

Die Finsterseebrücke über die Sihl

Autor(en): **Huber, P.**

Objektyp: **Article**

Zeitschrift: **Schweizerische Bauzeitung**

Band (Jahr): **77 (1959)**

Heft 32

PDF erstellt am: **12.07.2024**

Persistenter Link: <https://doi.org/10.5169/seals-84294>

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.

Die Finsterseebrücke über die Sihl

DK 624.21.036.3

Von P. Huber, dipl. Ing. S. I. A., in Firma Schubert & Schwarzenbach, Ingenieure, Zürich 1

1. Allgemeines

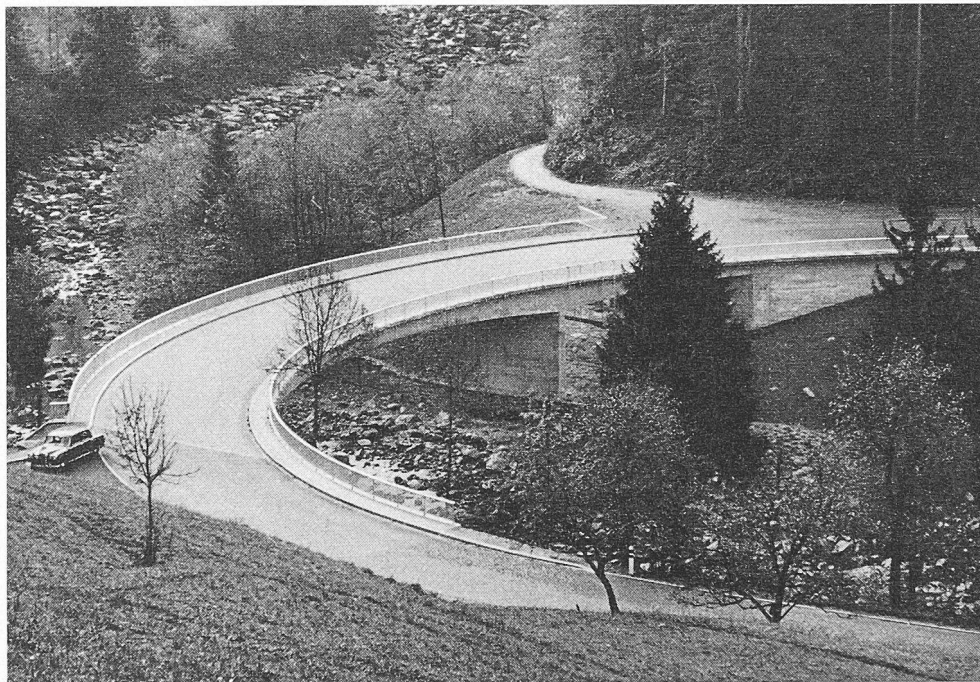
Die Strasse I. Klasse Nr. 1 zwischen Hütten ZH und Menzingen ZG kreuzt unterhalb der zugerischen Ortschaft Finstersee die Sihl. Seit 1859 stand an dieser Stelle eine gedeckte, zweifeldrige Holzbrücke, welche aber des schlechten Zustandes wegen ab 1937 für Fahrzeuge über 5 Tonnen gesperrt werden musste. Die Kantone Zürich und Zug entschlossen sich daher, die Brücke durch einen Neubau zu ersetzen und beauftragten die Ingenieure Schubert & Schwarzenbach in Zürich mit der Projektierung.

Die an dieser Arbeit beteiligten Ingenieure — auf Seiten des Kantons Kantonsingenieur H. Stüssi, von der Unternehmung Ing. R. Hatt und auf Seiten der Projektanten der Verfasser — hatten anlässlich ihrer Diplomarbeit an der ETH diese Brückenbaustelle bereits eingehend kennengelernt. Damals wurde allerdings eine Hochbrücke als Verbindung des rechts- und linksufrigen Hochplateaus andern Lösungen vorgezogen. Der Verfasser hatte in einem Vorprojekt für die im Talgrund liegende Baustelle eine Brücke in die Kurve gelegt, dieser Gedanke stiess aber beim Lehrer auf Widerstand. Inzwischen haben sich jedoch die Ansichten im Strassenbau weitgehend geändert: hatte sich früher die Strassenführung den notwendigen Kunstbauten anzupassen, so ist heute die Kunstbaute der Linienführung untergeordnet. Beim Bau der neuen Finsterseebrücke wurde diese letztgenannte Ansicht auch vom Tiefbauamt des Kantons Zürich vertreten. Die neue Brücke ist deshalb so angelegt, dass die beiden spitzwinklig zueinander laufenden Zufahrtsrampen in der Mulde des engen Sihltales durch eine halbkreisförmige Fahrbahn miteinander verbunden sind. Eine Hochbrücke, welche beide Hochebenen miteinander verbunden hätte, schied der Kosten und der untergeordneten Bedeutung der Strasse wegen aus.

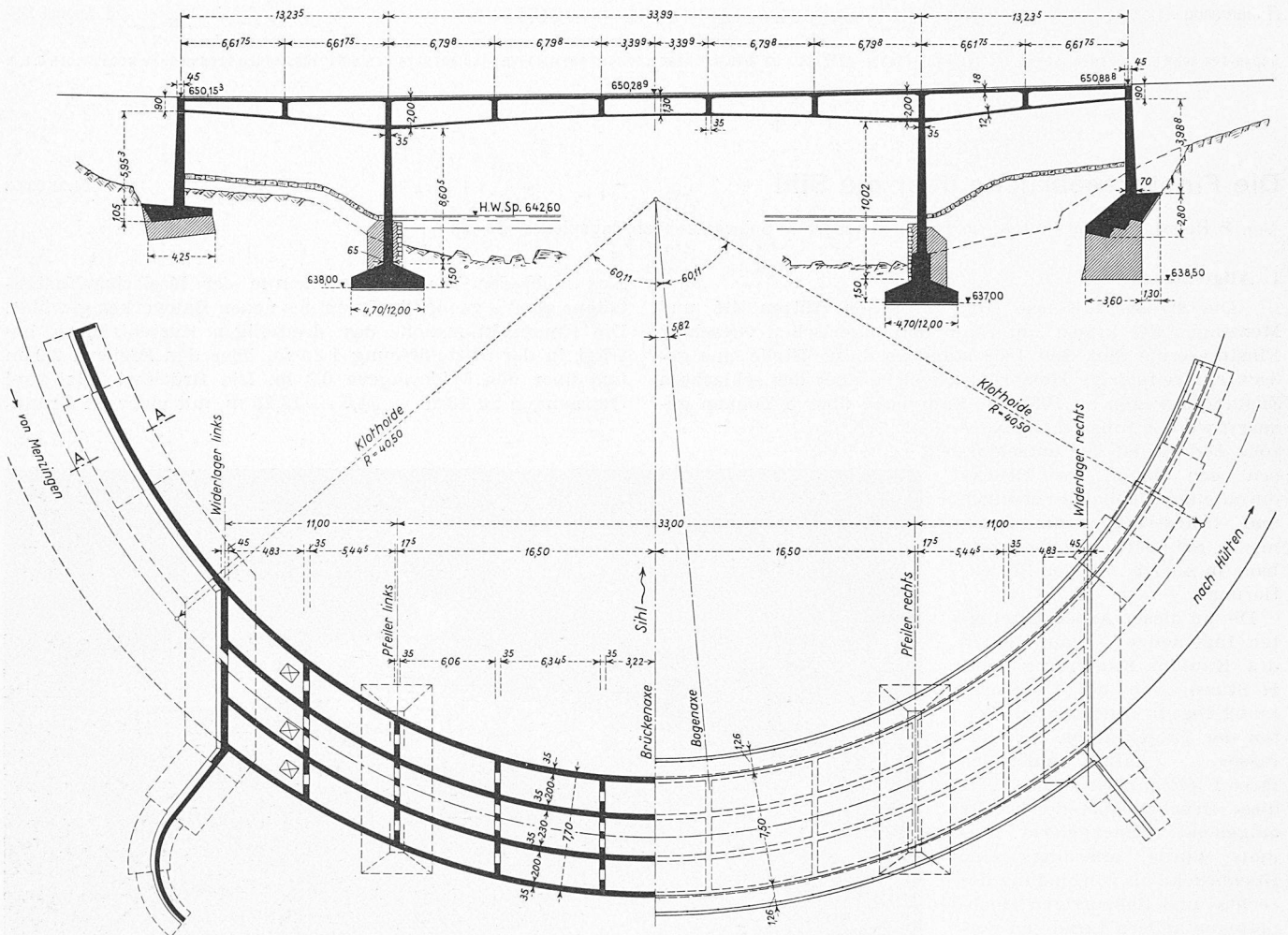
2. Das Projekt und die Ausführung

Im Herbst 1955 legte die Bauleitung zusammen mit den Projektverfassern den neuen Flussübergang im Gelände fest.

Aus mehreren Vorprojekten wurde der Kreisring-Kastenträger als die geeignete Form des neuen Bauwerkes gewählt. Die Konstruktionshöhe des dreiteiligen Kastenträgers beträgt in der Mittelloffnung 1,30 m, über den Pfeilern 2,0 m und über den Widerlagern 0,9 m. Die Brücke besitzt drei Öffnungen zu 13,25 — 34,0 — 13,25 m, mit einer im Grund-



Bilder 1 (oben) und 2. Ansichten der Finsterseebrücke



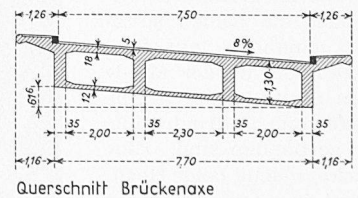
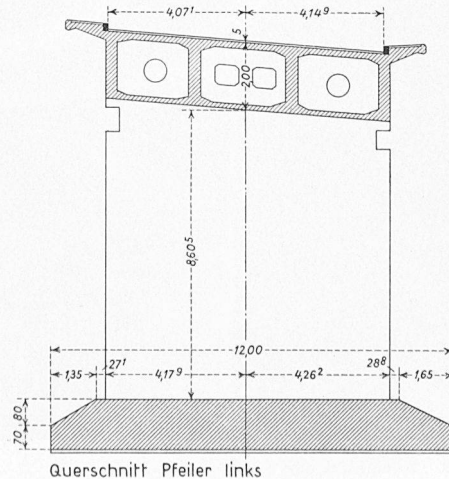
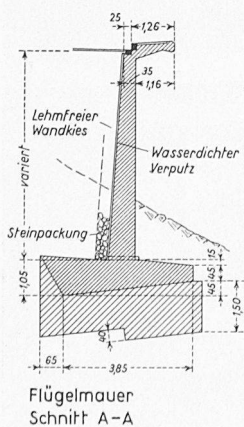
Bilder 3 und 4. Längsschnitt in Strassenaxe und Grundriss, Masstab 1:450

riss gekrümmten Fahrbahnaxe von 40,5 m Radius, einer vertikalen asymmetrischen Muldenausrundung und einer entsprechend verzerrten parabolischen Untersicht; ausserdem liegt die ganze Brücke in einem Quergefälle von 8 % (Bilder 1 bis 7).

Der Neubau der Brücke wurde im Frühjahr 1956 unter der Bauleitung des Kantons Zürich (H. Wenzler) von der Gemeinschaftsunternehmung AG. H. Hatt-Haller, Zürich, und Josef Iten, Oberägeri, in Angriff genommen. Die Fundation bot einzig spezielle Schwierigkeiten beim rechten Widerlager. Hier wurde im steilen wasserführenden Talhang grobblockiges Material, das nur lose und mit grossen Hohlräumen vermutlich nach der Eiszeit abgelagert worden war, angeschnitten, durch welches im Schachtverfahren das Fundament auf

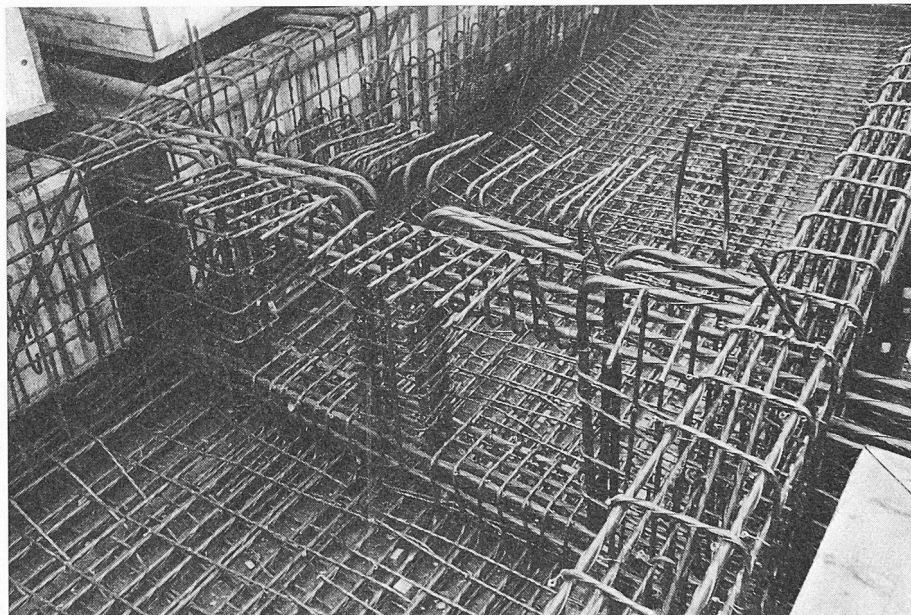
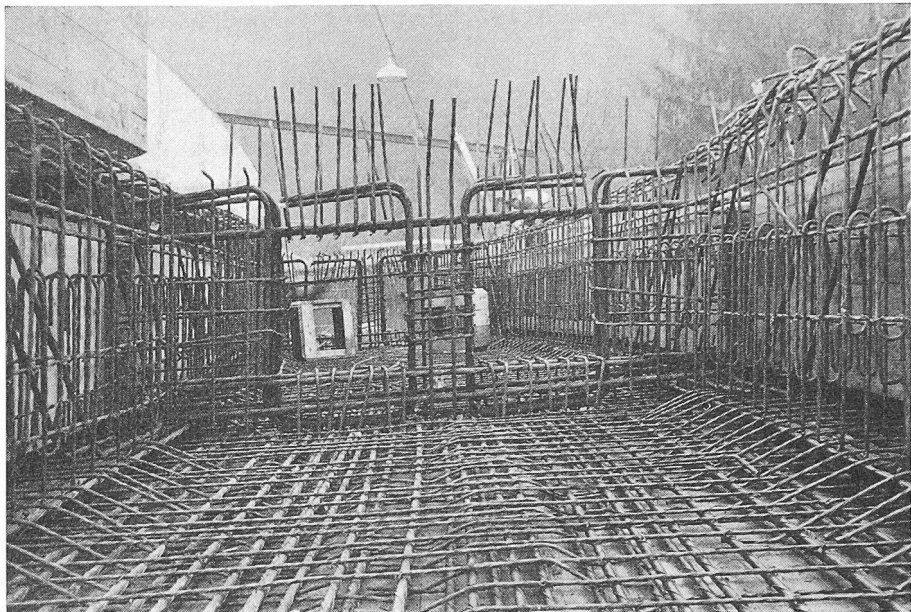
den tragfähigen Grund abgestellt werden musste. Bei einer maximalen Bodenpressung von 2,5 kg/cm² haben sich sämtliche Fundamente im Laufe von 20 Monaten im Maximum um 5 mm gesenkt. Diese Setzungen kamen aber bereits drei Monate nach Ausrüsten der Brücke zum Stillstand.

Eine kleine Ueberraschung stellte sich beim Betonieren des rechten Flusspfeilers ein, indem der Beton vorzeitiges Abbinden aufwies. Der dadurch entstandene Schaden konnte jedoch anstandslos behoben werden. Es ist hier nicht der Platz, die Ursachen dieses Mangels zu erläutern, hingegen sei darauf hingewiesen, dass beim heutigen Arbeitstempo jeder Arbeitsvorgang von verantwortlichen Instanzen vollständig überwacht werden sollte.



Bilder 5, 6 und 7. Flügelmauer, Querschnitt durch den linken Pfeiler und Querschnitt in der Brückenaxe, Masstab 1:225

Das Lehrgerüst erstellte die Firma Coray als Mehrfachsprengwerk mit einer grossen Mittelöffnung. Die Schalungen des Ueberbaues wurden an Ort und Stelle angefertigt, da die einzelnen Zellen des Kastenträgers nach allen Seiten hin gekrümmte unregelmässige Vielecke bildeten. Der Arbeitsplatz war äusserst beschränkt, da die alte Brücke — unmittelbar danebenliegend — für den Verkehr offen gehalten werden musste. Das Betonieren des Oberbaues konnte erst zu Winteranfang bei tiefen Temperaturen erfolgen, weshalb man die Konstruktion heizte. Betoniert wurde wie folgt: jede der drei Etappen Endfeld — Mittelfeld — Endfeld wurde praktisch in einem Guss erstellt und die vertikalen Fugen anschliessend geschlossen, womit die Schwindspannungen zwischen unterer Platte, Trägerstegen und oberer Platte mehr oder weniger ausgeglichen wurden. Im Januar 1957 wurde das Lehrgerüst, nachdem der Oberbau eine Betonfestigkeit von rd. 300 kg/cm² aufwies, durch Einsägen der Ständer abgesenkt.



Bilder 8 (oben) und 9. Einzelheiten der Armierung

3. Konstruktive Einzelheiten

Aus wasserbaulichen und ästhetischen Gründen mussten die Pfeiler und Widerlager parallel zur Flussrichtung, das heisst parallel zum Mittelradius anstatt radial gestellt werden. Dementsprechend wurden auch die Querträger angeordnet. Im Mittelfeld ergaben sich daraus beinahe gleiche Beanspruchungen in allen vier Längsträgern, während im Endfeld eine Kräfteumlagerung vom innern zum äussern Randträger eintrat. An dieser Kräfteumlagerung sind die beiden Platten im Bereiche der Flusspfeiler massgebend beteiligt. Aus diesen und aus konstruktiven Gründen der Plattenbewehrung auf Biegung und Torsion ist die Trägerarmierung in je zwei Lagen über die untere bzw. obere Platte aufgeteilt. Die zusätzliche Beanspruchung der Querbewehrung infolge verteilter Längsarmierung kann gegenüber den konstruktiven Vorteilen (besonders bessere Ausnutzung der zur Verfügung stehenden Trägerhöhe) als gering erachtet werden. Die Querträger sind beim dreiteiligen Kastenquerschnitt ein wichtiges Element und erleiden erhebliche Beanspruchungen durch Momente und Querkräfte. Die grossen Aussparungen in den Querträgern ergaben weitere Schwierigkeiten in der Bewehrung (Bilder 8 und 9).

4. Die statischen Grundlagen

Für die Berechnung des dreifeldrigen Kreisring-Kastenträgers wurde folgendes Grundsystem angewendet:

Für die Biegemomente drei einfache Balken, für die Torsionsmomente drei eingespannte Balken mit biegesteifer Torsionshülse in Feldmitte (Bild 10). Dabei stellen X_1 und

X_2 die unbekanntenen Biegemomente, X_3, X_4, X_5 die unbekanntenen Torsionsmomente dar. Die Elastizitätsbedingungen lauten dann zum Beispiel für Torsionsverdrehung:

$$\varepsilon_{4 \text{ links}} = \varepsilon_{4 \text{ rechts}} \quad \varepsilon_{3 \text{ links}} = \varepsilon_{3 \text{ rechts}} \quad \varepsilon_{5 \text{ links}} = \varepsilon_{5 \text{ rechts}}$$

und die Gleichungen:

$$\delta_1 = \delta_{10} + \delta_{11} X_1 + \delta_{12} X_2 + \delta_{13} X_3 + \delta_{14} X_4 + \delta_{15} X_5$$

$$\varepsilon_4 = \varepsilon_{40} + \varepsilon_{41} X_1 + \varepsilon_{42} X_2 + \varepsilon_{43} X_3 + \varepsilon_{44} X_4 + \varepsilon_{45} X_5$$

usw., worin die Vorzahlen δ_{ik} in einen Biegeanteil α_{ik} und in einen Torsionsanteil β_{ik} zerfallen:

$$\delta_{ik} = \alpha_{ik} + \beta_{ik} = \int \frac{M_i M_k I_c}{I_x} ds + \int \frac{T_i T_k E I_c}{I_T} ds$$

Wir unterteilen die Träger in kleine Intervalle und gewinnen aus einer Gleichgewichtsbetrachtung an zwei aufeinanderfolgenden Trägerelementen die Momente bei Drehen der Elemente um die Radien in $i - 1$ bzw. $i + 1$.

$$M_{i-1} = M_i \cos \Delta\varphi + T_i \sin \Delta\varphi - Q_i R \sin \Delta\varphi - R^2 \int_0^{\Delta\varphi} p \sin \varphi d\varphi$$

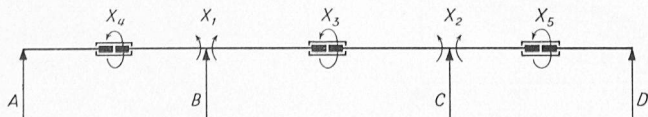


Bild 10

$$M_{i+1} = M_i \cos \Delta\varphi - T_i \sin \Delta\varphi + (Q_i - P_i) R \sin \Delta\varphi - R^2 \int_0^{\Delta\varphi} p \sin \varphi d\varphi$$

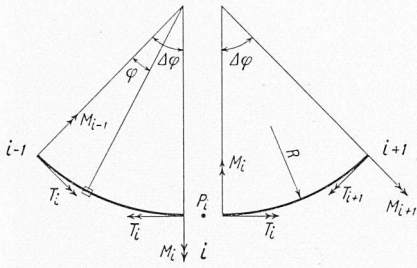


Bild 11

Die Biegemomente in den Intervallgrenzen ergeben sich aus einem Satz dreigliedriger Gleichungen, deren *i*-te lautet (Bild 11):

$$\Delta s R_i = -M_{i-1} + 2M_i \cos \Delta\varphi - M_{i+1}$$

darin ist

$$R_i = \frac{\Delta s}{6} \left(1 - \frac{\Delta\varphi^2}{20} \right) \left[p_{i-1} + 4 \left(1 - \frac{\Delta\varphi^2}{20} \right) p_i + p_{i+1} \right] + P_i \left(1 - \frac{\Delta\varphi^2}{6} \right)$$

Die Gleichungen für die Torsionsmomente ergeben sich aus Gleichgewichtsbetrachtung bei Drehen des Elementes *i* - 1, *i* um seine Sehne (Bild 12)

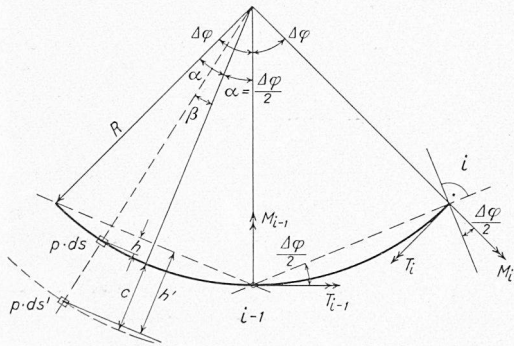


Bild 12

$$(T_i - T_{i-1}) \cos \frac{\Delta\varphi}{2} - (M_i + M_{i-1}) \sin \frac{\Delta\varphi}{2} - 2 \int_0^{\alpha} h p ds = 0$$

oder

$$(T_i - T_{i-1}) \cos \frac{\Delta\varphi}{2} - (M_i + M_{i-1}) \sin \frac{\Delta\varphi}{2} - 2 \int_0^{\alpha} h' p ds' = 0$$

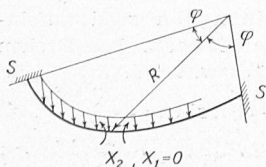


Bild 14

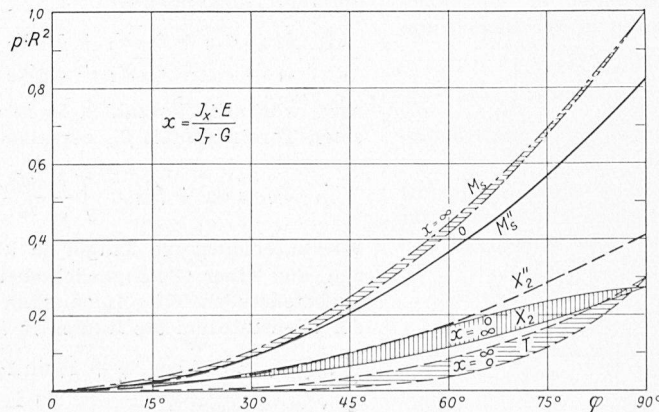


Bild 15. Momente infolge gleichmässiger Belastung

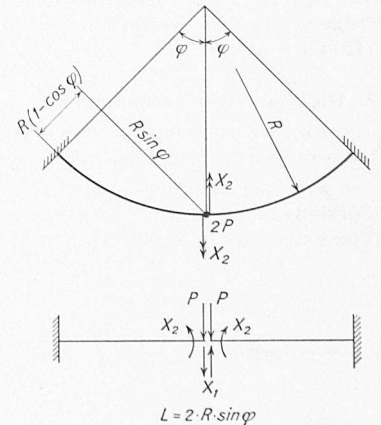


Bild 16

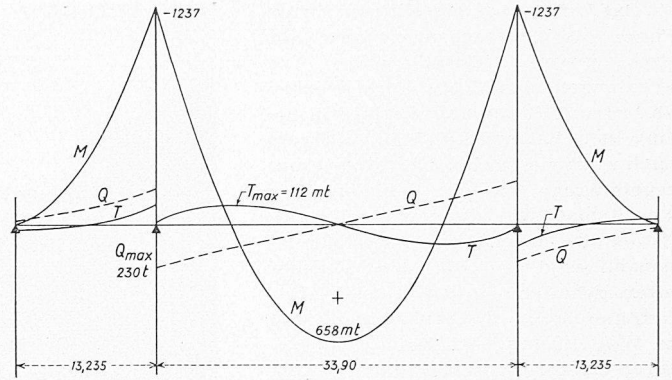


Bild 13. Schnittkräfte infolge Eigengewicht

mit

$$\begin{aligned} h &= R (\cos \beta - \cos \alpha) \\ h' &= R (\cos \beta - \cos \alpha) + c \cos \beta \\ ds' &= (R + c) d\beta \end{aligned}$$

ergibt sich nach Reihenentwicklung mit

$$R = \frac{\Delta s}{\Delta\varphi}$$

$$\begin{aligned} \Delta T_i &= T_i - T_{i-1} = (M_i + M_{i-1}) \operatorname{tg} \frac{\Delta\varphi}{2} + \\ &+ \left[(p_i + p_{i-1}) \frac{\Delta s^2}{24} \Delta\varphi \left(1 + \frac{\Delta\varphi^2}{10} \right) \right] \end{aligned}$$

oder

$$\begin{aligned} \Delta T_i &= T_i - T_{i-1} = (M_i + M_{i-1}) \operatorname{tg} \frac{\Delta\varphi}{2} + \\ &+ (p_i + p_{i-1}) \left[\frac{\Delta s^2}{24} \Delta\varphi \left(1 + \frac{\Delta\varphi^2}{10} \right) + \right. \\ &+ \left. \frac{c \Delta s}{2} \left(1 + \frac{\Delta\varphi^2}{6} + \frac{\Delta\varphi^4}{60} \right) + \frac{c^2}{2} \left(\Delta\varphi + \frac{\Delta\varphi^3}{12} + \frac{\Delta\varphi^5}{120} \right) \right] \end{aligned}$$

Für gleichmässig verteilte Belastung über die ganze Brückenbreite ergibt sich das Lastglied zu

$$\begin{aligned} 2p \left[\left(\frac{R_a^3 - R_i^3}{3} \right) \sin \frac{\Delta\varphi}{2} - \right. \\ \left. - R_m \left(\frac{R_a^2 - R_i^2}{2} \right) \frac{\Delta\varphi}{2} \cos \frac{\Delta\varphi}{2} \right] \end{aligned}$$

worin R_a = äusserer Radius

R_i = innerer Radius

R_m = Radius der Systemaxe

Nach der Berechnung der Biegemomente können also die Torsionsmomente ermittelt werden. Zur Bestimmung der Torsionssteifigkeit des dreiteiligen Kastenquerschnittes wurde auf die Veröffentlichung von K. Marguerre in «Der

Bauingenieur», Jahrgang 1940, Heft 41/42 zurückgegriffen. Mit den obigen grundlegenden Formeln führt ein langer Weg von den Schnittkräften im Grundsystem über die Formänderungsbeiwerte und die überzähligen Größen zu den Schnittkräften und Einflusslinien derselben. Selbstverständlich wurden auch Stützensenkungen und Temperaturdifferenzen in die Berechnung einbezogen.

Die Schnittkräfte ergeben sich wie folgt:

$$M_i = M_{0i} + X_1 M_i (M_B = 1) + X_2 M_i (M_C = 1)$$

$$T_i = T_{0i} + X_1 T_i (M_B = 1) + X_2 T_i (M_C = 1) + X_{3,4,5}$$

$$Q_i = Q_{0i} + \frac{1}{R} \left(T_i + \frac{M_{i+1} - M_{i-1}}{2 \sin \Delta \varphi} \right)$$

Schnittkräfte für Eigengewicht siehe Bild 13.

Für eine vorgängige Dimensionierung ist es von Interesse, den Einfluss der Krümmung des Trägers auf die Schnittkräfte abschätzen zu können. Beim vorliegenden Fall mit den Spannweiten $l_1 : l_2 : l_3 \cong 1 : 3 : 1$ war für das massgebende Mittelfeld der Vergleich mit einem voll eingespannten Träger zweckmässig. Als Grundsystem dieses Trägers wählen wir zwei Kragarme und untersuchen den Träger für gleichmässig verteilte Belastung und für eine Einzellast in Trägermitte.

Fall 1: Gleichmässig verteilte Belastung (Bild 14)

$$M_{0x} = -p R^2 (1 - \cos \varphi) \quad T_0 = -p R^2 (\varphi - \sin \varphi)$$

$$X_2 = p R^2 \left[2 \frac{(1 + \kappa) \sin \varphi - \kappa \varphi \cos \varphi}{(1 + \kappa) \varphi + (1 - \kappa) \sin \varphi \cos \varphi} - 1 \right]$$

worin $\kappa = \frac{I_x E}{I_T G}$

$$M_{xs} = -p R^2 (1 - \cos \varphi) + X_2 \cos \varphi$$

$$T_s = -p R^2 (\varphi - \sin \varphi) + X_2 \sin \varphi$$

und für $\kappa = 0 \rightarrow X_2 = p R^2 \left(\frac{2 \sin \varphi}{\varphi + \sin \varphi \cos \varphi} - 1 \right)$

$\kappa = 1 \rightarrow X_2 = p R^2 \left(\frac{2 \sin \varphi - \varphi \cos \varphi}{\varphi} - 1 \right)$

$\kappa = \infty \rightarrow X_2 = p R^2 \left(2 \frac{\sin \varphi - \varphi \cos \varphi}{\varphi - \sin \varphi \cos \varphi} - 1 \right)$

Beim geraden Balken wird

$$X_2'' = p \frac{R^2 \varphi^2}{2} \quad M_{xs}'' = -2 X_2''$$

Die Ergebnisse sind in Bild 15 dargestellt.

Fall 2: Einzellast in Trägermitte (Bild 16)

$$M_{0x} = -P R \sin \varphi \quad T_0 = -P R (1 - \cos \varphi)$$

$$X_2 = P R (1 - \cos \varphi) \left[\frac{(1 + \cos \varphi) + \kappa (1 - \cos \varphi)}{(1 + \kappa) \varphi + (1 - \kappa) \sin \varphi \cos \varphi} \right]$$

worin $\kappa = \frac{I_x E}{I_T G}$

$$M_{xs} = -P R \sin \varphi + X_2 \cos \varphi$$

$$T_s = -P R (1 - \cos \varphi) + X_2 \sin \varphi$$

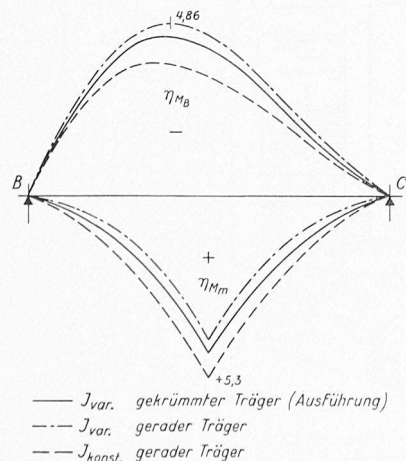


Bild 18 (links). Einflusslinien im Mittelfeld

Bild 19 (rechts). Das belastete Modell

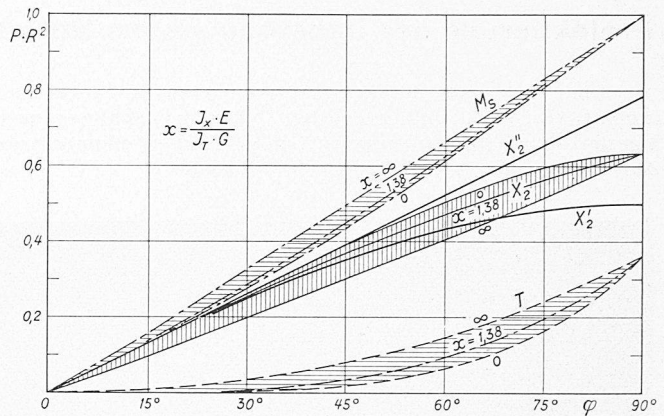


Bild 17. Momente infolge Einzellast in Trägermitte

und für $\kappa = 0 \rightarrow X_2 = P R (1 - \cos \varphi) \frac{1 + \cos \varphi}{\varphi + \sin \varphi \cos \varphi}$

$\kappa = 1 \rightarrow X_2 = P R \frac{1 - \cos \varphi}{\varphi}$

$\kappa = \infty \rightarrow X_2 = P R (1 - \cos \varphi) \frac{1 - \cos \varphi}{\varphi - \sin \varphi \cos \varphi}$

Beim geraden Balken mit

$$L = 2 R \varphi \rightarrow X_2'' = P R \frac{\varphi}{2} = -M_{xs}''$$

$$L = 2 R \sin \varphi \rightarrow X_2' = P R \frac{\sin \varphi}{2} = -M_{xs}'$$

Die Ergebnisse sind in Bild 17 dargestellt.

Zum endgültigen Vergleich der Wirkungsweise des gekrümmten Mittelträgers der Finsterseebrücke mit $I = \text{var.}$ mit geraden Trägern ($L = 2 R \varphi$) sind in Bild 18 die Einflusslinien für die Momente in Feldmitte und über den Pfeilern dargestellt.

5. Modellmessungen

Auf Wunsch der Bauleitung liessen die projektierenden Ingenieure an einem Plexiglasmodell, Masstab 1:50, die berechneten Beanspruchungen auf experimentellem Wege durch Prof. Dr. P. Lardy † überprüfen. Mittels 120 elektrischer Dehnungs-Mess-Streifen wurden die Biege- und Torsionsmomente des Ueberbaues, sowie die Schnittkräfte von Pfeilern und Widerlagern ermittelt. Die umfangreiche Expertise kommt zum Schluss: «Die Messungen haben die statischen Berechnungen des Ingenieurbüros Schubert & Schwar-

Schluss auf S. 516

