage des 360 kN schweren Vorbauwagens ergibt sich eine Nivellette, die bis zu 20 cm von der Zielnivellette abweicht. Bevor durch das Erstellen der Brüstungen die Biegesteifigkeit des Brückenträgers zunimmt, werden die Schrägseile reguliert. Die Nivellette wird dabei für das Brüstungs- und Belagsgewicht sowie für einen Restanteil aus Kriechen überhöht. Die Schrägseile werden systematisch und feldweise deformationsgesteuert reguliert.

Aus den für den Endzustand bekannten Kabelkräften und der zugehörigen Nivellette sowie aus den gemessenen Abhebekräften der Schrägseile und der gemessenen aktuellen Höhenlage des Trägers kann die Längenänderung jedes Kabels wie folgt berechnet werden:

$$\Delta l = \frac{S_E - S_A}{A \cdot E} \cdot l + (w_E - w_A) \cdot \sin\alpha$$

S_E: Berechnete Kabelkraft im Endzustand aus ständiger Last
S_A: Abhebekraft gemessen mit der Spannpresse
A: Kabelquerschnitt
E: Elastizitätsmodul des Kabels
l: Länge des Schrägseils zwischen den Verankerungen
w_E: Gewünschte Höhenlage des Trägers im Endzustand unter ständigen Lasten
w_A: Gemessene Höhenlage des Trägers
α: Kabelneigung

In der dargestellten Formel fehlt der Korrekturterm für die Temperatur, der den Unterschied zwischen Referenz- und vorhandener Temperatur des Trägers und der Schrägseile berücksichtigt. Die Längenänderung infolge Temperatur wird im Projekt berechnet, hat jedoch im Vergleich mit den ersten beiden Summanden eine untergeordnete Bedeutung und wird im vorliegenden Artikel nicht dargelegt. Eine relative Temperaturdifferenz von 10 °C zwischen den Schrägseilen und dem Brückenträger bewirkt eine Einsenkung in Feldmitte von rund 30 mm.

Der Zeitbedarf für die Regulierung eines Brückenfelds mit 40 Schrägseilen beträgt zwei Tage.

Schlussbemerkungen

Die Realisierung der Sunnibergbrücke in knapp 2½ Jahren, vom 3. Juni 1996 bis 31. Oktober 1998, stellte mit der komplizierten räumlichen Geometrie und den hohen Anforderungen an die statische Berechnung und Konstruktion für die Projektierenden und Ausführenden eine grosse Aufgabe dar. Dazu kommt, dass das System vor allem im Bauzustand beachtliche Verformungen aufweist, die beherrscht werden mussten. Letzteres zeigt auf, dass man mit diesem Projekt an die Grenzen des Machbaren gestossen ist.

Das gute Gelingen des Brückenbauwerks und das Einhalten des Fertigstellungstermins waren nur möglich, weil sämtliche Beteiligten hervorragend zusammenarbeiteten. Es ist uns ein Bedürfnis, dafür allen mitarbeitenden Brückenbauern unseren herzlichen Dank auszusprechen.

Adresse der Verfasser:
Dialma Jakob Bänziger, dipl. Ing. ETH, *Aldo Bacchetta*, dipl. Ing. ETH, Bänziger + Bacchetta + Partner, Engimattstr. 11, 8027 Zürich, und *Karl Baumann*, dipl. Ing. ETH, Bänziger + Köppel + Brändli + Partner, Ringstrasse 37, 7000 Chur