

Vergleiche zwischen Hängebrücken und Schrägkabelbrücken für Spannweiten über 600 m

Autor(en): **Leonhardt, F. / Zellner, W.**

Objektyp: **Article**

Zeitschrift: **IABSE publications = Mémoires AIPC = IVBH Abhandlungen**

Band (Jahr): **32 (1972)**

PDF erstellt am: **25.09.2024**

Persistenter Link: <https://doi.org/10.5169/seals-24945>

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.

Vergleiche zwischen Hängebrücken und Schrägkabelbrücken für Spannweiten über 600 m

*Comparative Investigations Between Suspension Bridges and Cable-stayed
Bridges for Spans Exceeding 600 m*

*Comparaisons entre ponts suspendus et ponts à haubans pour portées dépassant
600 m*

F. LEONHARDT

Prof. Dr. Ing., Stuttgart¹⁾

W. ZELLNER

Dipl.-Ing., Stuttgart¹⁾

1. Einleitung

Der Gedanke, Brückenbalken an schrägen Seilen oder Ketten aufzuhängen, ist uralt. Um 1820 herum sind jedoch einige Schrägseilbrücken eingestürzt; der berühmte französische Ingenieur NAVIER hat damals die Schrägseilbrücken als ungeeignet verurteilt und empfohlen, echte Hängebrücken zu bauen. So kam es, dass die Schrägseilbrücke rund 120 Jahre lang fast nicht mehr angewandt wurde, bis F. DISCHINGER 1938 die Wirksamkeit straff gespannter Schrägseile zur Versteifung von Hängebrücken nachwies [1] und daraus eine Kombination von Hängebrücke mit Schrägseilen entwickelte. Dies führte dazu, dass etwa 1953 die DEMAG die Strömsund-Brücke in Schweden mit Schrägkabeln baute und kurz darauf die Stadt Düsseldorf die Nordbrücke über den Rhein durch die Firma Hein, Lehmann und Co. als Harfen-Schrägkabelbrücke ausführen liess [2] (Fig. 1). Inzwischen sind zahlreiche Schrägseil- und Schrägkabelbrücken gebaut worden, zunächst vor allem in Deutschland, später aber auch in anderen Ländern. Heute gehört die Schrägkabelbrücke zu den Standardsystemen für Spannweiten von etwa 80 bis 400 m. Häufig hörte man die Meinung, dass Schrägkabelbrücken nur bis etwa 400 m Spannweite günstig und wirtschaftlich seien, für die grösseren Spannweiten jedoch nach

¹⁾ Vortrag auf der Österreichischen Stahlbautagung in Baden bei Wien am 30. September 1971.

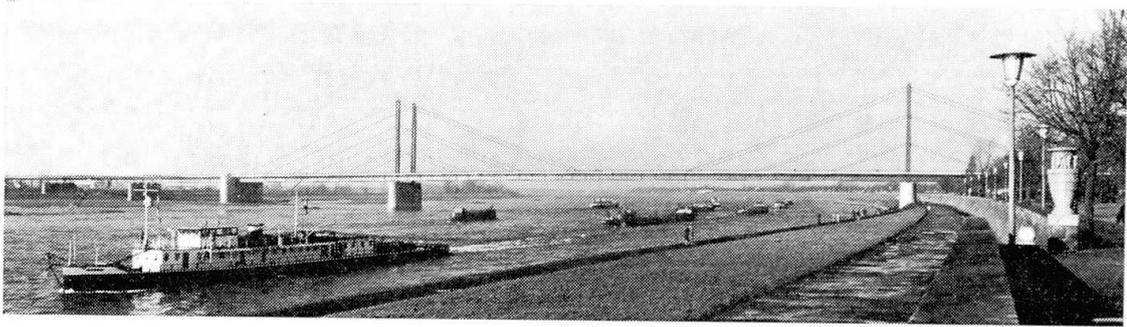


Fig. 1. Rheinbrücke Düsseldorf Nord.

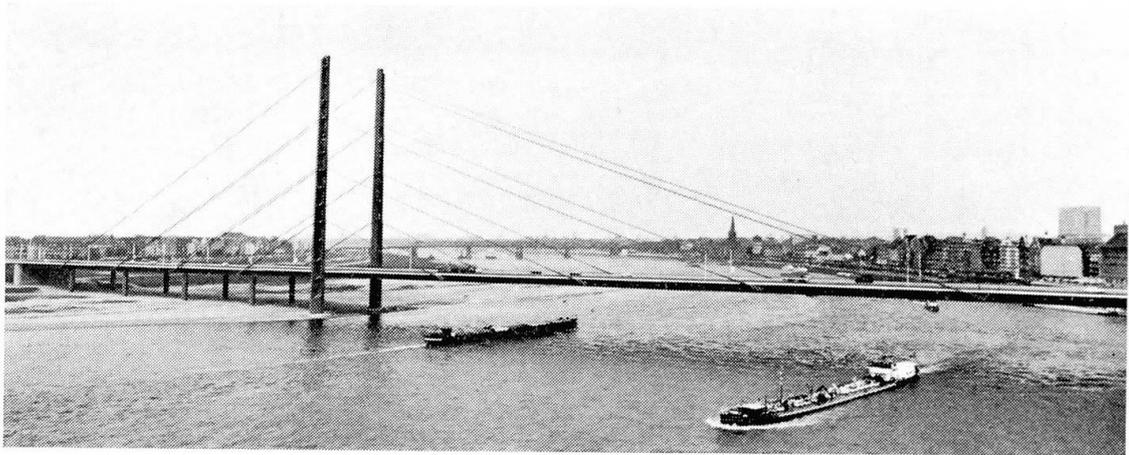


Fig. 2. Kniebrücke Düsseldorf.

wie vor der klassischen Hängebrücke der Vorzug gehöre. Diese auch in der Literatur mehrfach anzutreffende Meinung war jedoch nicht unterbaut, und schon beim Bau der Kniebrücke Düsseldorf (Fig. 2) hegte der 1. Verfasser Zweifel, ob diese Meinung richtig sei, entspricht doch diese Brücke mit ihrer von einem Pylonen aus aufgehängten Hauptöffnung von 320 m Spannweite in Wirklichkeit einer Mittelöffnung von über 600 m, wenn man auf beiden Seiten Pylone stellt. Bei dieser Brücke war trotz der einseitigen Aufhängung nicht die geringste Schwierigkeit bei der Bemessung der Fahrbahntafel oder hinsichtlich der Durchbiegung gegeben, lediglich die aerodynamische Stabilität beim Freivorbau von einer Seite aus schien problematisch zu sein, doch zeigten sich keine nennenswerten Schwingungen.

Die günstigen Erfahrungen bei der Kniebrücke veranlassten die Verfasser, bei Brücken für grössere Spannweiten von 750 bis 1500 m einmal dieser Frage gründlich nachzugehen. Vorweg sei gesagt, dass das Ergebnis der Untersuchungen eindeutig zeigte, dass auch für die sehr grossen Spannweiten die Schrägkabelbrücke technisch und wirtschaftlich, besonders aber hinsichtlich der Windstabilität, der klassischen Hängebrücke weit überlegen ist, wenn man gewisse Entwurfsmerkmale beachtet. Im folgenden soll über diese Untersuchungen berichtet werden.

2. Gründe und Voraussetzungen für den Erfolg der Schrägkabelbrücken

Es sei zunächst aufgezeigt, welche Entwicklungsmerkmale zu dem grossen Erfolg der Schrägkabelbrücken in den letzten 15 Jahren geführt haben.

An *erster* Stelle stehen wohl der hohe Stand unserer Theorien zur Berechnung statisch unbestimmter Tragwerke unter Berücksichtigung der Verformungen und die zugehörigen elektronischen Rechenprogramme, die uns erlauben, in kurzer Zeit vergleichende Untersuchungen durchzuführen und so die Entwürfe zu optimieren.

Als *zweites* Merkmal darf ich den hohen Stand der Entwicklung der Leichtfahrbahnen anführen, die einmal 1935 mit sogenannten Stahlzellenplatten in Stuttgart durch SCHAECHTERLE und LEONHARDT [3] [4] begonnen hat und die dann nach dem Krieg, insbesondere dank der Weiterentwicklung der Schweiss-technik mit der orthotropen Platte bei der Rheinbrücke Köln-Mühlheim (W. Cornelius) ihre erste Grossanwendung fand.

Drittens war wesentlich, dass diese leichte stählerne Fahrbahntafel als kontinuierliches Flächentragwerk gleichzeitig als Obergurt der Querträger und Obergurt der Hauptträger herangezogen wurde (Fig. 3). Mit der Fahrbahntafel können so ohne Schwierigkeiten verhältnismässig grosse Normalkräfte in der Längsrichtung der Brücke aufgenommen werden. Das leichte Gewicht der Fahrbahntafeln ist natürlich eine wesentliche Voraussetzung für sehr grosse Spannweiten, ebenso wichtig ist aber das räumliche Zusammenwirken aller Tragelemente.

Als *viertes* Merkmal ist die Kontinuität des Balkentragwerkes über die gesamte Brückenlänge, insbesondere an den Pylonen, hervorzuheben. Noch heute bauen die Amerikaner ihre Hängebrücken mit Bewegungsfugen an den

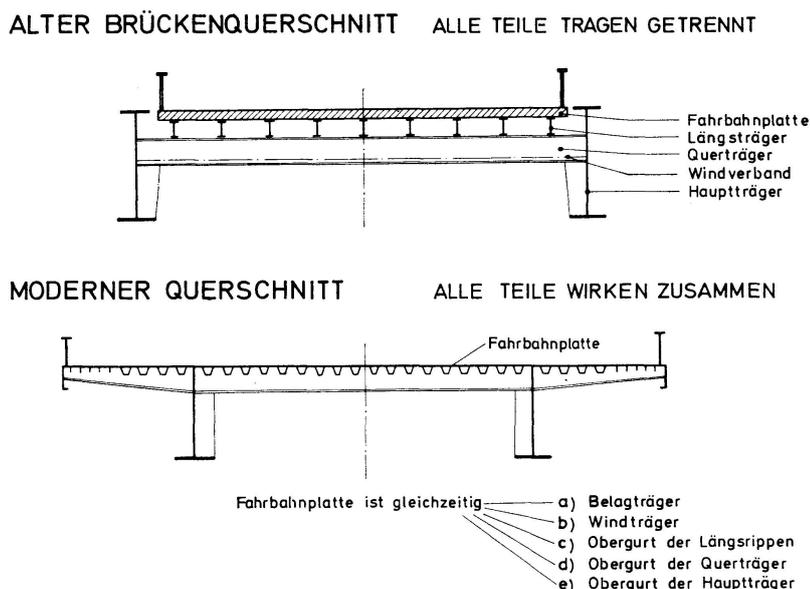


Fig. 3. Alter und moderner Brückenquerschnitt.

Pylonen, noch heute werden immer wieder Entwürfe – auch für Schrägkabelbrücken – aufgestellt, bei denen in der Mitte der Hauptöffnung ein Einhängeträger mit Bewegungsfugen angeordnet ist. All diese Fugen schwächen die Widerstandsfähigkeit der Fahrbahntafel gegen Windkräfte, sie verursachen aber auch unangenehme Knicke in der Biegelinie und erfordern mehrere Fahrbahnübergänge, die stets als schwacher Punkt unserer Brücken anzusehen sind. Schon 1938 hat der 1. Verfasser bei der Rheinbrücke Köln-Rodenkirchen durchgesetzt, dass die Versteifungsträger über alle drei Öffnungen hinweg fugenlos kontinuierlich gebaut wurden und dass die Brücke kein eigentlich festes Lager erhielt, sondern gewissermassen in der Längsrichtung schwimmend an den Kabeln aufgehängt war.

Das gleiche Prinzip führt auch bei den Schrägkabelbrücken zu den günstigsten Verhältnissen, indem sich eine Art Festpunkt in der Mitte der Hauptöffnung ausbildet und die Längenänderungen infolge Temperatur und dergleichen nach beiden Seiten symmetrisch etwa gleich gross werden. Nebenbei

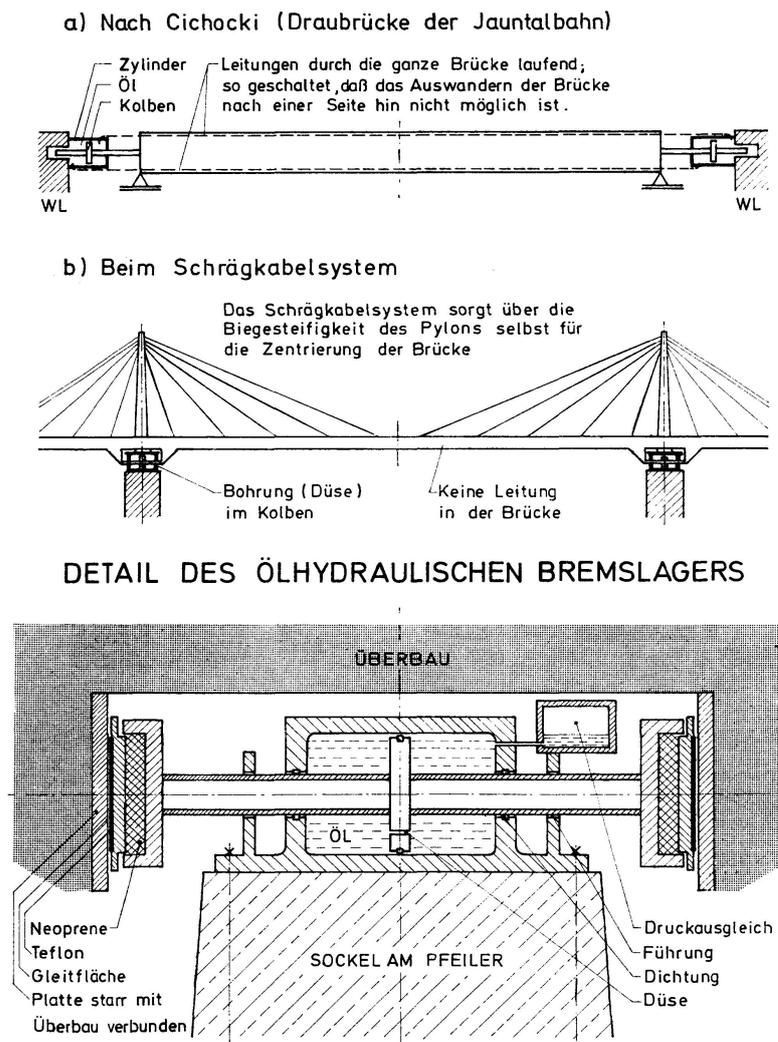
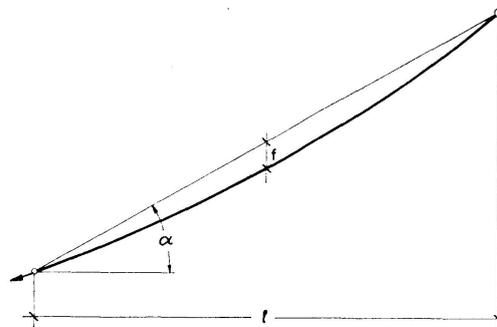


Fig. 4. Bremskraftableitung bei Eisenbahnbrücken über ölhydraulische Puffer an den Pylonen.

sei bemerkt, dass Längsbewegungen durch Bremskräfte oder dergleichen durch Gummipuffer begrenzt werden können (Fig. 4). Bei Eisenbahnbrücken sind ölhydraulische Puffer geeignet, wie sie erstmals an der Draubrücke der Jauntalbahn in Kärnten nach einem Vorschlag von F. CICHOCKI zur Ausführung kamen [5]. Sie erlauben die langsamen Längenänderungen infolge Temperatur ohne Widerstand und widerstehen den kurzzeitigen Bremskräften wie feste Lager. Während bei einer Balkenbrücke oder Hängebrücke noch eine doppelte Ölleitung zwischen zwei Puffern durch die ganze Brücke geführt werden muss, damit das Auswandern der Brücke nach einer Seite hin verhindert wird, sorgt das Schrägkabelsystem selbst für die Zentrierung. Damit wird die hydraulische Pufferung wesentlich einfacher.

Die Kontinuität verringert die horizontalen Durchbiegungen der Fahrbahn-
tafel unter Wind ganz erheblich und trägt daher zweifellos auch zur Wind-
stabilität bei. Die Kontinuität an den Pylonen ist zur Aufnahme der Horizontal-
Komponenten der Schrägkabelkräfte eine absolute Notwendigkeit.

Als *fünftes* Merkmal ist die durch hohe zulässige Spannungen der Schräg-
kabel erzielbare Steifigkeit zu erwähnen. Die Durchbiegungen der Schräg-
kabelbrücken hängen ganz wesentlich von den Längenänderungen der Schräg-
kabel unter zunehmender Last ab. Diese Längenänderungen sind aber nicht
wie bei einem geraden Zugstab nur eine Funktion der Dehnung des Stahles,
die sich aus σ/E ergibt, sondern sie hängen von der Änderung des Durchhanges
des Kabels ab, der sich mit der dritten Potenz der Spannung verändert (Fig. 5).
H. ERNST [6] hat die in Fig. 5 gezeigte Formel für die Längssteifigkeit von



$$FE_i = \frac{FE_0}{1 + \frac{\gamma^2 l^2 E_0}{12 \sigma^3}}$$

- F ... Querschnittsfläche des Seiles oder Kabels
- E_i ... scheinbarer E-Modul des Seiles mit Durchhang
- E_0 ... E-Modul des geraden Seiles
- γ ... spez. Gewicht des Seilmaterials (mit Zu-
schlag für Korrosionsschutz)
- l ... horizontale Länge des Seiles
- σ ... Zugspannung im Seil
- FE_i ist unabhängig von α

Fig. 5. Formel von Ernst für
die Kabelsteifigkeit.

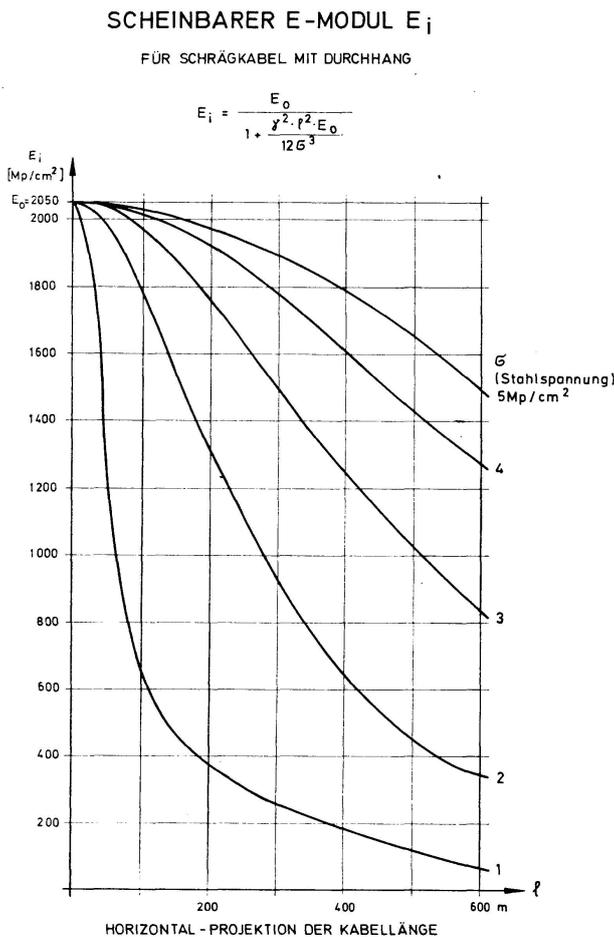


Fig. 6. Abhängigkeit der Kabelsteifigkeit von Spannung und Länge.

Seilen entwickelt, die einen scheinbaren E -Modul E_i zur Berücksichtigung des Seildurchhanges angibt. Darin ist E_0 der E -Modul des geraden Seiles und l die horizontal gemessene Seil-Spannweite. Trägt man diesen fiktiven E -Modul abhängig von der Spannweite l für verschiedene Stahlspannungen σ auf (Fig. 6), so zeigt sich der überragende Einfluss der Spannung im Seil oder Kabel. Hat man zum Beispiel unter Eigengewicht eine Kabelspannung von nur 1 Mp/cm^2 , so ist die Steifigkeit eines solchen Kabels bei 600 m Spannweite fast Null, während bei einer Spannung von 5 Mp/cm^2 immerhin noch 80% der Steifigkeit des geraden Kabels erhalten bleiben. Diese Kurven erklären ohne weiteres, weshalb die frühen Schrägseilbrücken selbst schon bei kleinen Spannweiten keine ausreichende Steifigkeit aufwiesen, solange nur niedrige Spannungen zugelassen werden konnten. Sie zeigen aber auch, wie notwendig es gerade bei den grossen Spannweiten ist, Kabel zu verwenden, die hohe Spannungen ertragen, wobei die Festigkeit der Kabelanker eine wesentliche Rolle spielt, was später noch behandelt werden wird.

Man hat natürlich die Möglichkeit, bei sehr langen Schrägkabeln die Veränderung des Durchhanges durch Aussteifungsseile, wie sie in Fig. 7 gezeigt sind, zu verkleinern, so dass der Verlust an Steifigkeit der Kabel durch Veränderung des Durchhanges auch bei mehr als 300 m horizontaler Kabellänge

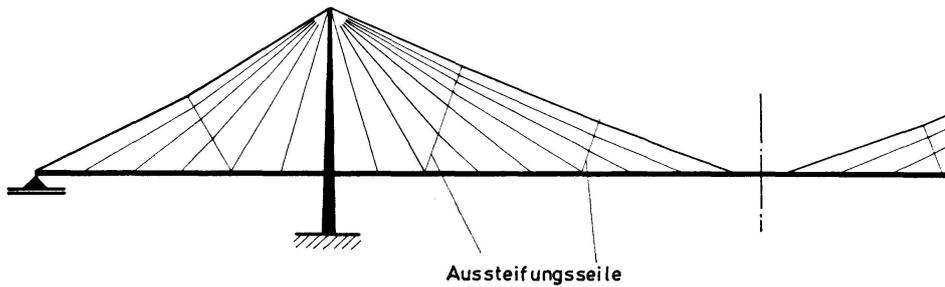


Fig. 7. Anordnung von Aussteifungsseilen.

auf unter 10% begrenzt werden kann. Die Aussteifungsseile, die nur Zugkräfte aufnehmen können, haben die Aufgabe, den maximalen Durchhang der Hauptkabel zu fixieren, was ein kleiner gestalterischer Nachteil ist.

Gerade das Merkmal «Steifigkeit durch hohe Kabelspannungen» ist für die weitere Entwicklung wichtig.

3. Begründung der Überlegenheit der Schrägkabelbrücken über Hängebrücken für grosse Spannweiten

3.1. Vergleich der Steifigkeit

Die Begründung wird durch vergleichende Untersuchungen von Schrägkabel- und Hängebrücken gegeben. Zunächst betrachten wir die Steifigkeit der Hängewerke allein, indem Durchbiegungen mehrerer Systeme miteinander verglichen werden. Dafür nehmen wir statisch bestimmte Grundsysteme an, von denen wir durch Vergleichsrechnungen wissen, dass sich damit die Kabelkräfte und Durchbiegungen mit guter Näherung ergeben (Fig. 8).

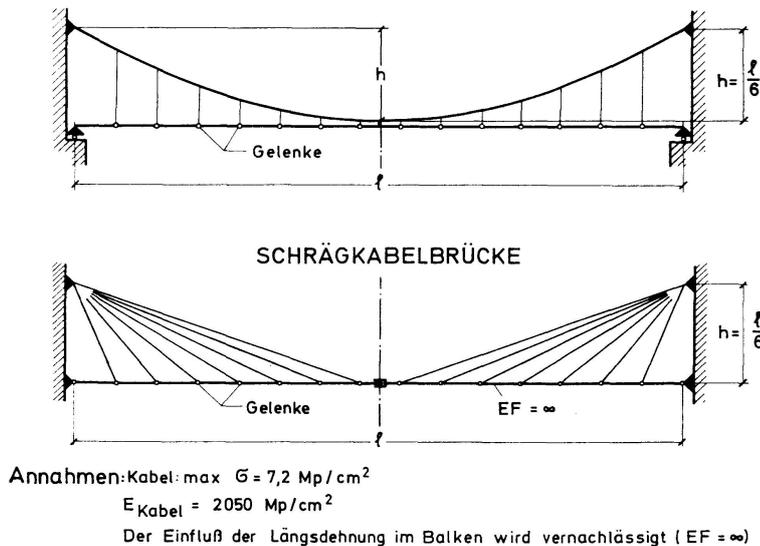


Fig. 8. Einfeld-Systeme zum Vergleich der Durchbiegungen.

Die Kabel seien am Kabelsattel auf den Pylonen horizontal festgehalten und für eine maximal zulässige Stahlspannung von $7,2 \text{ Mp/cm}^2$ (wird später begründet) bemessen bei einem E -Modul $E_0 = 2050$ von Mp/cm^2 . Der Versteifungsträger habe zunächst keine Biegesteifigkeit, d. h. an jeder Aufhängung wird ein Gelenk angenommen. Wir vernachlässigen die Durchbiegungen infolge von Normalkräften im Balken. Die Höhe des Kabelsattels über der Fahrbahn ist mit $\frac{1}{6}$ der Spannweite angenommen. Dies ist für Hängebrücken natürlich zu hoch; später werden auch andere Pfeilverhältnisse der Kabel betrachtet.

Die Verkehrslast wurde zu 60% des Eigengewichtes angenommen, was etwa den Verhältnissen bei deutschen Verkehrslast-Vorschriften entspricht.

Belasten wir nun die ganze Hauptöffnung (Fig. 9), so ergeben sich sowohl für die Hängebrücke als auch für die Schrägkabelbrücke verhältnismässig kleine, fast gleiche Durchbiegungen. Belasten wir jedoch nur die halbe Spann-

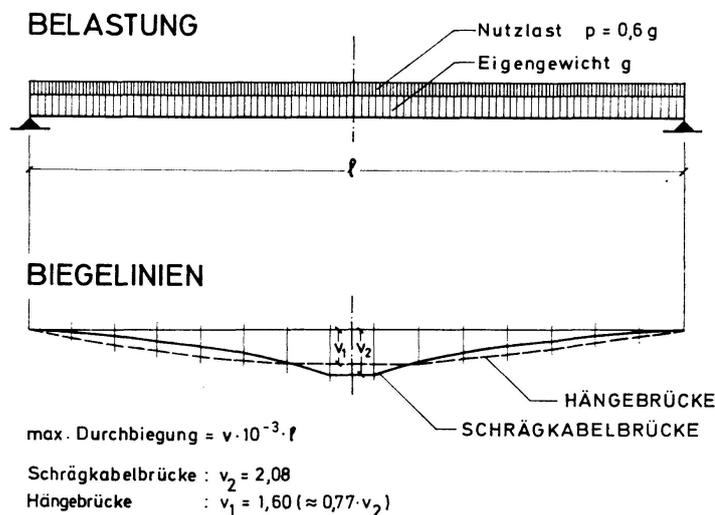


Fig. 9. Durchbiegungen des Einfeld-Systems unter Vollast.

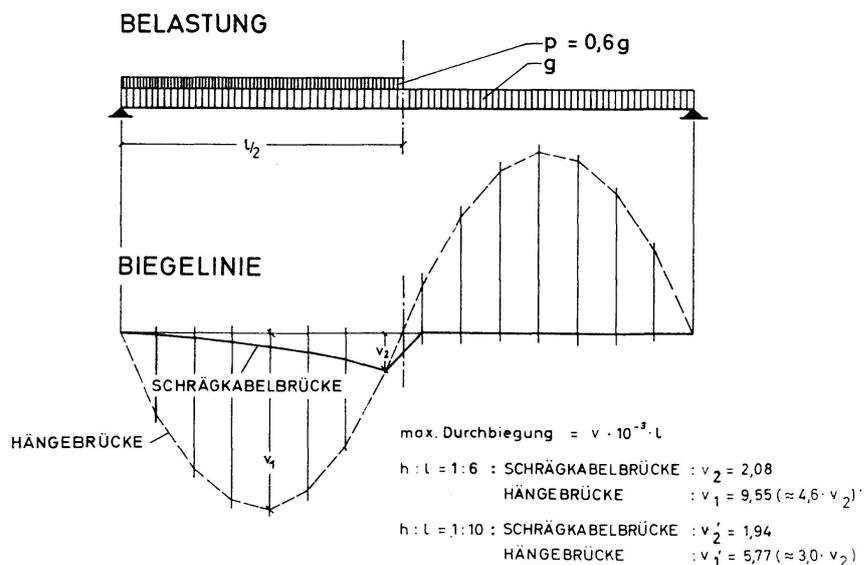


Fig. 10. Durchbiegungen des Einfeld-Systems unter halbseitiger Last.

weite einseitig (Fig. 10), so führt die Weichheit des Hängekabels zu Durchbiegungen, die rund 4,6 mal so gross sind wie die entsprechende Durchbiegung der Schrägkabelbrücke. Während sich das Hängebrücken-kabel stark unsymmetrisch verformen muss, um ins Gleichgewicht zu kommen, tragen die Schrägkabel die Last direkt zu den festgehaltenen Pylonenköpfen. Die Hängebrücke braucht daher Versteifungsträger mit einer hohen Biegesteifigkeit oder verhältnismässig hohes Eigengewicht, um die Durchbiegungen bei einseitiger Belastung in erträglichen Grenzen zu halten; bei der Schrägkabelbrücke genügt dagegen ein leichter Balken.

Wenn man bei der Hängebrücke die Pylonenhöhe über der Fahrbahn auf $\frac{1}{10}$ der Spannweite reduziert, so bleiben die Durchbiegungen dennoch dreimal so gross wie bei der Schrägkabelbrücke.

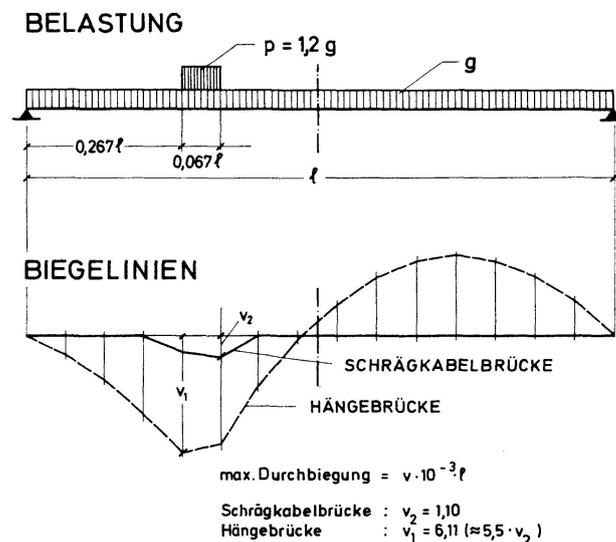


Fig. 11. Durchbiegungen des Einfeld-Systems unter Einzellast.

Auch bei einer konzentrierten Einzellast (Fig. 11) zeigt sich die überlegene Steifigkeit der Schrägkabelbrücke mit vielen Kabeln recht deutlich, indem bei der Hängebrücke rund 5,5 mal grössere Durchbiegungen auftreten als bei der Schrägkabelbrücke.

Bei diesen Vergleichen war der Pylonenkopf horizontal festgehalten; die horizontale Ausbiegung der Pylonen hat jedoch einen starken Einfluss auf die Durchbiegungen, den wir noch zu betrachten haben. Hierfür wählen wir das System der dreifeldrigen Hängebrücke (Fig. 12) mit einem günstigen Verhältnis der Spannweiten der Seitenöffnung zur Hauptöffnung von 0,4. Wir nehmen am Fuss gelenkig gelagerte Pylonen an, weil erfahrungsgemäss in horizontaler Richtung sehr biegesteife Pylonen hohe Mehrkosten verursachen und dafür nur eine geringe Verbesserung einbringen.

Belasten wir nun die ganze Mittelöffnung (Fig. 13), so wird die Durchbiegung der Hängebrücke um 55% grösser als die der Schrägkabelbrücke, weil sich die mit einem straffen Kabel rückverankerten Pylonen der Schrägkabelbrücke weit weniger neigen als diejenigen der Hängebrücke. In der Seitenöffnung

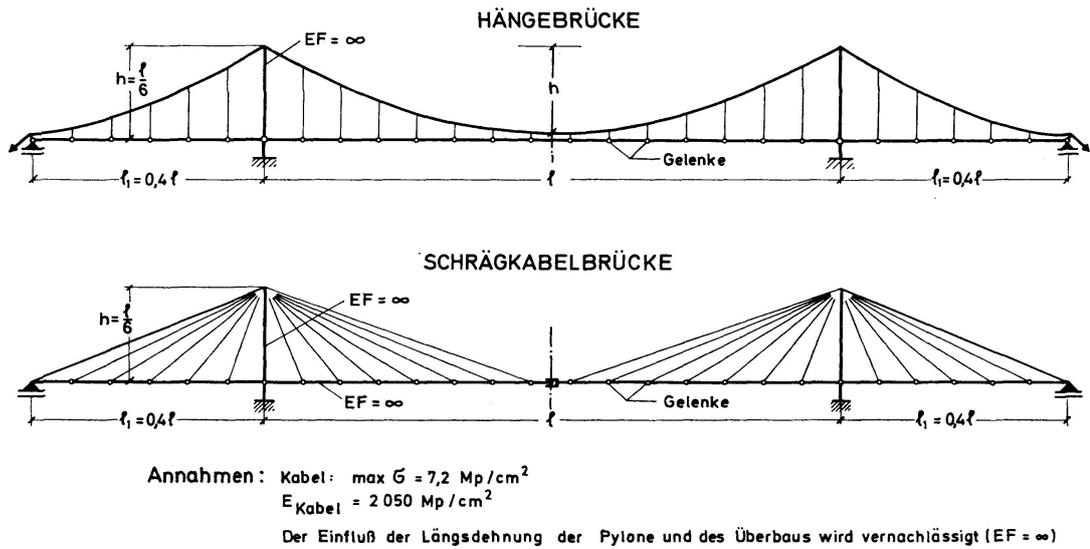


Fig. 12. Dreifeld-System zum Vergleich der Durchbiegungen.

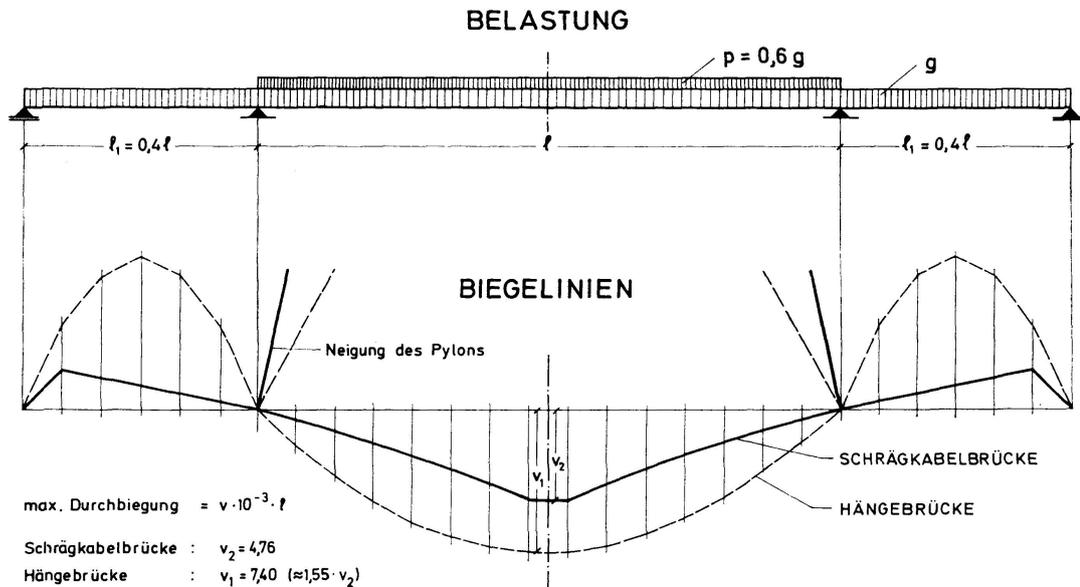


Fig. 13. Durchbiegungen des Dreifeld-Systems unter Vollast im Mittelfeld.

biegt sich die Hängebrücke gar 3,85mal mehr durch als die Schrägakabelbrücke. Der Pylonenkopf bewegt sich bei der Hängebrücke um einen Betrag von 0,26% der Hauptspannweite, bei der Schrägakabelbrücke nur um 0,1%, also weniger als die Hälfte, dabei könnte man die Ausbiegung des Pylonen der Schrägakabelbrücke durch etwas stärkere Rückhaltekel leicht noch verringern.

Diese Vergleiche der Durchbiegungen zeigen, dass wir bei der Hängebrücke viel steifere Längsträger brauchen als bei der Schrägakabelbrücke, um zu grosse Durchbiegungen bzw. Neigungswechsel und Krümmungen zu vermeiden. Dies macht sich vor allem bemerkbar, wenn derartige Brücken für Eisenbahnlasten zu bauen sind.

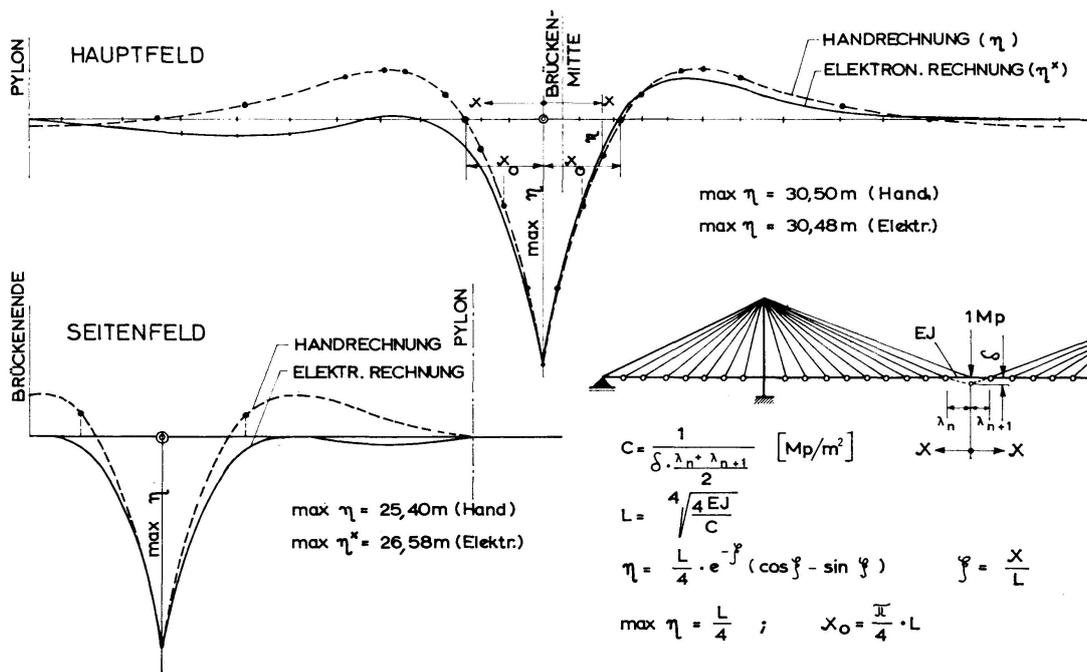


Fig. 14. Einflusslinien der Biegemomente des Brückenbalkens im Vergleich zu solchen des elastisch gebetteten Balkens.

Die Formen der Biegelinie der Schrägkabelbrücke weisen darauf hin, dass maximale negative und positive Biegemomente des Balkens nahe am Endauflager der Seitenöffnungen und maximale positive Momente in der Mitte der Hauptöffnung auftreten. Die Biegemomente lassen sich übrigens für die Schrägkabelbrücke mit guter Näherung von Hand schnell rechnen, indem man die Einflusslinien des elastisch gebetteten Trägers, z. B. nach «Die Statik im Stahlbetonbau» von K. BEYER [7] verwendet (Fig. 14). Sie stimmen im Bereich der massgebenden grössten Ordinaten fast genau mit den elektronisch berechneten Einflusslinien der Biegemomente der Brücke für Theorie I. Ordnung überein. Für die Zusatzmomente infolge der Durchbiegungen (Theorie II. Ordnung) kann man in solchen Vorberechnungen Zuschläge nach Erfahrungswerten machen, so kommt man rasch zu guten Bemessungen für die Hauptberechnung.

Die Spannungen aus den Biegemomenten können bei der Schrägkabelbrücke durch kleinen Abstand und hohe Spannungen der Schrägkabel wirkungsvoller klein gehalten werden als durch grosse Biegesteifigkeit des Balkens.

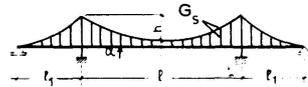
3.2. Vergleich des Stahlbedarfes

Die Kabelkräfte und damit auch die erforderlichen Stahlmengen für die Kabel werden durch die Höhe der Pylonen über der Fahrbahn im Verhältnis zur Spannweite beeinflusst. Wir berechneten die nötigen Stahlmengen für die Kabel als Funktion von h/l (Fig. 15) unter vereinfachenden Annahmen (z. B.

STAHLMENGE FÜR DIE KABEL

(ohne Berücksichtigung des Kabel-Eigengewichtes)

HÄNGEBRÜCKE



$$G_S = \frac{q \gamma l^2}{\sigma} \cdot C_S$$

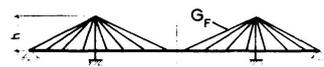
$$C_S = \frac{2l_1 + l}{2l} \cdot \left[\sqrt{16 + \frac{1}{\kappa^2}} \left(\frac{1}{4} + \frac{2\kappa^2}{3} \right) + \frac{2\kappa}{3} \right]$$

SCHRÄGKABELBRÜCKE (HÄRFE)



$$G_H = \frac{q \gamma l^2}{\sigma} \cdot C_H \quad C_H = \kappa + \frac{1}{4\kappa}$$

SCHRÄGKABELBRÜCKE (FÄCHER)



$$G_F = \frac{q \gamma l^2}{\sigma} \cdot C_F \quad C_F = 2\kappa + \frac{1}{6\kappa}$$

- $G_S, G_H, G_F \dots$ Gewicht des Kabelstahls
- $C_S, C_H, C_F \dots$ dimensionsloser Faktor (siehe Diagramm)
- $q = g + p \dots$ Eigengewicht des Balkens und Verkehrslast
- $\gamma \dots$ spez. Gewicht des Kabelstahls
- $\sigma \dots$ zul. Spannung in den Kabel
- $l \dots$ Spannweite des Hauptfeldes
- $h \dots$ Pylonenhöhe über der Fahrbahn

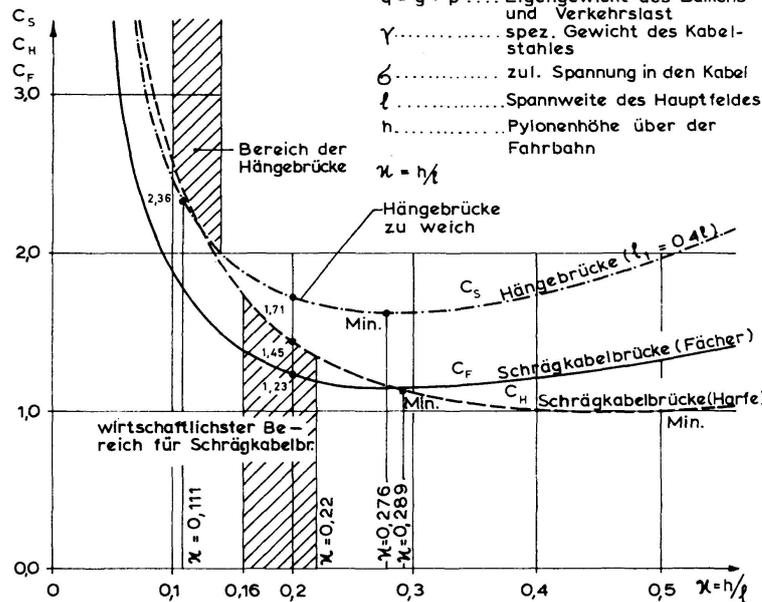


Fig. 15. Stahlmengen für die Kabel als Funktion von h/l .

Einzellasten oder Lastkonzentrationen werden vernachlässigt, Bemessung auf Dauerfestigkeit sei nicht massgebend), zunächst ohne Berücksichtigung der Kabeleigengewichte. Für die Hängebrücke wurde der Stahlbedarf für die Hängeseile eingeschlossen, nicht jedoch die Stahlmenge für die Kabel zwischen Brückenende und Verankerung, die bei hoch über dem Wasser gelegenen Brücken einen erheblichen Anteil ausmachen kann. Bei der Schrägkabelbrücke wurde sowohl die harfenartige wie auch die fächerartige Anordnung der Schrägkabel behandelt. Das Minimum für die erforderliche Stahlmenge der Kabel liegt für die Hängebrücke und die Fächerlösung der Schrägkabelbrücke etwa bei $h:l=0,28$ und für die Harfenlösung der Schrägkabelbrücke bei $h:l=0,50$. Derart hohe Pylonen erfordern jedoch zusätzlichen Stahl und ergeben zu weiche Brücken. Berücksichtigt man auch den Stahlbedarf für die Pylonen und für die Versteifungsträger sowie den Umstand, dass für eine ausreichende Steifigkeit der Brücke die Pylone nicht zu hoch sein dürfen, dann zeigt sich, dass für die Schrägkabelbrücken Pylonenhöhen von etwa $1/5$ der Spannweite,

für Hängebrücken etwa $\frac{1}{8}$ der Spannweite besonders günstig sind. Dabei liegt der Stahlbedarf für die Kabel bei den Hängebrücken immerhin um rund 60% höher als bei den Schrägkabelbrücken.

Um den Unterschied in der erforderlichen Stahlmenge für die Kabel noch deutlicher zu machen, berechneten wir diese Stahlmengen für eine 38 m breite Strassenbrücke für Spannweiten von 400 bis 1400 m, wobei für die Hängebrücke das übliche Verhältnis des Durchhanges der Kabel von $\frac{1}{9}$ bei der Schrägkabelbrücke eine Pylonenhöhe von $\frac{1}{5}$ der Spannweite angenommen wurde.

Bei grossen Spannweiten spielt das Kabeleigengewicht eine wesentliche Rolle, das in dieser Darstellung (Fig. 16) berücksichtigt ist. Dadurch erweitern sich die Formeln der Fig. 15 zu folgenden Ausdrücken:

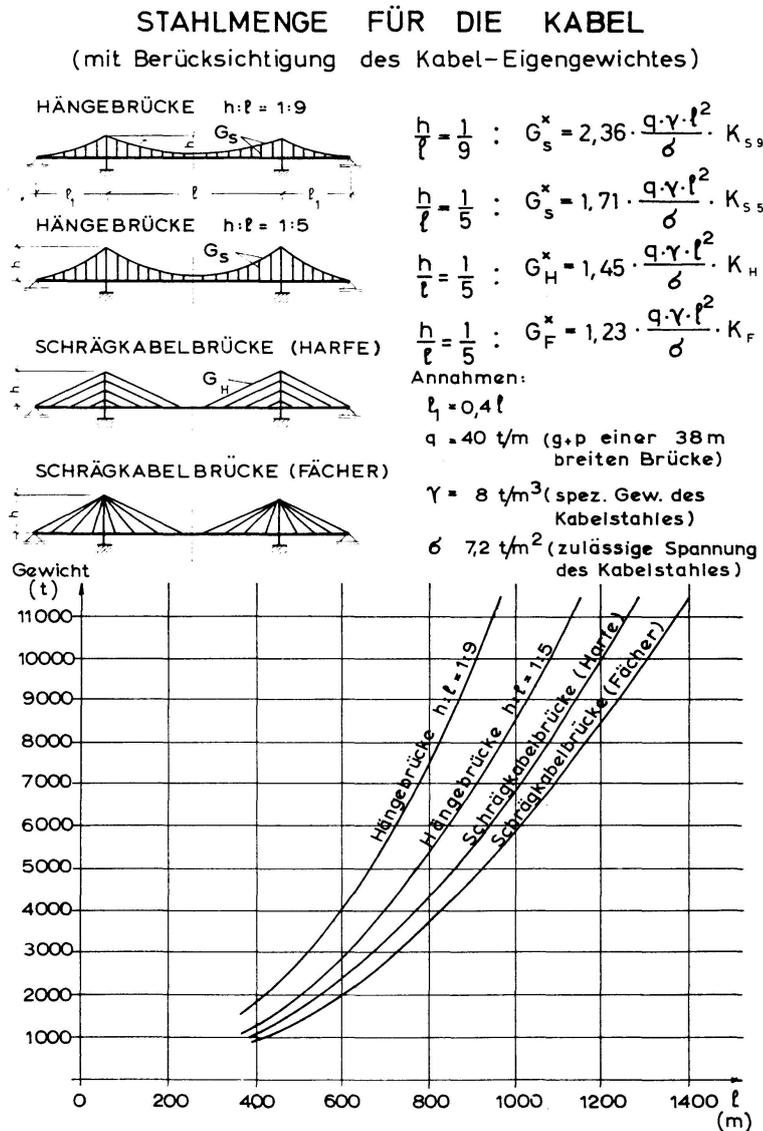


Fig. 16. Stahlmengen für die Kabel einer 38 m breiten Strassenbrücke als Funktion von l .

für die Hängebrücke:

$$G_S^* = \frac{q \gamma l^2}{\sigma} C_S \left[1 + \frac{\gamma l^2}{\sigma (2l_1 + l)} C_S + \left(\frac{\gamma l^2}{\sigma (2l_1 + l)} C_S \right)^2 + \dots \right] = \frac{q \gamma l^2}{\sigma} C_S K_S,$$

für die Schrägkabelbrücke, Harfensystem:

$$G_H^* = \frac{q \gamma l^2}{\sigma} C_H \left[1 + \frac{\gamma l}{3 \sigma} C_H + \frac{\gamma^2 l^2}{8 \sigma^2} C_H^2 + \dots \right] = \frac{q \gamma l^2}{\sigma} C_H K_H,$$

für die Schrägkabelbrücke, Fächersystem:

$$G_F^* = \frac{q \gamma l^2}{\sigma} C_F \left[1 + \frac{\gamma l^2 \kappa}{\sigma C_F} + \frac{\gamma l}{6 \alpha C_F} + \frac{\gamma l}{80 \sigma \kappa^2 C_F} + \frac{3 \gamma^2 l^2}{160 \sigma^2 \kappa} + \dots \right] = \frac{q \gamma l^2}{\sigma} C_F K_F.$$

Wertet man die eckigen Klammerausdrücke (K_i) für die üblichen Grössen $\gamma = 8,0 \text{ Mp/m}^3$; $\sigma = 72\,000 \text{ Mp/m}^2$; $l_1 = 0,4 l$ und $\kappa_S = 1/9$ bzw. $\kappa_H = \kappa_F = 1/5$ aus, so ergeben sich folgende Vergrößerungsfaktoren (K_i) aus dem Einfluss des Kabelgewichtes:

$l [m]$	Hängebrücke (S)	Harfenlösung (H)	Fächerlösung (F)
1000	1,170	1,057	1,048
3000	1,750	1,190	1,151

Man sieht daraus, dass bei der Hängebrücke der Einfluss des Kabeleigengewichtes schon bei einer Spannweite von 1000 m mit 17,0% beträchtlich ist, während er bei der Fächerlösung mit 4,8% in erträglichen Grenzen bleibt. Bei 3000 m Spannweite ist bei der Hängebrücke fast das halbe Gewicht des Kabels erforderlich um sich selbst zu tragen.

Fig. 16 zeigt deutlich, dass die Schrägkabelbrücke mit fächerartiger Anordnung erheblich weniger Stahl für die Kabel erfordert als die Hängebrücke. Bei 1000 m Spannweite braucht die Schrägkabelbrücke rund 5730 t, die Hängebrücke rund 12 270 t, wobei die gleich hohe zulässige Stahlspannung angenommen wurde, was bei der Schrägkabelbrücke nur möglich ist, wenn man Kabel mit hoher Dauerfestigkeit der Verankerung verwendet.

Die für das Kabelgewicht aufgestellten Gleichungen zeigen, dass für beide Systeme die erforderliche Stahlmenge in erster Näherung mit dem Quadrat der Spannweite zunimmt; die Überlegenheit der Schrägkabelbrücke gegenüber der Hängebrücke beim Stahlbedarf für die Kabel gilt in diesem Punkt also auch für die ganz grossen Spannweiten.

Betrachtet man nun den Stahlbedarf für den Überbau, so ist zunächst einmal die orthotrope Platte mit den Grundquerschnitten für die Fahrbahntafel in beiden Fällen gleich. Die Hängebrücke braucht Versteifungsträger mit grösserer Biegesteifigkeit und grösserer Torsionssteifigkeit als die Schrägkabelbrücke, andererseits braucht letztere zusätzlichen Stahl für die Längsdruck-

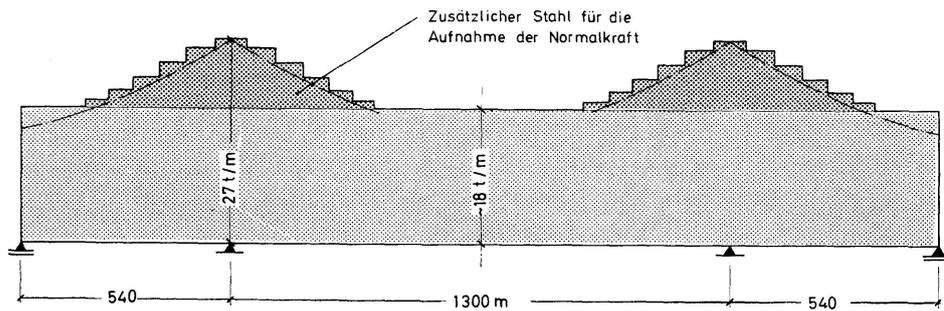


Fig. 17. Stahlgewicht des Überbaues einer 1300 m weit gespannten Eisenbahn- und Strassenbrücke, Verteilung in Längsrichtung.

kraft, die sich aus den im Balken verankerten Kabeln ergeben. Der dadurch bedingte Stahlbedarf ist jedoch selbst bei einer kombinierten Eisenbahn-Strassenbrücke mit 1300 m Spannweite relativ gering (Fig. 17).

Die Schrägkabelbrücke muss weiter für zusätzliche Biegemomente II. Ordnung bemessen werden, die sich aus der Längskraft und den Durchbiegungen ergeben. Die nach G. SCHREIER [8] durchgerechneten Beispiele zeigten jedoch, dass die Spannungen infolge dieser Momente II. Ordnung bei den üblichen Bauhöhen des Brückenbalkens nur etwa 5 bis 14% der Spannungen nach Theorie I. Ordnung ausmachen, wobei die 14% die Brücke mit 1300 m Spannweite für Eisenbahn- und Strassenverkehr betreffen. In der orthotropen Platte sind bekanntlich wegen der verhältnismässig hochliegenden Schwerlinie des gesamten Querschnittes die Spannungen aus der Hauptträgerwirkung nie ganz ausgenützt, so dass dort Reserven für die Aufnahme der Zusatzmomente verbleiben und im wesentlichen nur der Untergurt verstärkt werden muss. Die zusätzlichen Stahlmengen bleiben in der Grössenordnung von 2 bis 4%. Man sieht daraus, dass auch beim Überbau bis zu den grössten derzeit erwogenen Spannweiten die Schrägkabelbrücke weniger Stahl erfordert als die klassische Hängebrücke.

Hinsichtlich der Kosten ist die Schrägkabelbrücke weiter beachtlich im Vorteil dadurch, dass sie keine schweren Kabelverankerungen braucht wie die Hängebrücke, weil die Kabel ja im Überbau verankert sind und dort – wie wir gesehen haben – dank der grossen Querschnittsfläche der orthotropen Platte nur wenig zusätzlichen Stahl erfordern. Dieser Vorteil fällt um so mehr ins Gewicht, je höher die Brückenfahrbahn über dem Wasser liegt, also insbesondere bei Brücken über Hafeneinfahrten, und natürlich auch je tiefer gegründet werden muss. Für die lotrechte Verankerung der Schrägkabel am Brückenende genügt im allgemeinen das Gewicht des dortigen Pfeilers. Die Verankerung kann sogar entfallen, wenn man noch eine weitere Öffnung als kontinuierlichen Balken anschliesst, wodurch gleichzeitig die Biegemomente und Verformungen am Ende der Schrägkabelbrücke günstig beeinflusst werden.

Schliesslich darf als Vorteil der Schrägkabelbrücke noch die einfachere Montage durch Freivorbau mit kleineren Montageverformungen und der Weg-

fall von teureren Kabelschellen und Hängeseilen angeführt werden. Als Vorteil sei auch erwähnt, dass man bei Korrosionsschäden oder anderen Beschädigungen die Kabel auswechseln kann, wenn man sie im Sattel nebeneinander legt und ihre Abstände am Balken genügend klein macht. Bei einer Hängebrücke ist es praktisch unmöglich, die Hauptkabel auszuwechseln.

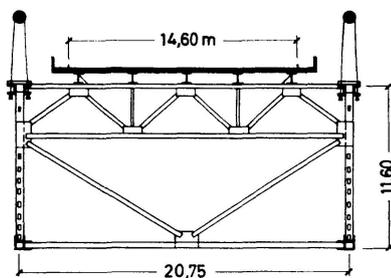
3.3. Vergleich der aerodynamischen Stabilität

Die vom 1. Verfasser 1953 begonnene Entwicklung aerodynamisch günstiger Querschnitte, über die 1968 in der *Bautechnik* ausführlich berichtet wurde [9], hat inzwischen durch zahlreiche Windkanalversuche (Scruton, Klöppel, Selberg, Sabzevari und Scanlan, Wardlaw) und durch die praktische Erfahrung erwiesen, dass man zur Erzielung aerodynamischer Stabilität weitgespannter Hänge- oder Schrägkabelbrücken die Querschnittsformen so wählen muss, dass

1. möglichst keine Windwirbel entstehen, die bei der Wirbelablösung Schwingungen anregen (Kármán-Effekt);
2. der Wind möglichst wenig Auftrieb und Drehmoment verursacht, um so Flatter- und Torsionsschwingungen zu vermeiden.

Man muss also die Ursachen der Windschwingungen vermeiden und nicht hohen Erregerkräften Steifigkeit des Tragwerks entgegensetzen.

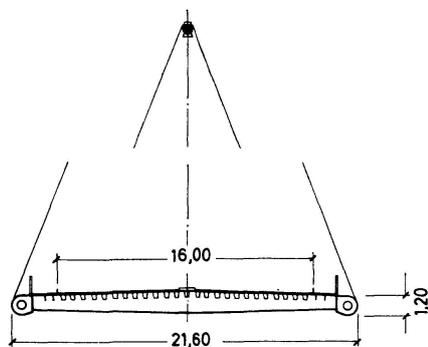
Man darf heute feststellen, dass die nach dem Einsturz der Tacoma-Brücke



a) MACKINAC-STRAITS

1955

$l = 1140 \text{ m}$



b) TEJO - BRÜCKE LISSABON

1959

Entwurf Leonhardt

$l = 1013 \text{ m}$

Fig. 18a/b. Brückenquerschnitt amerikanischer Hängebrücken mit torsionssteifer Fachwerkkröhre gegenüber Vorschlag Leonhardt für Tejobrücke Lissabon (1959) mit flacher Fahrbahntafel und Seilnetz.

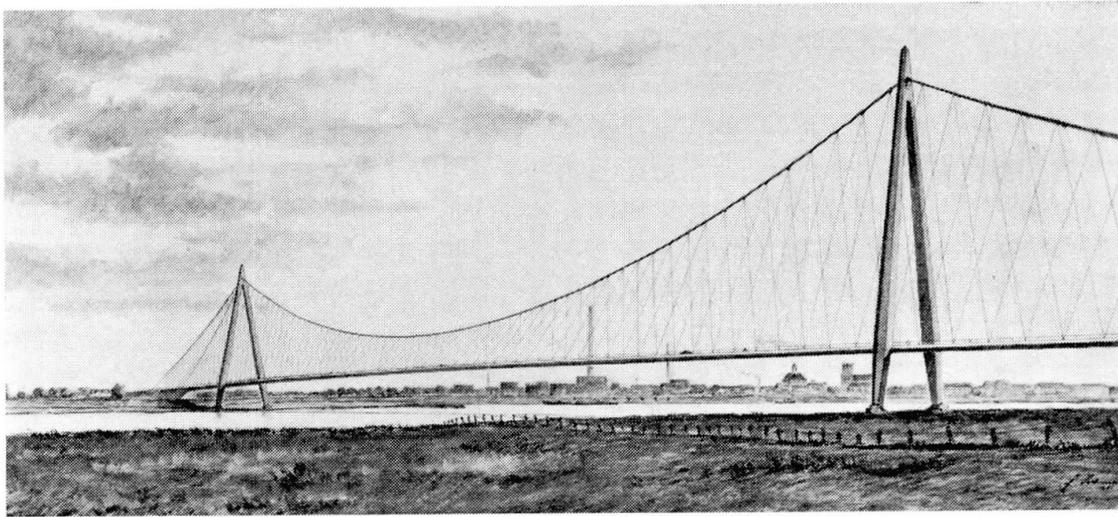


Fig. 19. Entwurf Leonhardt-Lohmer-Krupp für Rheinbrücke Emmerich.

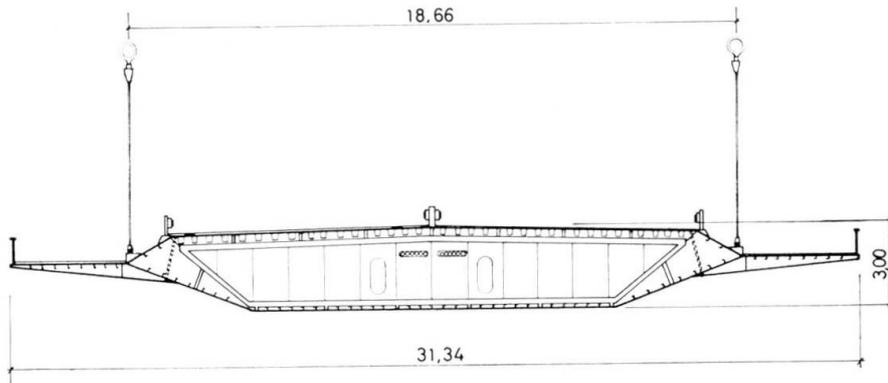


Fig. 20. Querschnitt der Severnbrücke, Entwurf Freeman, Fox und Partner, London.

von den Amerikanern gewählte Lösung zur Erzielung der Windstabilität, nämlich die sehr biege- und torsionssteife Fachwerkröhre (Fig. 18a) als unzuweckmässig und überholt zu bezeichnen ist. Die so gebauten Brücken, wie z. B. über die Mackinac Straits mit 1140 m Spannweite oder die Tejo Brücke Lissabon mit 1013 m Spannweite oder die neue Forth Brücke in Schottland mit 1006 m Spannweite zeigen, dass damit auch kein besonders schönes Brückenbild entsteht. Demgegenüber hat der 1. Verfasser seit 1953 ganz flache Fahrbahntafeln ohne eigentlichen Versteifungsträger vorgeschlagen und damit 1959 einen Entwurf für die Tejo Brücke (Fig. 18b) und kurz darauf für die Rheinbrücke Emmerich durchgearbeitet (Fig. 19). Es ist immer noch bedauerlich, dass die deutschen Stahlbauunternehmen diese Entwicklung scheitern und so den Engländern den Vortritt liessen, die mit der Severn Brücke die erste grosse Anwendung der neuartigen flachen Querschnitte verwirklichten (Fig. 20).

Auch Chr. Ostfeld, Kopenhagen, hat die Vorteile erkannt und bei seiner Lillebelt-Brücke (Fig. 21) den ursprünglichen Entwurf mit Fachwerkversteifungsträgern auf eine flache Brückentafel umgestellt. Inzwischen haben die Engländer mehrere grosse Brücken mit dieser neuen Querschnittsform ent-

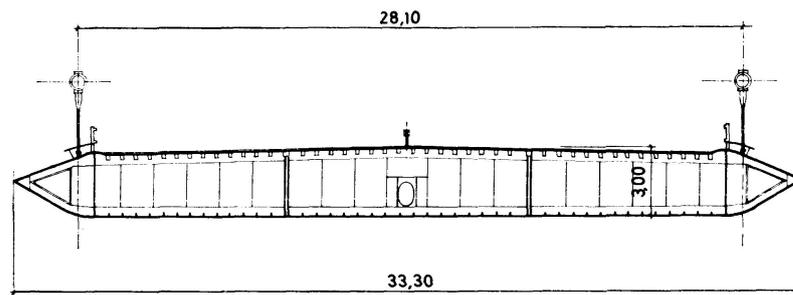


Fig. 21. Querschnitt der Lillebeltbrücke, Entwurf Chr. Ostenfeld, Kopenhagen.

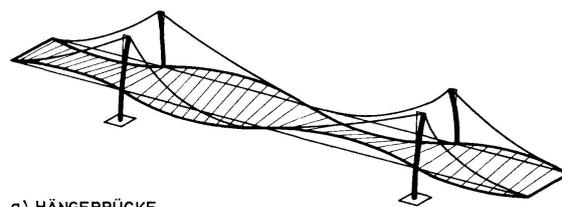
worfen und im Bau, darunter die Bosphorusbrücke und die Humberbrücke, letztere mit einer Spannweite von 1396 m.

Es steht heute ausser Zweifel, dass mit diesen aerodynamisch geformten Querschnitten mit spitzer Windnase selbst bei den leicht zu Schwingungen neigenden Hängebrücken aerodynamische Stabilität erzielt werden kann, wenn die Tafel im Vergleich zur Spannweite genügend breit und an den Pylonen kontinuierlich ist. Bei der Schrägkabelbrücke darf aber ein wesentlich günstigeres Verhalten in dieser Hinsicht erwartet werden, das uns im Hinblick auf die erforderliche Grösse der Biege- und Torsionssteifigkeiten Erleichterungen erlaubt.

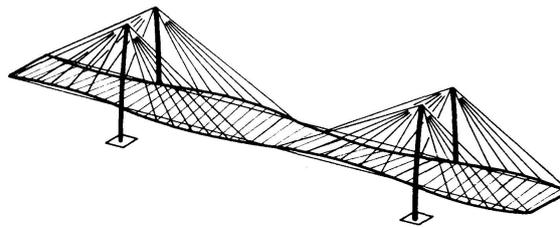
Die Gründe hierfür sind folgende:

Bei Brücken mit vielen Schrägkabeln ist es schwierig, Resonanzschwingungen mit grossen Amplituden zu erzeugen, weil Störschwingungen der unterschiedlich langen Kabel mit entsprechend unterschiedlichen Eigenfrequenzen jede harmonische Schwingungsform sofort stören bzw. dämpfen und dadurch den Aufbau grosser Amplituden verhindern. Die Schrägkabelbrücken weisen damit eine starke Systemdämpfung auf, die bei der Hängebrücke nicht vorhanden ist. In dieser kann sich bekanntlich die antimetrische Torsionschwingung meist in Verbindung mit Biegeschwingungen leicht ausbilden und zu grossen Amplituden führen, was bei der Tacoma-Brücke zum Einsturz führte (Fig. 22). Dabei bewegen sich die Kabel und die Pylonenköpfe jeweils gegeneinander; die Kabel und Pylonen behindern die Torsionsbewegungen der Fahrbahntafel praktisch nicht. Deshalb brauchen wir bei der Hängebrücke eine hohe Torsionssteifigkeit durch Versteifungsträger. In der Schrägkabelbrücke geben jedoch schon die Kabel einen starken Widerstand gegen die Torsionsbewegungen. Ein Unterschied in der Durchbiegung der beiden Kabelebenen ist dabei ebenfalls mit unterschiedlichen Ausbiegungen der Pylonenköpfe verbunden.

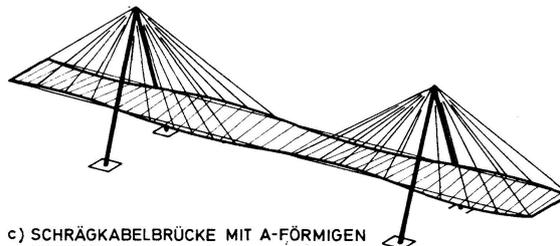
Benützt man A-förmige Pylonen, bei denen die beiden Kabelebenen im Pylonen-Sattellager zusammengeführt werden, dann ist die unterschiedliche Längsbewegung der Pylonensattel nicht mehr möglich und der Widerstand der Schrägkabel gegen Torsionsschwingungen der Fahrbahntafel wird damit noch grösser. Die A-förmigen Pylonen sind daher für die ganz grossen Spann-



a) HÄNGEBRÜCKE



b) SCHRÄGKABELBRÜCKE MIT DOPPELPLYLONEN



c) SCHRÄGKABELBRÜCKE MIT A-FÖRMIGEN PYLONEN

Fig. 22. Schwingungsformen von Hänge- und Schrägkabelbrücken.

weiten besonders geeignet. Die starke Systemdämpfung der Schrägkabelbrücken wurde u. a. bei Schwingungsversuchen am Schillerstrassensteg (90 m Länge) in Stuttgart festgestellt, bei dem es nicht gelungen ist, diese an und für sich sehr leichte und weiche Brücke in Resonanzschwingung zu bringen und nur sehr kleine Amplituden trotz künstlicher Anregung zustande gebracht wurden.

Bei den üblichen Windkanalversuchen, bei denen nur eine kurze Teillänge des Überbaues so im Windstrom eingebaut wird, dass die Frequenzen für Biege- und Torsionsschwingungen im Modell-Massstab mit der Hauptbrücke übereinstimmen, können leider diese günstigen Einflüsse der Schrägkabelsysteme nicht zur Wirkung kommen, so dass sie ein nur unzulängliches Bild der Wirklichkeit liefern. A. G. DAVENPORT hat zudem bei seinen neuesten Untersuchungen für die im Bau befindliche Narrows Brücke in Halifax [10] erneut darauf hingewiesen, dass diese Teillängen-Modellversuche kein zuverlässiges Bild der Stabilität geben. Versuche mit Modellen der ganzen Brücke sind aber unerhört aufwendig und es ist fast unmöglich, die Ähnlichkeitsgesetze voll zu erfüllen, so dass man für die weitere Erforschung der Windstabilität solcher Brücken in erster Linie auf Beobachtungen an ausgeführten Brücken angewiesen sein wird.

Dass auch ungünstig entworfene Schrägkabelbrücken unangenehm schwin-

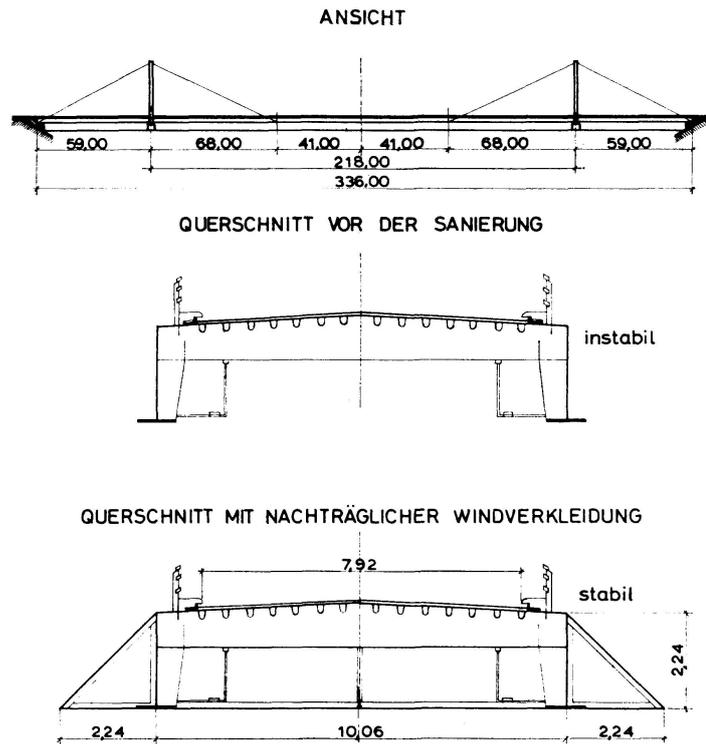


Fig. 23. Ansicht und Querschnitt der Longs-Creek-Brücke in Kanada und angebaute Windnase.

gen können, zeigten die erheblichen Schwingungen an der Longs-Creek-Brücke in New Brunswick, Kanada [11] (Fig. 23), die bei 214 m Mittelöffnung nur mit je einem Schrägkabel unterstützt war und den denkbar ungünstigsten Querschnitt mit aussen liegenden vollwandigen Hauptträgern aufwies. Bei diesem System sind natürlich Resonanzschwingungen noch leicht möglich. Hätte man 3 bis 5 Schrägkabel benützt, dann wäre die Systemdämpfung zu Hilfe gekommen. So musste man an diesem Querschnitt nachträglich eine Windnase anbauen, die sofort Abhilfe ergab. Bei der Kniebrücke Düsseldorf (Fig. 2) hatten Windkanalversuche bei C. Scruton im NPL Teddington mit dem üblichen kurzen Teilstück ergeben, dass sie beim Freivorbau mit einer maximalen Kragweite von über 300 m trotz Einbaus eines unteren Torsionsverbandes nicht windstabil gewesen wäre, weil sie ohne Windnase entworfen war. Aus Vorsorge hatten wir überlegt, welche Massnahmen nötig wären, um Windstabilität zu erreichen. Es zeigte sich, dass schon eine Verkleidung der Aussenfläche in der in Fig. 24 gezeigten Form sogar ohne unteren Torsionsverband genügt hätte. Auch daraus war wieder zu erkennen, dass die Querschnittsform die entscheidende Rolle spielt.

Die seit rund zwei Jahren ohne Windnase fertiggestellte Kniebrücke zeigte im übrigen bei den bisher aufgetretenen Stürmen nicht die geringste Windschwingung, obwohl der Montage-Torsionsverband entfernt wurde und damit der Querschnitt sehr torsionsweich ist. Dies mag allerdings auch darauf zurückzuführen sein, dass bei den deutschen Rheinbrücken die Fahrbahntafeln verhältnis-

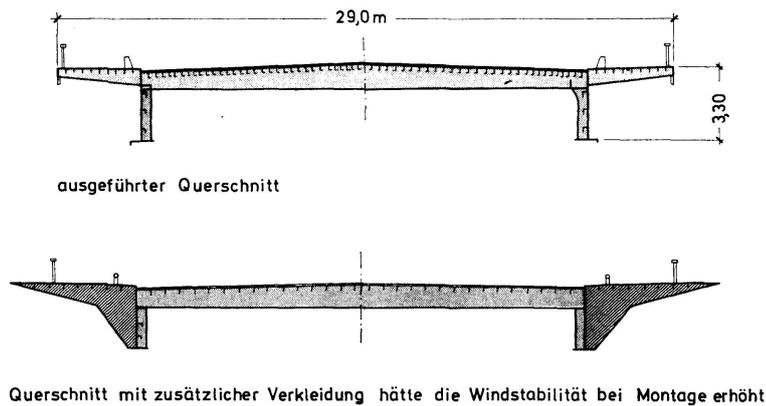


Fig. 24. Querschnitt Kniebrücke: ohne und mit Windnase.

mässig niedrig über dem Gelände liegen und damit die Grundgeschwindigkeit des Windes niedrig bleibt und der turbulente Teil in Form von Böen auch nur abgeschwächt auftritt.

Da die Frage nach der notwendigen Grösse der Torsionssteifigkeit dieser neuartigen flachen Brückenquerschnitte für die Wirtschaftlichkeit besonders der breiten Brücken von Bedeutung ist, veranlassten die Verfasser anlässlich eines Entwurfes für eine 750 m weit gespannte Brücke über die Hafeneinfahrt von Vancouver verschiedene Vergleichsversuche im Windkanal des National Physical Laboratory in Ottawa durchzuführen. Sie zeigten eindeutig, dass selbst ohne den günstigen Einfluss der Systemdämpfung aerodynamische Stabilität auch mit unten offenen Querschnitten erreicht werden kann, wenn man an beiden Rändern einen flachen, fast dreiecksförmigen Hohlkasten anordnet, der am äusseren Rand oben als Windnase abgeschrägt ist (Fig. 25). Die

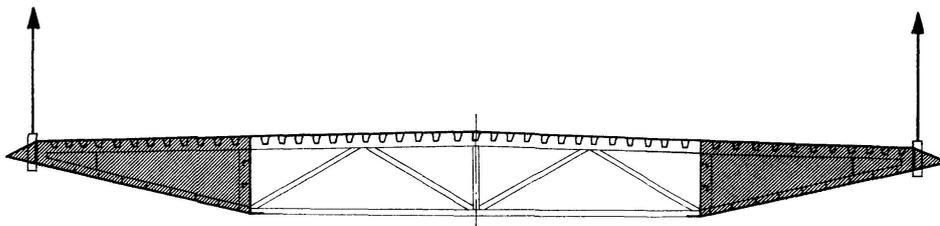


Fig. 25. Windstabiler Querschnitt mit unten offener Fahrbahntafel (schraffierte Teile: Hohlkasten).

für diesen Querschnitt gemessenen aero-statischen Windwiderstandsbeiwerte in stetiger Strömung sind in Fig. 26 gezeigt. Sowohl der Beiwert für den Auftrieb wie für das Drehmoment sind bei kleinen Anblaswinkeln aussergewöhnlich niedrig, so dass die Erregerkräfte für Biege- oder Torsionsschwingungen sehr klein sind. Aber auch der Beiwert für den horizontalen Windwiderstand ist ungewöhnlich niedrig und ist auf die vertikale Projektionsfläche bezogen nur rund 0,5, während er für bisherige Querschnittsformen 1,2 bis 1,6 beträgt. Dies bedeutet, dass man bei solchen Querschnitten nur sehr kleine Windbelastungen erhält, sofern nicht die Windangriffsflächen von Fahrzeugen, ins-

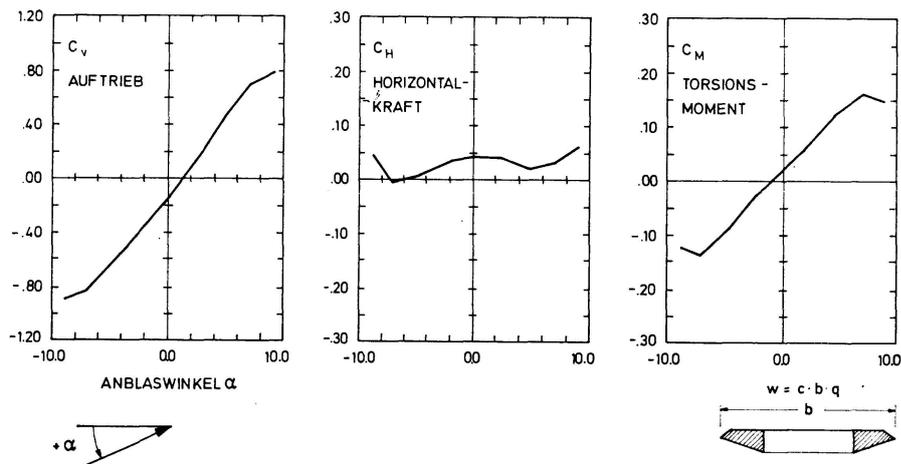


Fig. 26. Aerostatische Windwiderstandsbeiwerte c_w , c_v , c_m für den Querschnitt des Bildes 25.

besondere Eisenbahnen, zu berücksichtigen sind. Die aerodynamische Stabilität weitgespannter Schrägkabelbrücken kann jedenfalls bei solchen Querschnitten als gelöst betrachtet werden. Es sei hier noch erwähnt, dass auch bei Spannweiten über 1000 m die gesamte Bauhöhe solch flacher Brückenquerschnitte bei Strassenbrücken mit 2 bis etwa 3,5 m, bei Eisenbahnbrücken mit 3 bis 5 m genügt, wobei in der Regel die Stabilität des Gesamtsystems gewährleistet ist. Diese hängt von verschiedenen Faktoren, wie der Biegesteifigkeit des Überbaues, des Verhältnisses von Eigengewicht zu Verkehrslast, möglichen Verkehrslastkonzentrationen und dergleichen, ab. Die Stabilität des Gesamtsystemes wird aus dem Konvergenzverhalten bei der Berechnung der Momente aus Theorie II. Ordnung beurteilt. Ein weiteres Kriterium für die Festlegung der Bauhöhe sind Anforderungen an die Krümmungsradien und Tangentenneigungen der Biegelinien. Diese Anforderungen sind je nach der Art des Verkehrs verschieden und können nach unserer Erfahrung mit den oben angegebenen Bauhöhen erfüllt werden. Die flache Querschnittsform lässt sich also bei den üblichen Brückenbreiten leicht verwirklichen.

4. Schwingbreiten der Kabelspannungen, Dauerfestigkeit und Haltbarkeit

Bei den durch die Verkehrslasten hervorgerufenen Spannungswechseln in den Kabeln, die wir zwar ungenau aber kurz mit Schwingbreite der Kabelspannungen bezeichnen wollen, ist die Schrägkabelbrücke gegenüber der Hängebrücke im Nachteil. In Fig. 27 sind die Veränderungen der grössten Kabelkräfte bei dreifeldrigen Brücken mit Seitenöffnungen von $0,4 \times$ Hauptöffnung für eine Verkehrslast von 24% des Eigengewichtes einander gegenübergestellt. Während sich bei der Hängebrücke die Kabelkraft nur um +24% vergrößert, verändert sich die Kraft im Rückhalte-kabel bei der Schrägkabelbrücke bei Belastung der Hauptöffnung um +67% und bei

Belastung der Seitenöffnungen um -43% . Bei grösseren Seitenöffnungen wird dieser Spannungswechsel noch grösser, so dass besondere Massnahmen getroffen werden müssen. Die Verkehrslast ist dabei niedrig angesetzt, etwa mit 40% der maximalen Strassenverkehrslast der deutschen Brückenvorschriften. Man sieht daraus, dass die Rückhaltekel bei sehr hohen Verkehrslasten, z. B. bei Eisenbahnen, fast vollständig entlastet werden können und dass sie andererseits eine wesentlich höhere zusätzliche Last aufzunehmen haben als die Hängebrückenkel.

Demnach muss man bei den Schrägkabelbrücken wesentlich mehr Wert auf die Dauerfestigkeit der Kabel legen als bei Hängebrücken.

Schon 1938 liess der 1. Verfasser beim Bau der Rheinbrücke Rodenkirchen die ersten Dauerschwingversuche mit Verankerungen von patentverschlossenen Seilen $\varnothing 65$ mm durchführen [12], die das erschreckende Ergebnis hatten, dass die ohne Drahtbruch erreichbare Schwingbreite bei 2 Millionen Lastwechsel bei einer oberen Spannung $\sigma_0 = 50$ kp/mm² nur 12 bis 14 kp/mm² betrug. Schon damals schlug der 1. Verfasser zur Verbesserung die Verwendung von Paralleldrahtbündeln vor, die in Sechseck-Anordnung gebändselt wie Seile verlegt werden können. Später wurde die Verwendung spezieller, keilartig wirkender Ankerköpfe nach dem BBRV-Verfahren angeregt [13]. Die damit durchgeführten Versuche ergaben eine höhere Schwingbreite, die

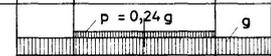
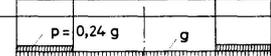
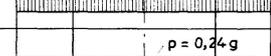
BELASTUNG	HÄNGEBRÜCKE	SCHRÄGKABELBRÜCKE
		
	$S = 100\%$	$S_1 = 100\%$
	$S \approx 120\%$	$S_1 = 167\%$
	$S \approx 115\%$	$S_1 = 57\%$
	$S \approx 124\%$	$S_1 = 124\%$

Fig. 27. Schwingbreiten der Kabelspannungen für Hängebrücke und Schrägkabelbrücke.

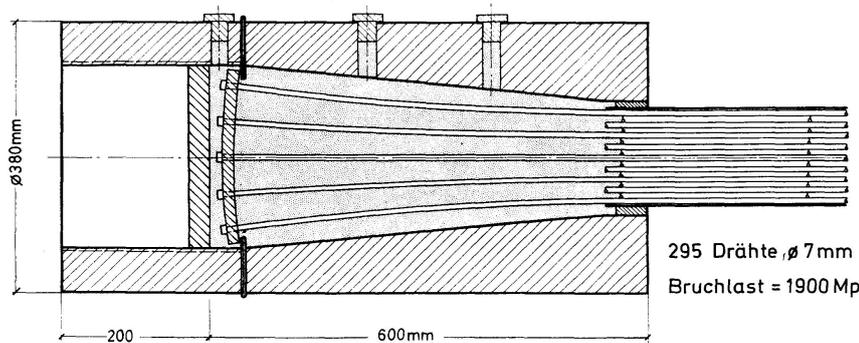


Fig. 28. HiAm-Verankerung, Schnitt durch den Ankerkopf, Stahlkugelvergiess.

jedoch noch nicht befriedigend war. W. ANDRÄ hat dann unter Mithilfe des Kunststofffachverständigen K. KRENKLER eine Kombination von Ankerköpfchen und Verguss im Ankerkonus entwickelt [14] (Fig. 28), die zu dem gewünschten Ziel führte, dass nämlich die Verankerung bei schwingender Belastung nicht mehr schwächer ist als das Kabel selbst. Sie wurde HiAm-Verankerung genannt. Die Schwingbreite konnte damit selbst für sehr grosse Kabel bei $\sigma_0 = 72 \text{ kp/mm}^2$ auf 22 bis 25 kp/mm^2 vergrössert werden. Im Vergleich dazu müsste man Seile mit viel grösserem Durchmesser als 65 mm prüfen, die dann nur noch 10 bis 12 kp/mm^2 Schwingbreite erreichen dürften. Die Schwingbreite von Seilen mit sehr grossem Durchmesser (z. B. 123 mm [16]) wurde unseres Wissens nie durch Versuche nachgewiesen.

Als HiAm-Vergussmasse wurden kleine Stahlkügelchen, Zinkstaub und Epoxidharz verwendet, wobei der Harzanteil nur 8 Gewichtsprozent beträgt. Die Stahlkügelchen bilden im Inneren des Ankerkonus gewölbeartige Abstützungen der Drähte, die die Drahtspannung bis hinten zum Ankerköpfchen stark reduzieren. Die Stahlplatte unmittelbar hinter den Ankerköpfchen drückt auf die Vergussmasse und verhindert das Ausweichen. Der Schlupf ist nur etwa $\frac{1}{5}$ des bei Metallverguss beobachteten.

Fig. 29 zeigt die Verteilung der Drahtbrüche, links bei einem Paralleldrahtkabel mit Zamak-Metall-Verguss, rechts bei der neuen schwingfesten HiAm-Verankerung. Bei dem Metallverguss wirkt die Vergusstemperatur von rund 420°C so schädlich, dass alle Drahtbrüche am Beginn des Ankerkopfes aufgetreten sind, während bei dem neuartigen Kaltverguss die Drahtbrüche etwa gleichmässig über die ganze Kabellänge verteilt sind, ohne dass eine bedenkliche Häufung im Verankerungsbereich eingetreten wäre.

Anlässlich des Baues der neuen Rheinbrücke Mannheim-Ludwigshafen

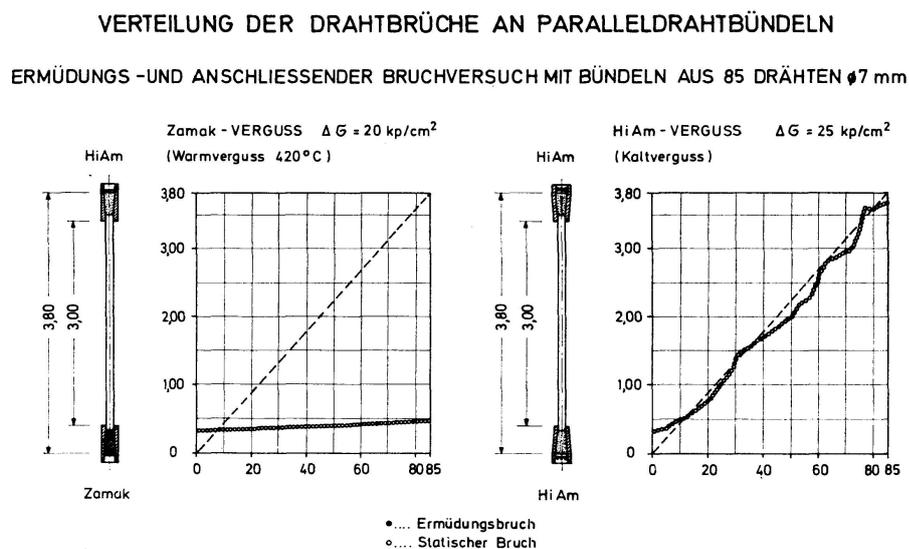


Fig. 29. Verteilung der Drahtbrüche bei Dauerversuchen und anschliessenden statischen Bruchversuchen bei Zamak-Metall-Verguss und HiAm-Verguss.

wurden dank der Förderung durch W. Borelly (Stadt Mannheim) und H. Thul (Bundesverkehrsministerium) zahlreiche Grossversuche mit solchen Paralleldrahtbündeln durchgeführt, wobei in einem Kabel bis zu 295 Drähte \varnothing 7 mm aus St 140/160 vereinigt waren, die eine Bruchlast von rund 1900 Mp ergaben. Bei diesen Versuchen zeigte sich, dass die Schwingbreite um so mehr heruntergeht, je grösser die Drahtzahl und je grösser die Länge des Versuchskabels ist. Wenn Einzeldrähte Schwingbreiten von 35 bis 40 kp/mm² ergaben, traten die ersten Drahtbrüche im grossen Kabel schon bei 22 bis 25 kp/mm² bei gleicher oberer Spannung auf. Dies ist ein erneuter Beweis dafür, dass bei den Materialfestigkeiten nur eine Grosszahl von Prüfungen mit statistischer Auswertung ein realistisches Bild gibt.

Für die in der Brücke tatsächlich auftretenden Schwingbreiten der Kabelspannungen, mit denen man mehr als zweimillionenmal rechnen muss, ist man immer noch auf Schätzungen angewiesen, weil noch nicht genügend Messungen der wirklichen Verkehrslasten auf Brücken vorliegen. Dies gilt besonders auch für Eisenbahnlasten, bei denen es sicher unrealistisch wäre, für sehr grosse Brückenspannweiten die maximalen Zuggewichte der Lastvorschrift der Bemessung auf Dauerfestigkeit zugrunde zu legen. Hier sind weitere Messungen für statistische Grundlagen dringend erwünscht und bei der Deutschen Bundesbahn im Gange.

An Stelle von Drähten können auch Litzen mit angestauchten Köpfchen verwendet werden. Diese Kabelart haben wir für die sehr grossen Kabelkräfte bei den zeltartigen Dächern für die Olympia-Sportstätten in München in grossem Umfang angewandt, weil sie leichter zu hantieren ist als Paralleldrahtbündel. Dabei besteht ein Kabel aus 109 Stück 7-drähtigen Litzen mit 5 mm Drahtdurchmesser bei einer Stahlgüte von $\beta_N = 160$ kp/mm² (Nennfestigkeit), so dass je Kabel eine Bruchlast von ca. 2600 Mp erreicht wird. Auch die mit Litzenkabeln durchgeführten Versuche ergaben Schwingbreiten über 20 kp/mm² bei einer oberen Spannung von 75 kp/mm².

Diese Paralleldraht- oder Parallellitzenkabel mit der neuartigen HiAm-Verankerung waren Voraussetzung für die den Untersuchungen zugrunde gelegten hohen zulässigen Stahlspannungen der Kabel, die nicht nur die Steifigkeit des Systems wesentlich erhöhen, sondern – durch die bei der geforderten Sicherheit möglichen höheren Spannungswerte – auch gegenüber patentverschlossenen Seilen mit Metallverguss zu erheblichen Ersparnissen an Kabelstahl führen.

Die neue Kabelart wird allerdings nur wirtschaftlicher, wenn man für den *Korrosionsschutz* der Kabel eine preisgünstige Lösung wählt, für den heute mehr getan werden sollte als früher, vor allem, wenn Brücken in aggressiver Industrieluft stehen. Bei Kabeln aus parallelen Drähten, Litzen oder Seilen genügen jedenfalls Anstriche nicht, wenn nicht alle Oberflächen nachgestrichen werden können. Bei der neuen Rheinbrücke Mannheim-Ludwigshafen, die besonders aggressiver Luft ausgesetzt ist, wurden deshalb auch schon während

der Bauzeit ein zuverlässiger Korrosionsschutz verlangt. Hierzu wurden die Drahtkabel beim Zusammenbau durch ein Bad mit einem Gemisch aus Polyurethan und Zinkchromat durchgezogen, wobei sich alle Hohlräume mit dieser Masse füllten. Direkt anschliessend wurden die Bündel mit kunststoffgetränkten Bändern umwickelt (Fig. 30). Nach der Erhärtung der Kunststoffe waren die Kabel so steif, dass sie bei der Montage auf der ganzen Länge ausgesteift, mehrfach angehängt und wie ein empfindlicher Stab behandelt werden mussten. Zweifellos wurde ein ausgezeichneter Korrosionsschutz erreicht, das Ganze wurde jedoch so teuer, dass man diese Lösung nicht als Massstab für die Wirtschaftlichkeit von Paralleldrahtkabeln nehmen darf.

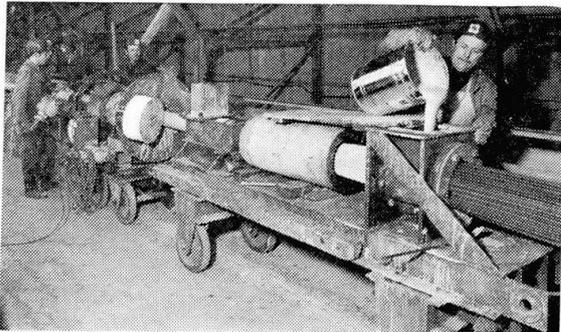


Fig. 30. Herstellung des Korrosionsschutzes für die Paralleldrahtkabel der zweiten Rheinbrücke Mannheim. Ausführung: Hein, Lehmann & Co., Düsseldorf.

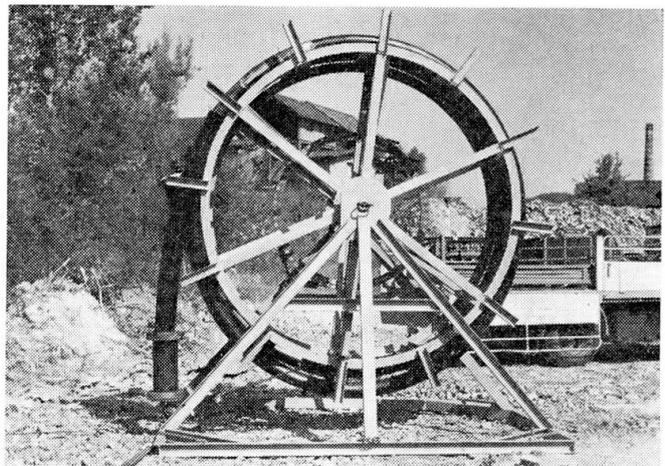


Fig. 31. Auf Haspel aufgewickeltes Paralleldrahtkabel aus 211 Drähten \varnothing 7 mm durch Polyäthylenrohr für Transport und Montagezeit geschützt.

Wir halten die schon beim Schillerstrassensteg in Stuttgart 1961 [15] gewählte Lösung für richtiger, bei der das Paralleldrahtbündel in ein Polyäthylen-Rohr eingeschoben wurde, dessen Härte so eingestellt war, dass sich das Kabel mit Ankerköpfen ringförmig aufwickeln und transportieren liess. Erst vor kurzem wurden von BBR-Zürich Hantierungsversuche mit Grosskabeln dieser Bauart mit 211 Drähten \varnothing 7 mm gemacht (Fig. 31), die zeigten, dass sich selbst so grosse Kabel im Rohr auf Trommeln mit 3,2 m Durchmesser aufhaspeln und transportieren lassen. Das Kunststoffrohr wird an den Ankern abgedichtet, so dass die Drähte im Innern während der Bauzeit gegen Korrosion geschützt sind. Erst nach der Montage, wenn das Kabel unter Eigen-

gewichts-Spannung steht, werden die Hohlräume wie bei Spanngliedern von Spannbeton mit Zement-Injektionsmörtel verpresst, wobei das PE-Rohr den Einpressdruck für rund 50 m Höhenunterschied aushält. Damit wird ein billiger, wirksamer und haltbarer Korrosionsschutz erzielt, und die wirtschaftlichen und technischen Vorteile der Paralleldrahtkabel kommen zum Tragen.

Die Kunststoffrohre am Schillerstrassensteg wurden 10 Jahre nach dem Bau an mehreren Stellen geöffnet (Fig. 32). Der Befund war einwandfrei, die Drähte waren mit dichtem Zementstein umhüllt. Natürlich kann man an Stelle des Zement-Einpressmörtels auch eine Kunststoffmischung mit genügend hohem p_H -Wert verwenden, wenn diese in Zukunft billiger wird oder die derzeit hohen Kosten für den Bauherrn keine Rolle spielen.



Fig. 32. 10 Jahre altes Paralleldrahtbündel mit Zementinjektion – Prüfstelle – Drähte und Zementstein einwandfrei.

5. Anordnung und Abstand der Schrägkabel

Anfänglich hat man nur wenige Schrägkabel gewählt (Fig. 33). Dabei entstehen nicht nur verhältnismässig grosse Balkenmomente und damit schwere Balken, sondern man brauchte auch ziemlich schwere Konstruktionsteile für die Verankerung und Einleitung der konzentrierten Kabelkräfte. Es war das Verdienst von H. HOMBERG, bei der Nordbrücke in Bonn [16] (Fig. 34) einmal das andere Extrem des sehr kleinen Schrägseilabstandes von nur rund 4,50 m in Fahrbahnhöhe gewählt zu haben, das zeigte, wie damit vor allem die Aufhängung wesentlich vereinfacht wird. Heute besteht kein Zweifel mehr, dass ein verhältnismässig kleiner Abstand der Schrägkabel günstig ist; er sollte so gewählt werden, dass man beim Freivorbau ohne Schwierigkeiten bis zum nächsten Schrägkabel frei auskragen kann. Im allgemeinen werden Schrägkabelabstände von etwa 10 bis 25 m günstig sein, wobei man die Abstände in Pylonen-Nähe grösser, in der Mitte der Hauptöffnung und nahe der Endverankerungen kleiner machen sollte, damit die Unterschiede der Kabelkräfte nicht zu gross werden. Die Abstände sollten auch so gewählt werden, dass man möglichst mit je einem Schrägkabel auskommt, wobei heute Kabel mit Bruchlasten bis zu 2000 Mp zur Verfügung stehen. Montage und Verankerung

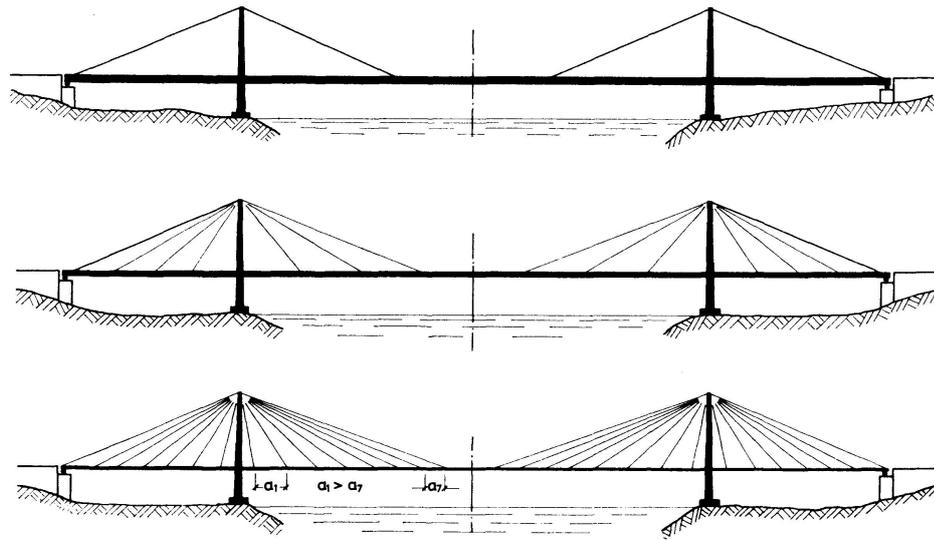


Fig. 33. Die Entwicklung zu vielen dünnen Schrägkabeln mit schlanken Balken.

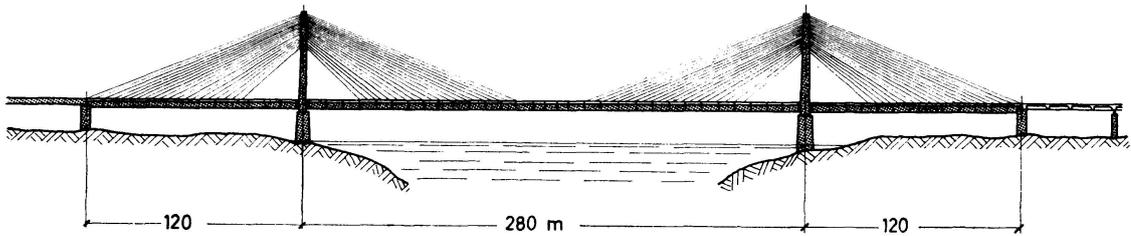


Fig. 34. Ansicht Rheinbrücke Bonn Nord.

WINDWIDERSTANDSBEIWERT c_w EINES GLATTEN, UNENDLICH LANGEN ZYLINDERS

BEI $v = 45 \text{ m/s}$; $T = 20^\circ\text{C}$ ($\nu = 15,9 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2 \text{ s}^{-1}$)

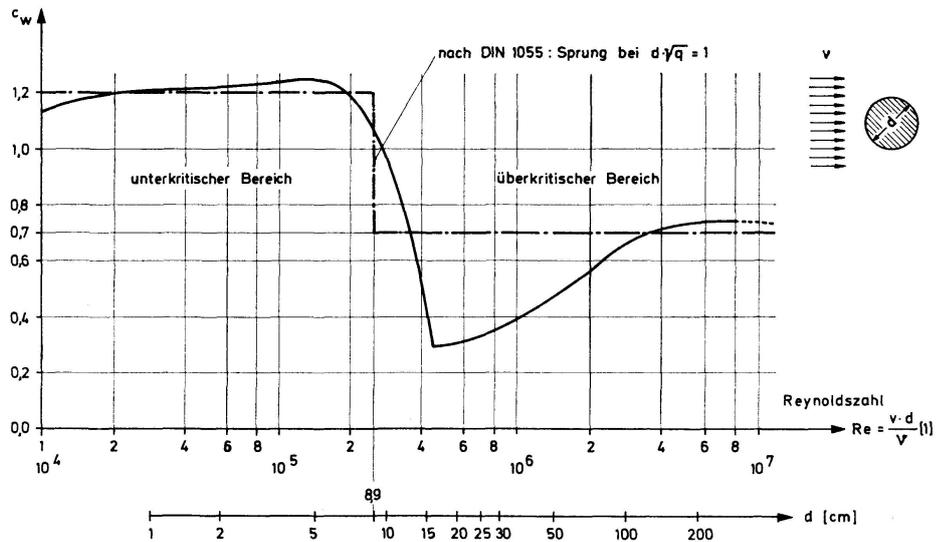


Fig. 35. c_w -Werte von Kabeln in Abhängigkeit von Reynoldszahl und Kabeldurchmesser.

werden dadurch stark vereinfacht, vor allem lassen sich Einzel- oder Doppelkabel mit hydraulischen Pressen leicht auf ihre Sollkraft unter Eigengewicht einstellen und im Schadensfall auch auswechseln.

Bei sehr grossen Schrägkabelbrücken mit vielen Schrägkabeln fallen die Windkräfte auf die Kabel ins Gewicht, so dass es wichtig ist, ihren Durchmesser so zu wählen, dass man eine hohe Reynoldszahl erreicht und damit im überkritischen Bereich mit niedrigem Windwiderstand liegt (Fig. 35). Für Windgeschwindigkeiten von 30 bis 45 m/s genügt dann ein $c_w = 0,7$, während im unterkritischen Bereich $c_w = 1,2$ angesetzt werden muss. Die günstigen Kabeldurchmesser liegen dabei zwischen 12 und 20 cm.

Ob man die fächerartige oder die harfenartige Anordnung oder ein Zwischending wählt, soll zunächst einmal von der Ästhetik her betrachtet werden. Es ist kein Zweifel, dass bei wenigen Kabeln parallele Schrägkabel (Harfenform) vor allem bei zwei Kabel-Ebenen günstiger aussehen als die Fächeranordnung (Fig. 1 und 2). Andererseits erschwert man sich mit der Harfen-Anordnung die konstruktive Durchbildung der Pylonen, in denen die Kabelaufleger in verschiedenen Höhen zum Teil horizontal verschieblich vorgesehen werden müssen. Als besonderer Nachteil fällt bei der Harfenanordnung im Falle von fehlenden Zwischenstützen im Seitenfeld und von nicht horizontal verschieblichen Kabelsätteln die Biegebeanspruchung des Pylonen ins Gewicht, muss doch eine Verkehrslast, die etwa im Viertelpunkt des Hauptfeldes steht, über das nächstgelegene Kabel und über Biegung im Pylonen in das Rückhalte-kabel fliessen. Die Harfenanordnung erfordert ausserdem um rund 15 bis 20% mehr Kabelstahl (Fig. 36), so dass zusammen mit dem Mehraufwand an den Verankerungen in der Fahrbahn und in den Pylonen ein nicht unbeachtlicher Kostenunterschied entsteht. Für die grossen Spannweiten sollten wir daher im allgemeinen der Fächeranordnung den Vorzug geben, wobei eine grosse

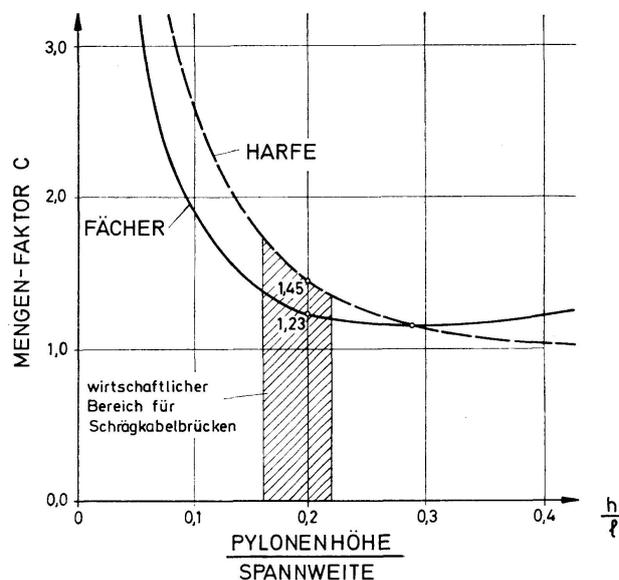


Fig. 36. Kabelstahlmenge für Fächer und Harfe.

Zahl von Kabeln auch in ästhetischer Hinsicht befriedigt, weil sie wie ein leichtes Netz oder wie ein Schleier gegen den Himmel stehen und die Kabel einzeln gar nicht sprechen.

6. Anordnung der Schrägkabel in der Querrichtung

Im letzten Jahrzehnt hat sich bei verschiedenen Brücken die sogenannte Mittelträgerlösung mit nur einer Kabel-Ebene in der Brückenachse durchgesetzt (Fig. 37 und 38), die einen sehr torsionssteifen Hohlkasten bedingt, die aber andererseits – vor allem in ästhetischer Hinsicht – der Lösung mit zwei Kabel-Ebenen entlang der Brückenränder bei den üblichen Spannweiten



Fig. 37. Rheinbrücke Maxau, Mittelträgerbrücke (Entwurf L. Wintergerst).

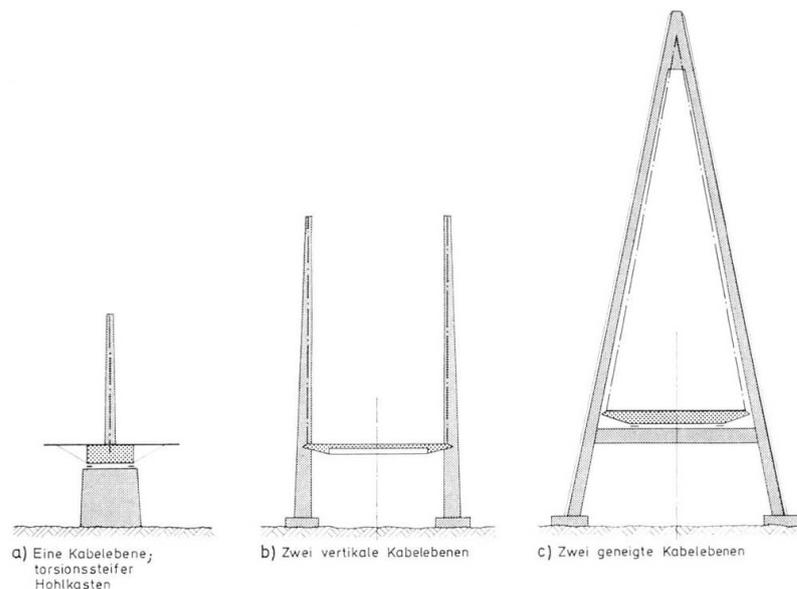


Fig. 38. Anordnung der Kabelebenen im Querschnitt.

von 100 bis 300 m zweifellos vorzuziehen ist. Wir haben einmal untersucht, bis zu welchen Spannweiten diese Mittelträgerlösung im Hinblick auf die Steifigkeit und Wirtschaftlichkeit noch brauchbar ist und fanden, dass die Grenze etwa bei 600 m Spannweite der Hauptöffnung liegt.

Für die Öffnungsweiten über 600 m verdient zweifellos die Aufhängung entlang der Brückenränder mit zwei Kabelebenen den Vorzug, schon weil damit der flache windschnittige Querschnitt besser ermöglicht wird. Bei der Betrachtung der Windschwingungen haben wir ausserdem gesehen, dass die Zusammenführung der Kabel zu einem Pylonensattelager über der Brückenachse auf einem A-förmigen Pylon mithilft, Torsionsschwingungen zu verhüten, so dass sich diese Lösung für grosse Spannweiten als die günstigste anbietet. Ein in gestalterischer Hinsicht befriedigender A-förmiger Pylon lässt sich allerdings nur bei bestimmten Voraussetzungen der Verhältnisse von Brückenbreite zu Pylonenhöhe und zur Brückenhöhe über dem Gelände oder Wasser entwickeln, so dass hier auch ästhetische Gesichtspunkte noch zu berücksichtigen sind.

7. Zur Aufhängung der Brückentafel

Bei den ersten Schrägkabelbrücken, wie z. B. bei der Rheinbrücke Düsseldorf-Nord, hat man die Balkenträger als Hohlkasten in der Kabel-Ebene angeordnet, so dass die Kabel unmittelbar im Hauptträger verankert werden konnten (Fig. 39), was die Einleitung der Kabelkräfte in den Überbau erleichtert.

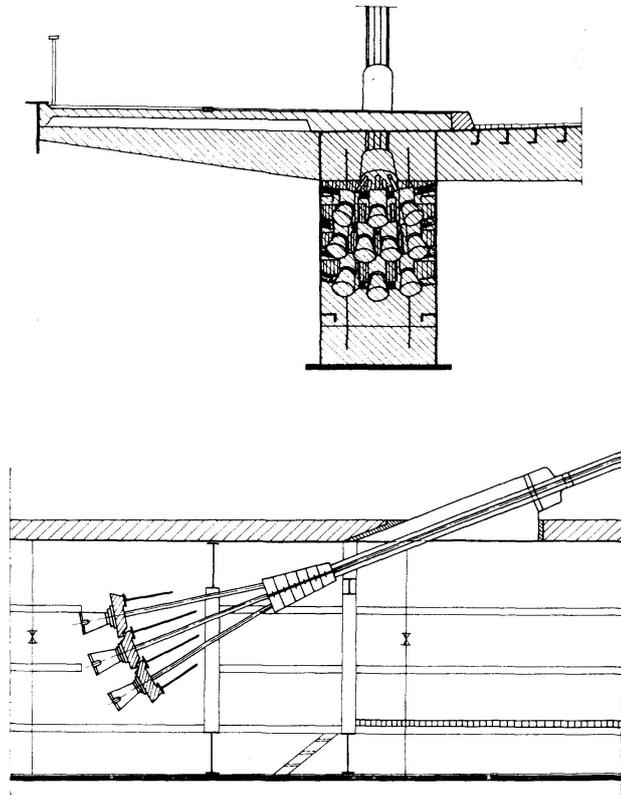


Fig. 39. Schnitt durch Hohlkasten-Hauptträger der Rheinbrücke Düsseldorf Nord mit Kabelverankerung.

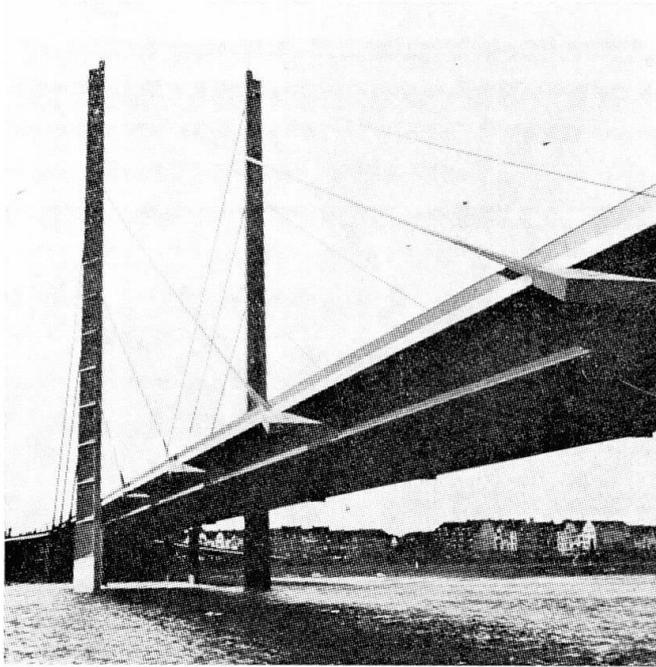


Fig. 40. Konsolen zur Aufhängung der Kniebrücke Düsseldorf.

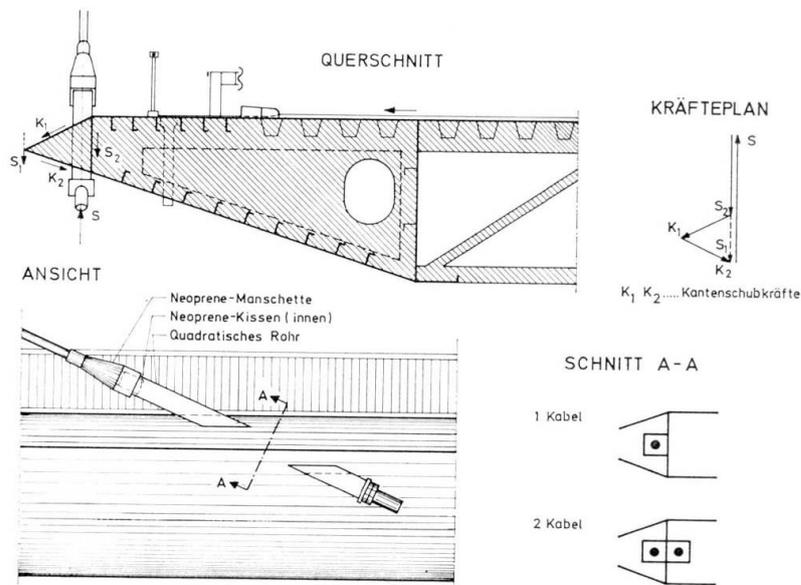


Fig. 41. Einfachste Aufhängung mit Einzelkabeln am Rand der dreieckigen Hohlkasten bei Querschnitten wie Bild 25.

tert. Der weit aussen liegende Hauptträger ist aber in aerodynamischer und ästhetischer Hinsicht ungünstig. Rückt man den Hauptträger weiter nach innen, so braucht man für die Aufhängung Querträger oder Konsolen, wie sie z. B. bei der Kniebrücke Düsseldorf gewählt wurden (Fig. 40). Solche Querträger sind in konstruktiver Hinsicht aufwendig und sollten in Zukunft vermieden werden.

Eine besonders günstige Lösung erhalten wir durch den schon gezeigten, neuentwickelten windschnittigen Querschnitt mit dreiecksförmigen Hohlkasten entlang der Brückenränder (Fig. 41). Am Rand dieser Hohlkasten

lassen sich die Kabelanker bequem so unterbringen, dass sich die Kabelanker bei der Montage leicht einfädeln und ausrichten lassen. Die Blechtafeln des Hohlkastens sind geeignet, sowohl die vertikalen wie auch die horizontalen Komponenten der Kabelkräfte in den Überbau einzuleiten. Dabei ist es zweckmässig, das schräg liegende Ankerrohr unmittelbar ausserhalb des vertikalen Steges am Beginn der Windnase anzuordnen und die Bleche der Windnase konstruktiv mit heranzuziehen. Die Abstände der Aufhängepunkte sind von der Querträgerteilung fast unabhängig und können leicht variiert werden. Diese Verankerungsart führt zu einem Mindestaufwand an verstärkten Blechen und Schweissnähten, so dass die normalen Abmessungen des Überbaues nur in einem kleinen Bereich verändert werden. Diese Eigenschaften sind natürlich sowohl für die Fertigung des Überbaues in der Werkstatt als auch für die Montage vorteilhaft.

8. Lagerung der Kabel auf den Pylonen

Wenn man die gebauten Schrägkabelbrücken durchsieht, dann findet man sehr verschiedenartige Lösungen für die Lagerung der Kabel auf oder in den Pylonen. In den letzten Jahren wurden die Seile oder Kabel an den Pylonen

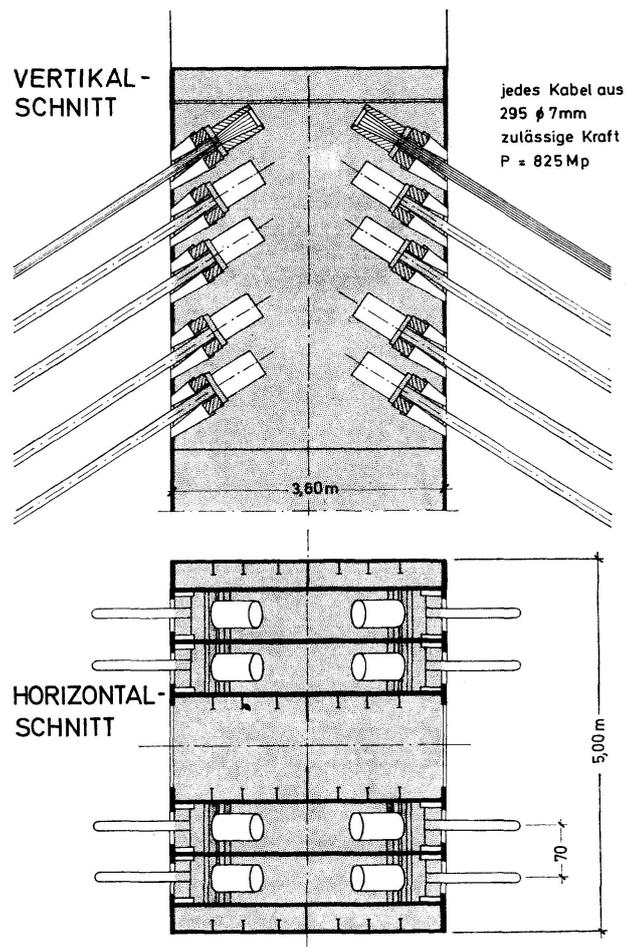


Fig. 42. Pylonenkopf Rheinbrücke Mannheim – Kabel getrennt und verankert.

meist unterbrochen, mit Ankerköpfen versehen und in angeschweissten Stahlbacken gelagert, wobei die Kabelzugkräfte zwischen den Ankern von dicken Stahlblechen übertragen werden müssen. Als Beispiel sei die Lösung bei der zweiten Rheinbrücke Mannheim gezeigt (Fig. 42). Wenn man sich jedoch in der Werkstatt den riesigen Aufwand beim Schweißen solch schwerer Stahlkonstruktionen ansieht und bedenkt, was Kabelanker kosten, dann ist es klar, dass man bei der weiteren Entwicklung wieder zu den über einen Sattel durchlaufenden Kabeln zurückkehren sollte (Fig. 43). Wir haben diese Lösung für Brücken mit 750 und 1300 m Spannweite vollständig durchgearbeitet und fanden, dass es nicht allzu schwierig ist, am Pylonenkopf entsprechende Sattel-

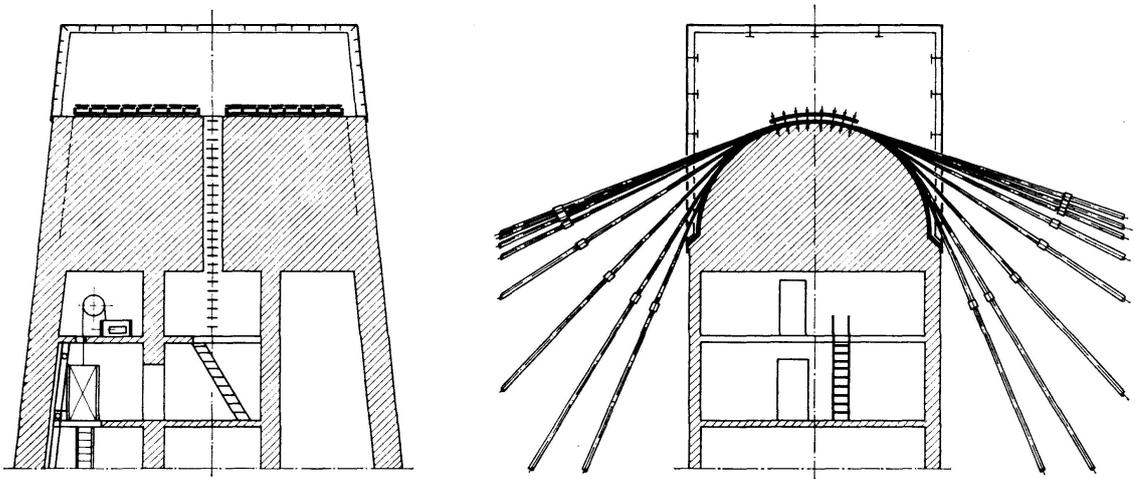


Fig. 43. Pylonenkopf mit durchlaufenden Kabeln (Entwurf Messinabrücke).

lager auszubilden. Man kann dort die Kabel weitgehend nebeneinanderlegen. Soweit Differenzkräfte von Schrägkabeln auf die Rückhaltekräfte zu übertragen sind, kann dies durch zusätzliche Klemmkraften geschehen, ohne dass dadurch die Querpressung für die Drähte zu gross wird. Man wird allerdings einen verhältnismässig grossen Radius des Kabelsattels wählen müssen, der sich jedoch bei den Grossbrücken von selbst ergibt.

Bei Paralleldrahtkabeln kann man die Bündel in einem gewissen Abstand vor dem Sattel mit einer Schelle versehen und die Drähte im Sattelpbereich in zwei bis vier Lagen flach nebeneinanderlegen. Man kann aber auch die Krümmung durch eine berechenbare Verdrehung des Bündels so einstellen, dass die Ordnung des Bündels auch im Krümmungsbereich des Sattels ohne bedenkliche Zusatzspannungen erhalten bleibt.

Nebenbei sei bemerkt, dass wir bei den sehr grossen Brückenspannweiten wiederholt Stahlpylonen mit Betonpylonen verglichen haben und fanden, dass Betonpylonen um so günstiger abschneiden, je grösser die Spannweite ist. Es ergaben sich Kostenersparnisse bis zu 40%.

9. Beispiele

Unter den in den letzten Jahren von den Verfassern beratenen oder in ihrem Büro durchgearbeiteten Brücken mit mehr als 600 m Spannweite sei zunächst die Brücke über die Hafeneinfahrt von Vancouver, Kanada, genannt²⁾, bei der eine Hauptöffnung von 750 m mit 61 m Durchfahrtshöhe vorgeschrieben war, wobei 8 Spuren für Strassenverkehr und 2 Gleise für eine Schnellbahn vorzusehen waren (Fig. 44). Für dieses Projekt wurden sowohl

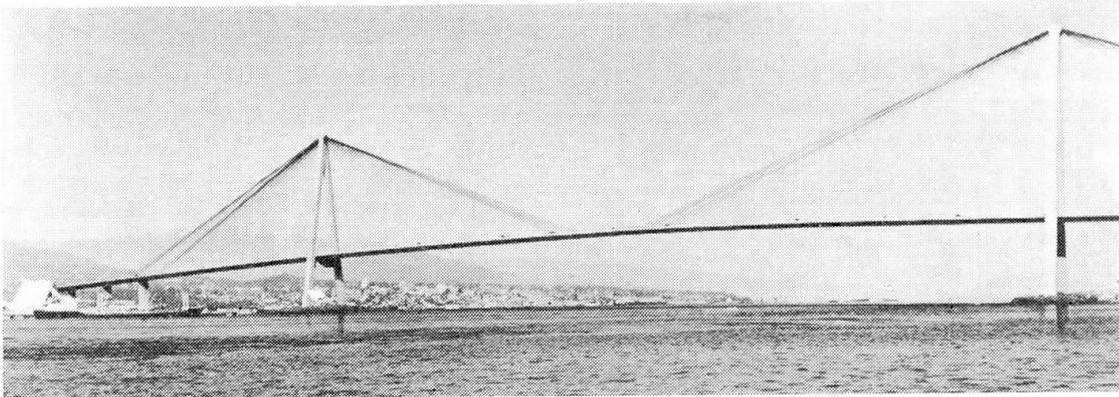


Fig. 44. Entwurf einer Brücke über die Hafeneinfahrt von Vancouver B.C. mit $l = 750$ m.

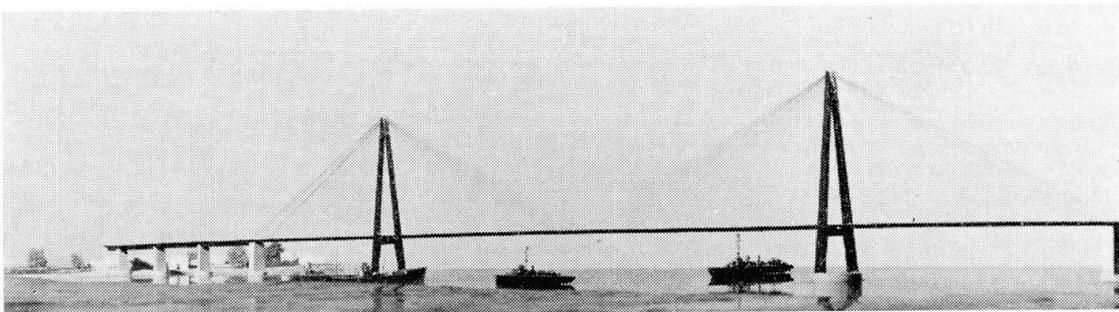


Fig. 45. Entwurf der «Gruppo Lambertini» für die Messinabrücke mit max. $l = 1300$ m.

eine moderne Hängebrücke als auch eine Schrägkabelbrücke vollständig durchgearbeitet. Der Vergleich fiel eindeutig zugunsten der Schrägkabelbrücke aus, so dass nur diese dem Bauherrn zur Entscheidung vorgelegt wurde. Die Bemessung machte an keiner Stelle Schwierigkeiten. Der Brückentwurf steht zur Zeit noch im Wettbewerb mit einem Tunnelentwurf.

Das interessanteste Projekt der letzten zwei Jahre war zweifellos die geplante Brücke über die Strasse von Messina von Kalabrien nach Sizilien, für die ein internationaler Wettbewerb ausgeschrieben war, bei dem 144 Entwürfe eingegangen waren. Die Verfasser arbeiteten dabei in der «Gruppo Lambertini» mit, der als Stahlbauer auch Professor F. de Miranda, Mailand, angehört (Fig. 45). Der Entwurf erhielt einen ersten Preis. Auch hier ergab sich ein-

²⁾ Consulting Engineers: Swan Wooster and CBA, Vancouver, B.C.

deutig, insbesondere im Hinblick auf den zweigleisigen schweren Eisenbahnverkehr, dass die Schrägkabelbrücke mit den hier beschriebenen Merkmalen eine zuverlässige und wirtschaftliche Lösung ergibt. Bei der Bemessung sind keine Schwierigkeiten aufgetreten und nach unserem bisherigen Wissensstand kann der Bau und die Montage ohne bedenkliches Risiko durchgeführt werden. Da die Strasse von Messina ein ausgesprochenes Erdbebengebiet ist, mussten natürlich für die Sicherheit gegen Erdbeben besondere Lösungen entwickelt werden. Es sei hier nur festgestellt, dass es möglich ist, die Schrägkabelbrücke in dieser Hinsicht mit einer sehr grossen Sicherheit zu versehen.

Bei dem Wettbewerb wurden 6 erste Preise verteilt; ein anderer erster Preis wurde dem Projekt einer 3000 m weit gespannten Hängebrücke mit 600 m hohen Stahlpylonen der von Professor Musmeci geführten Gruppe zuerkannt (Fig. 46 und 47). Dieses phantastische Projekt hat sowohl in der Tages- wie in der Fachpresse viel Aufsehen erregt, ohne dass es kritisch betrachtet worden wäre. Die Verfasser bezweifeln, dass diese Brücke aerodynamisch stabil wäre und sehen auch in der Ausführung grosse Schwierigkeiten, schon bei der Herstellung der Hilfsstege für den Zusammenbau der Kabel und insbesondere bei der Teilung der Kabel in 270 m Höhe. Unseres

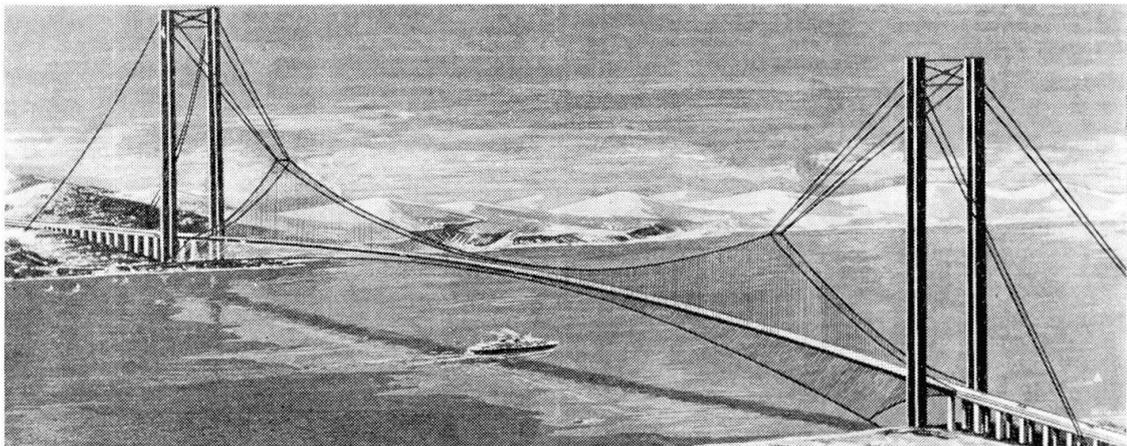


Fig. 46. Entwurf der Gruppe Musmeci für die Messinabrücke, max. $l = 3000$ m.

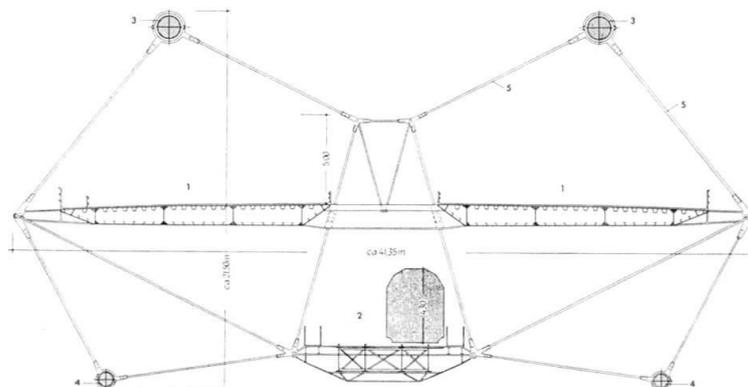


Fig. 47. Entwurf Musmeci - Querschnitt.

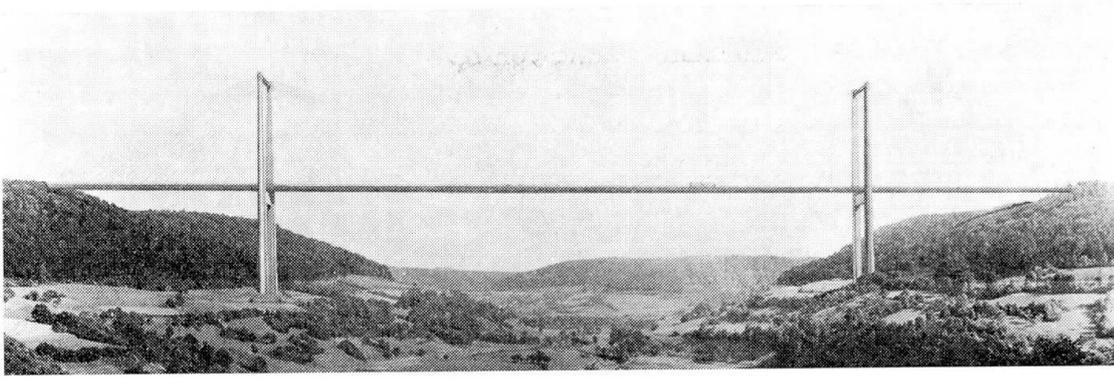


Fig. 48. Entwurf für eine hohe Talbrücke mit $l = 620$ m.

Erachtens scheidet das Projekt jedoch in erster Linie an den ungeheuer hohen Kosten, die mit 300 Milliarden Lire angegeben wurden, während das Projekt Lambertini mit rund 100 Milliarden Lire errichtet werden kann. Für das Musmeci-Projekt ergibt sich ein sehr hoher Stahlbedarf von rund 285 000 Tonnen, in der Hauptsache Kabelstahl, während man beim Projekt Lambertini mit 120 000 Tonnen, vorwiegend St 52, auskommt. Es bleibt abzuwarten, wie sich die italienische Regierung entscheidet.

Als drittes Projekt sei eine geplante hohe Talbrücke für eine Autobahn in Deutschland erwähnt, bei der das Tal in rund 200 m Höhe über dem Fluss und in einer Länge von rund 1160 m überquert werden muss. Hierfür arbeitet das Büro Leonhardt und Andrä sowohl Balken- als auch Bogen- und Rahmenbrücken-, aber auch zwei Schrägkabelbrückenentwürfe durch. Die Ergebnisse zeigten, dass die Schrägkabelbrücke mit rund 620 m Spannweite (Fig. 48) voraussichtlich die wirtschaftlichste Lösung ergibt, zudem bei ihr keine Montage-Hilfspfeiler nötig sind, was bei einer Höhe der Fahrbahn über dem Tal von 170 bis 200 m natürlich ein grosser Vorteil ist.

Diese Beispiele zeigen, dass die geschilderten Vergleiche für die Überlegenheit der Schrägkabelbrücke für Spannweiten über 600 m durch mehrere Projekte mit sorgfältig bearbeiteten Vergleichsentwürfen bestätigt wurden.

Literaturnachweis

- [1] DISCHINGER, F.: Hängebrücken für schwerste Verkehrslasten. *Der Bauingenieur* 24 (1949), S. 65 und S. 107.
- [2] Nordbrücke Düsseldorf. Buch, herausgegeben von der Landeshauptstadt Düsseldorf 1958.
- [3] SCHÄCHTERLE, K. und LEONHARDT, F.: Stahlbrücken mit Leichtfahrbahnen. *Die Bautechnik* 1936, S. 626.
- [4] LEONHARDT, F.: Leichtbau – eine Forderung unserer Zeit. Anregungen für den Hoch- und Brückenbau. *Die Bautechnik* 1940, Hefte 36 und 37.
- [5] CICHOCKI, F.: Bremskraftableitung bei Brücken. *Der Bauingenieur* 36 (1961), S. 304.
- [6] ERNST, H. J.: Der E-Modul von Seilen unter Berücksichtigung des Durchhanges. *Der Bauingenieur* 40 (1965), S. 52.

- [7] BEYER, K.: Die Statik im Stahlbetonbau, 2. Auflage, Springer-Verlag 1956, S. 140.
- [8] SCHREIER, G.: Beiträge zur Anwendung von baustatischen Methoden auf Probleme der Verformungstheorie, Dissertation TH Karlsruhe 1961.
- [9] LEONHARDT, F.: Zur Entwicklung aerodynamisch stabiler Hängebrücken. Die Bautechnik 45 (1968), Heft 10 und 11.
- [10] DAVENPORT, A. G. u. a.: A study of wind action on a suspension bridge during erection and on completion. Research Report of University of Western Ontario, Canada, BLWT, 3, 69.
- [11] WARDLAW, R. L. und PONDER, C. A.: Wind Tunnel Investigation of the Aerodynamic Stability of Bridges. Proceedings of the Canadian Structural Engineering Conference 1970, Toronto.
- [12] GRAF, O. und BRENNER, E.: Versuche mit Drahtseilen für eine Hängebrücke. Die Bautechnik 19 (1941), Heft 38.
- [13] LEONHARDT, F.: Kabel mit hoher Ermüdungsfestigkeit für Hängebrücken. IVBH Kongress 1964, Rio de Janeiro, Vorbericht, S. 519 bis 524.
- [14] ANDRÄ, W. und ZELLNER, W.: Zugglieder aus Paralleldrahtbündeln und ihre Verankerung bei hoher Dauerschwellbelastung. Die Bautechnik 46 (1969), Heft 8 u. 9.
- [15] LEONHARDT, F. und ANDRÄ, W.: Fussgängersteg über die Schillerstrasse in Stuttgart. Die Bautechnik 1962, Heft 4.
- [16] THUL, H.: Die Friedrich-Ebert-Brücke über den Rhein in Bonn. Der Bauingenieur 1971, Heft 9, S. 327.

Zusammenfassung

Die vergleichenden Untersuchungen ergaben, dass die Schrägkabelbrücke mit fächerartiger Anordnung der Spannkabel im Abstand von 10 bis 25 m (entlang der Fahrbahn gemessen) auch bei Spannweiten über 600 m der Hängebrücke in technischer und wirtschaftlicher Hinsicht überlegen ist. Die Überlegenheit gilt besonders auch im Hinblick auf die aerodynamische Stabilität. Günstige Steifigkeitsverhältnisse lassen sich durch hohe Kabelspannungen erreichen. Im Querschnitt muss die Brückentafel flach und windschnittig geformt sein und eine spitzwinklige Windnase aufweisen. Bei den grossen Spannweiten verdient der A-förmige Pylon mit entsprechend schräg geneigten Kabelebenen den Vorzug vor senkrechten Doppelpylonen.

Summary

Comparative investigations have shown that also for spans in excess of 600 m the fan-shaped cable-stayed bridge with cables spaced at 10 to 25 m (measured along the roadway) is economically and technically superior to the suspension bridge. This superiority holds in particular with regard to aerodynamic stability. In order to obtain favourable ratios of stiffness, high cable stresses are necessary. The bridge beam must have a flat and aerodynamically shaped cross section with a sharp-edged wind nose. For large spans the A-

shaped pylon with corresponding inclination of the planes of the cables is to be preferred in comparison with vertical twin pylons.

Résumé

Il ressort des études comparatives que les ponts à haubans, dont les câbles disposés en éventail ont (au niveau du tablier) un espacement de 10 à 25 m, sont techniquement et économiquement supérieurs aux ponts suspendus, même lorsque les portées excèdent 600 m. Cette supériorité est particulièrement nette au point de vue de la stabilité aérodynamique. On obtient des rapports favorables des rigidités au moyen des taux élevés des contraintes dans les haubans. La section du tablier doit être plate et aérodynamique, elle doit disposer d'un «bord d'attaque aigu». Pour les grandes portées on devrait préférer aux doubles pylônes verticaux le pylône en forme de A, les plans des câbles étant inclinés en conséquence.

Leere Seite
Blank page
Page vide