

# Entwicklungstendenzen und Konstruktionselemente von Schrägseilbrücken

Gerhard Girmscheid \*)

Im internationalen Bereich haben sich in den letzten zehn Jahren Schrägseilbrücken aus Stahlbeton- und Verbundkonstruktionen für große Spannweiten als äußerst wirtschaftlich erwiesen. In vielen, weit verstreuten und sich widersprechenden Veröffentlichungen wurde über ausgeführte Bauwerke und Einzelprobleme berichtet, teils wurden Bauwerke vorgestellt, die noch spezifische Tragelemente der Hängebrücke enthielten. Daher erscheint es sinnvoll, eine zusammenfassende Darstellung der bisherigen Erkenntnisse vorzunehmen und auf Detailfragen einzugehen, die für diese Bauwerke spezifisch sind. Die Anforderungen an die Gestaltung der Einzeltragglieder werden systematisch aus den statischen Anforderungen unter Berücksichtigung der systemimmanenten Steifigkeit des Tragsystems und der Notwendigkeit der rationellen und wirtschaftlichen Herstellung abgeleitet.

Development trends and structural elements for stayed girder bridges. During the course of the past ten years, stayed girder bridges employing reinforced concrete and composite construction methods for large spans have proved extremely cost-effective throughout the world. The publications dealing with structures which have been executed and the individual problems encountered covered a wide range of different topics and were often contradictory. In a number of cases, structures were presented which still included loadbearing elements inherent to the suspension bridge. For this reason, it seems expedient to provide a comprehensive outline of the results obtained to date and to discuss detailed questions specific to these structures. The demands placed on the design of the individual loadbearing members are systematically derived from the structural requirements, consideration being given to the stiffness inherent in the loadbearing system and to the necessity of rational and economical production.

## 1 Einführung

Schrägseilbrücken bestehen aus folgenden Traggliedern: Versteifungsträger, Seile, Pylon. Der Versteifungsträger wird so mit den Seilen verbunden, daß dieser quasi elastisch gelagert ist. Die Seile sind am Pylon befestigt und geben dort ihre Kräfte ab.

Man unterscheidet drei Grundsysteme (Bild 1):

1. Fächersystem,
2. Harfe,
3. Modifiziertes Fächersystem.

Beim *Fächersystem* werden alle Kabel in einem Kabelsattel verankert. Bei vielen Kabeln kann dies jedoch zu Platzproblemen am Pylonkopf führen. Die *Harfe* hat ein besonders schönes, ästhetisches Aussehen. Die Kabel werden im Pylon in quasi äquidistanten Abständen verankert, sie werden aufgrund ihrer gleichen Neigung aber schlecht ausgenutzt [3]. Das *modifizierte Fächersystem* verbindet zum großen Teil die Vorteile beider vorheriger Systeme. Die Kabel werden gut ausgenutzt. Die Verankerung im Pylon ist genügend weit auseinandergezogen. Aufgrund der relativ vielen Kabel bildet sich ein Schleier aus relativ dünnen Kabeln aus. Dadurch wird ein ästhetisches Erscheinungsbild geprägt.

\*) Dr.-Ing. Gerhard Girmscheid, Bilfinger + Berger Bauaktiengesellschaft, Auslandsbereich, Postfach 15 09, 6200 Wiesbaden

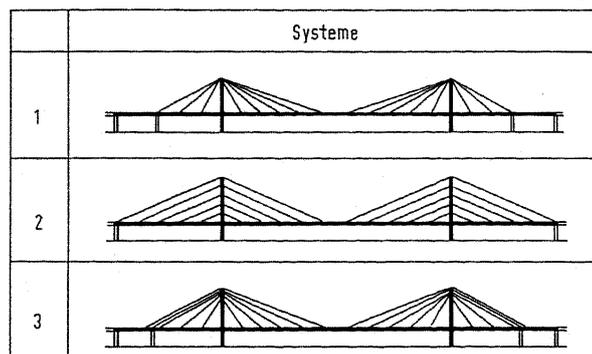


Bild 1. Grundsysteme von Schrägseilbrücken

## 1.1 Entwicklungstendenz

Der Entwicklungstrend bei Schrägseilbrücken geht von Systemen mit wenigen, großen Kabeln zu den kleinen Multikabelsystemen [5], die in quasi äquidistanten Abständen aufgehängt sind (Bild 2).

Schrägseilbrücken mit wenigen großen Kabeln benötigen:

1. besondere Baubehelfe, um die großen Bereiche zwischen den Aufhängungen zu überbrücken,
2. besondere lokale Versteifungen im Längsträger,
3. besondere Maßnahmen zur Verankerung der Kabel im Querträger.
4. Die großen Kabel sind oft nicht mehr konfektioniert, darum müssen sie auf der Baustelle gewickelt werden.

Die Multikabelsysteme ermöglichen erst eine ökonomische, rationale Lösung. Den Seilabstand wählt man so eng, daß:

1. konfektionierte Seile eingesetzt werden können,
2. beim Freivorbau keine besonderen Hilfseinrichtungen erforderlich sind und somit ein billiger und schneller Bauablauf gewährleistet ist.
3. Dadurch werden Biegemomente und Querkräfte im Streckträger klein. Die Beanspruchung wird über die gesamte Brücke gleichmäßig.

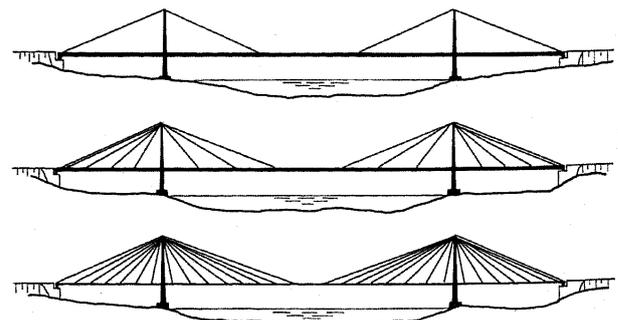
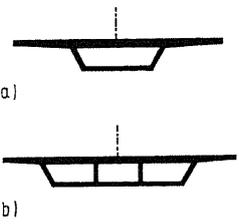
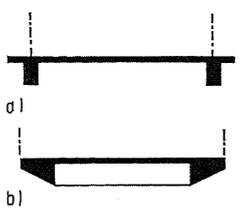


Bild 2. Entwicklungstendenz vom Mono- zum Multikabelsystem

Tabelle 1. Gegenüberstellung von Systemen mit einer Kabelebene und zwei Kabelebenen

	Eine Kabelebene	Zwei Kabelebenen
1.	Torsionssteifer Querschnitt erforderlich (Hohlkasten)	Kein torsionssteifer Querschnitt erforderlich (z. B. U-förmiger Querschnitt ausreichend). Somit leichter Streckträger
2.	Gegenüber zwei Kabelebenen: größere Kabel bei gleichem Abstand oder gleiche Kabel bei geringerem Abstand	Durch geringere Kabeldurchmesser gegenüber einer Kabelebene einfachere Verankerung
3.	—	Höhere räumliche Systemsteifigkeit
4.	Beispiele: 	Beispiele: 

- Daraus folgt eine geringe Bauhöhe, die nur vom Seilabstand und damit von der Gesamtlänge der Brücke unabhängig ist.
- Das Auswechseln von Kabeln während des Verkehrs wird möglich.

Die Wirtschaftlichkeit der Konstruktion läßt sich weiter steigern wenn man zwei Kabelebenen verwendet (Tabelle 1).

### 1.2 Schnittgrößenverlauf und allgemeine Konstruktionsgrundsätze

Durch eine enge Seilaufhängung ist der Versteifungsträger elastisch gebettet, es entstehen nur kleine Querkräfte und Biegemomente. Der Vergleich mit den Biegemomenten eines gleich weit gespannten Balkens zeigt die Größenordnung der Unterschiede (Bild 3).

Wie aus dem prinzipiellen Schnittkraftverlauf einer Schrägseilbrücke zu ersehen ist, ist die in Längsrichtung wirkende Normalkraft, die durch die Horizontalkomponente der Schrägseile hervorgerufen wird, die größte Schnittkraft im Versteifungsträger.

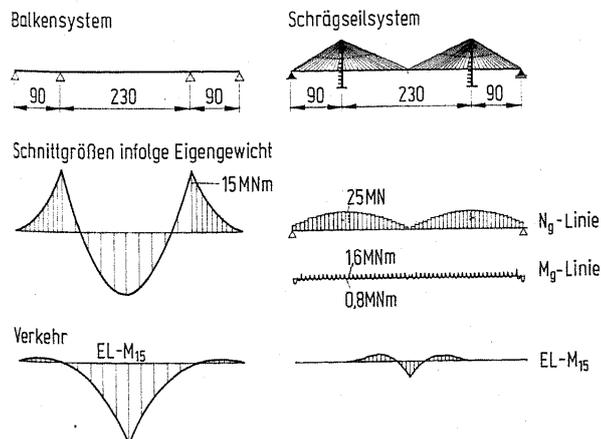


Bild 3. Biegemomentenvergleich von Balken- und Schrägseilbrücke

Bei einer globalen Traganalyse einer Schrägseilbrücke gelangt man zu der Feststellung, daß der gesamte Streckträger in Analogie zum elastisch gebetteten Balken betrachtet werden kann. Dadurch ergeben sich folgende *dominierende Schnittgrößen*:

1. Streckträger: große Normalkräfte, kleine kontinuierlich zwischen der Seilaufhängung verlaufende Biegemomente
2. Platte: meist überdrückt durch die Normalkräfte im Streckträger
3. Seile: Zug
4. Pylon: große Normalkräfte (gesamtes Brückengewicht + Verkehr), möglichst geringe Momente aus exzentrischem Verkehr, etc.

Eine wirtschaftliche Lösung ergibt sich immer, wenn man die spezifischen Eigenschaften von Beton und Stahl konsequent nutzt.

Man sollte daher Bauglieder, die hauptsächlich unter Druckspannungen stehen, aus dem verhältnismäßig billigen Stahlbeton herstellen, Tragglieder, die stark durch Zugspannungen beansprucht werden, aus Stahlprofilen.

Wenn man diese Kriterien unter dem Aspekt der Gesamtoptimierung des Bauwerks zusammenfaßt, gelangt man zu dem Konzept, den Versteifungsträger möglichst leicht zu bauen, um geringe Kabelquerschnitte zu bekommen. Dies hat weiter zur Folge, daß die Massen nicht nur beim Versteifungsträger und bei den Kabeln reduziert werden, sondern auch beim Pylon und der Gründung. Allerdings ist noch darauf hinzuweisen, daß die Ausnutzung der statischen Kabelspannung vom Verhältnis der Ober- zur Unter- spannung abhängt. Wird der Versteifungsträger sehr leicht, z. B. bei einer reinen Stahlversion, dann kann das Eigengewicht bis auf die Größenordnung der Verkehrslast sinken [7]. Bei diesen niedrigen Schwingungsbreiten sind große Zuggliedquerschnitte erforderlich, die die Kosten wesentlich erhöhen, weil die zulässige statische Festigkeit stark reduziert werden muß. Daher ist gerade die reine Stahlversion mit ihrer aufwendigen orthotropen Platte trotz ihres geringen Gesamtgewichts meist nicht ökonomisch. Statt dessen verwendet man leichte und billige Streckträger aus Stahlbeton oder Verbundkonstruktion mit einer Schwingbreite von  $\alpha = 0,75$  bis  $0,9$ .

Ökonomische Lösungen erhält man, wenn man folgende Tragglieder auswählt:

- Stahlbeton- oder Stahlhauptträger
- Stahlbetonplatte statt teurer orthotroper Stahlplatte
- Stahl- bzw. Spannbetonquerträger
- Stahlbeton- bzw. Spannbetonpylon.

## 2 Schrägseile

### 2.1 Einführung

Die Schrägseile sind ein entscheidendes Tragelement der Schrägseilbrücke. Sie tragen wesentlich zur Systemsteifigkeit und Systemdämpfung bei. Heute verwendet man meist fabrikmäßig vorgefertigte Seile, die mit einem endgültigen oder temporären Korrosionsschutz versehen sind. Die *geschlagenen Seile* sowie die *Paralldrahtseile* bestehen im Regelfall aus Einzeldrähten mit 5-7 mm Durchmesser [11]. Diese Stahldrähte haben einen höheren Kohlenstoffanteil als Baustahl und dementsprechend eine wesentlich höhere Festigkeit. Dies wird jedoch erkauft durch eine wesentlich geringere Duktilität, die sich aus der Bruchdehnung ablesen läßt. Für Schrägseilbrücken verwendet man meist folgende Seilarten (Bild 4):

1. Parallelseile mit Litzen oder Drähten [17]
2. Vollverschlossene Seile [19]
3. Spannstabstahlbündel oder Einzelstäbe [18], [23].

Das Kabel besteht aus der Verankerung und dem Seil; neben der statischen Festigkeit muß es vor allem eine ausreichende (dyna-

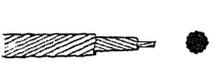
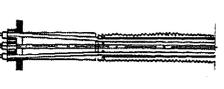
Gruppen Nr.	Kabelart	Skizze	max $\Phi$ (mm)	Bruch <sup>xx)</sup> last (kN)	E-Modul (N/mm <sup>2</sup> )	Korrosionsschutz	Anwendung
1.	Geschlagene Seile (Spiralseile)		16,5	225	15 · 10 <sup>4</sup>	- Verzinkte Drähte - Anstrich	- Hilfsabspannung und Zugseile für die Montage
	a) Offene Spiralseile						
	b) Vollverschlossene Spiralseile		123 <sup>x)</sup>	15000	16 · 10 <sup>4</sup>	- Mech. Schutz durch Z-Drähte - Innere Drähte in Zinkstaub o. Mennin. - Drähte verzinkt - Auß. Anstrich	- Haupttragseile
	c) Rundlitzenseile		50	1800	9 · 10 <sup>4</sup> bis 12 · 10 <sup>4</sup>	- Verzinkt oder - Anstrich	- Montagehilfsseile
2.	Parallelseile						
	a) Paralleldrahtseile		160 <sup>x)</sup>	18000	19,5 · 10 <sup>4</sup>	a) Temporär - Litzen geölt, in Hart-PE-Hüllrohr	- Haupttragseile
b) Parallellitzenseile		160 <sup>x)</sup>	30000	20,5 · 10 <sup>4</sup>	b) Endgültig - Hüllrohr wird mit Kunststoffvergütetem Zement injiziert		
3.	Stabspannstahl						
	a) Einzelstäbe		26-32			- Anstrich	- Haupttragseile
b) Stabbündel aus Einzelstäben		250 <sup>x)</sup>	15000	20,5 · 10 <sup>4</sup>	- In Hüllrohr aus PE oder Stahl mit Zement injiziert		
		x) Größere $\Phi$ möglich	xx) Ungefähre Größenordnung				

Bild 4. Seilarten für Schrägseilbrücken

mische) Ermüdungsfestigkeit aufweisen, denn die Kabelkräfte erzeugen oft eine große Beanspruchungsspannweite zwischen Ober- und Unterspannung. In Tabelle 2 ist die Tragfähigkeit der Kabel zusammengestellt [12], [13].

### 2.2 Kritische Betrachtung

Die vollverschlossenen Seile sind sehr aufwendig in der Herstellung. Dagegen werden die Parallelseile und Spannstäbe nur in sorgfältig gekämmten parallelen Lagen gebündelt und dann mit einer Litze in großer Ganghöhe umschnürt, was wesentlich geringere Herstellungskosten verursacht. Es ist nicht verständlich, daß am Markt kaum eine preisliche Differenz zwischen den Seilarten bei Wettbewerben festzustellen ist. Daher ist es erforderlich, beim Entwurf alle Optionen offen zu halten, um das günstigste Angebot im Hinblick auf die Gesamtoptimierung der Konstruktion auszuwählen.

Die günstigen festigkeitssteigernden Einflüsse bei Parallelseilen kommen bei Betonschrägseilbrücken nicht voll zur Wirkung, da bei diesen Brücken meist  $\alpha \geq 0,7$  bzw.  $\Delta\sigma \leq 150$  N/mm<sup>2</sup> ist. Damit sind auch vollverschlossene Seile eine gute Lösung trotz geringeren E-Moduls.

### 2.3 Steifigkeit der Schrägkabel EA

Die Steifigkeit der Schrägseilbrücken hängt größtenteils von der Steifigkeit EA der Schrägkabel ab. Diese Steifigkeit wird jedoch nicht nur beeinflusst durch den E-Modul, der von der Seilart abhängt, sondern auch durch den Durchhang  $f$  der Seile [10], der unabhängig von der Seilart ist (Bild 5). Um in der Statik mit

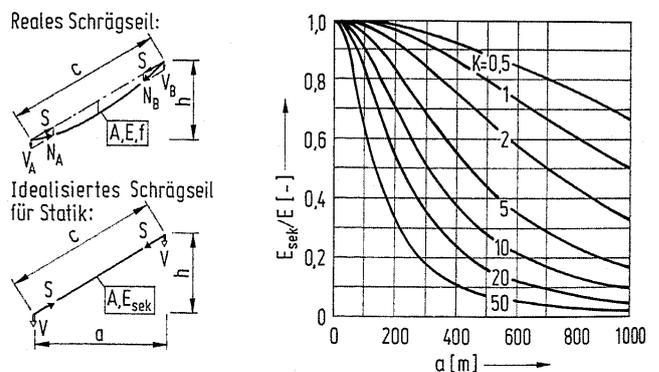


Bild 5. Steifigkeitsänderung des Seils in Abhängigkeit des Durchhangs

einem idealisierten geraden Seil ohne Durchhang arbeiten zu können, muß der Sekantenmodul errechnet werden, der den Durchhang berücksichtigt. Die elastische Beziehung lautet:

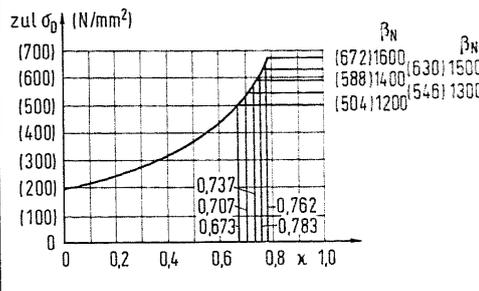
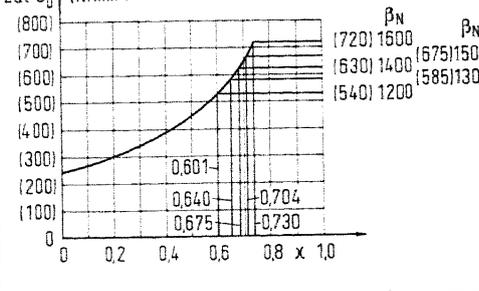
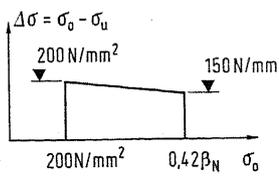
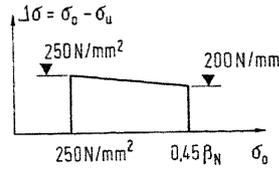
$$\frac{E_{sek}}{E} = \frac{1}{1 + K \cdot a^2 \cdot 10^{-6}} \quad (1); \quad K = \frac{\gamma_s^2 (\sigma_u + \sigma_o) E \cdot 10^6}{24 \sigma_o^2 \sigma_u^2} \quad (2)$$

### 2.4 Kabelabstand

Die folgenden durchschnittlichen Kabelabstände haben sich als sinnvoll erwiesen:

Versteifungsträger	Kabelabstand
Stahlbeton	5-10 m
Verbundkonst.	10-15 m
Stahl	15-25 m

Tabelle 2. Tragfähigkeit von Kabeln

	Vollverschlossenes Seil	Paralleldraht-Litzenseil
1. Sicherheitsbeiwert	LF-H : $\nu = 2,2$ LF-HZ : $\nu = 2,0$	LF-H : $\nu = 2,2$ LF-HZ : $\nu = 2,0$
2. Zulässige Spannung	LF-H : $\sigma = 0,42\beta_N$ LF-HZ : $\sigma = 0,46\beta_N$	LF-H : $\sigma = 0,45\beta_N$ LF-HZ : $\sigma = 0,5\beta_N$
3. Schwingbreite	$\Delta\sigma = 150 \text{ N/mm}^2$ bei $\sigma_0 = 0,42\beta_N$ $\Delta\sigma = 200 \text{ N/mm}^2$ bei $\sigma_0 = 200 \text{ N/mm}^2$	$\Delta\sigma = 200 \text{ N/mm}^2$ bei $\sigma_0 = 0,45\beta_N$ $\Delta\sigma = 250 \text{ N/mm}^2$ bei $\sigma_0 = 250 \text{ N/mm}^2$
4. E-Modul	$E = 15 \cdot 10^4 - 17 \cdot 10^4 \text{ N/mm}^2$	$E = 20,5 \cdot 10^4 \text{ N/mm}^2$
5. Zulässige Oberspannung [12] im Verhältnis des Spannungsverhältnisses $x$		
6. Zulässige Schwingbreite Abhängig von der Oberspannung		

Die Schwingungsbreite des Kabelabstandes hängt von der Fahrbahnweite und Verkehrslast ab. Den Abstand ermittelt man aus der maximalen Seilkraft für fabrikmäßig noch herstellbare Seilgrößen.

### 2.5 Aerodynamisches Verhalten des Einzelseils

Das Einzelseil ist schwingungsempfindlich wie eine Saite durch die geringe Biegesteifigkeit, den kleinen Querschnitt und die hohe Spannung. Diese Schwingungen werden durch Ablösung der v. Kármanschen Windwirbel angeregt. Als Lösung von [44]:

$$\eta \frac{\partial^2 w}{\partial t^2} = S \cdot \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} \quad (3)$$

ergeben sich die Eigenkreisfrequenzen eines geraden Seils

$$\omega_k = k \frac{\pi}{l} \sqrt{\frac{S}{\mu}} ; k = 1, 2, 3, \dots \quad (4)$$

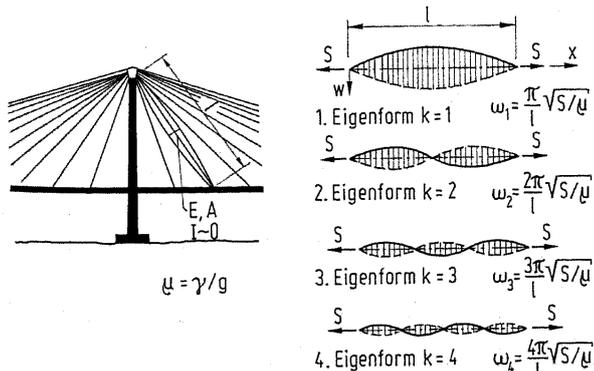


Bild 6. Eigenschwingungen des Einzelseils

Das ungedämpfte Seil kann dabei bedenklich große Amplituden (Resonanzbereich) erreichen. Um diese klein zu halten, muß man für eine ausreichende Dämpfung sorgen.

Die Gleichung für das gedämpfte Seil lautet:

$$\eta \frac{d^2 w}{dt^2} = S \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + P - \beta \frac{\partial w}{\partial t} \quad (5)$$

$P$  = Erregerkraft Wind

$\beta$  = Geschwindigkeitsproportionale Dämpfung

Die Dämpfung kann erfolgen durch:

1. Injizieren der Hüllrohre aus PE mit Zementmörtel,
2. Anbringen von Neoprenringen am Ende der Stahlankerrohre (diese verhindern auch Biegespannungen im Kabel am Ankerkopf),
3. Einbau von Stoßdämpfern im Bereich des Versteifungsträgers bei Kabeln, die nicht in einem Hüllrohr geführt werden,
4. Anbringen von negativ geneigten Stabilisierungsseilen.

### 3 Der Versteifungsträger

Die Aufgabe des Versteifungsträgers besteht darin:

1. Die lokalen Lasten zu den Verankerungen der Kabel zu übertragen,
2. dem Gesamtsystem bei der globalen Lastverteilung die nötige Steifigkeit zu geben,
3. konzentrierte Lasten auf Nachbarkabel zu verteilen.

Die betrachteten Schrägseilsysteme sind „selbstverankerte“ Systeme. Das bedeutet, daß alle Kabel im Versteifungsträger

und im Pylon verankert sind. Das führt dazu, daß die Horizontal-komponente der Seile den von ihnen eingeschlossenen Bereich völlig unter Druckspannung setzen. Somit ist der Versteifungsträger durch die Seile längsvorgespannt. Nur ein kleiner Bereich in der Mitte zwischen den ersten beiden Seilen der Seilebenen ist nicht unter Vorspannung. Dieser Bereich wird durch Längsspannglieder vorgespannt, die bis in die nächsten zwei Seilfelder gezogen werden. Die Normalkräfte im Versteifungsträger sind für die Dimensionierung von entscheidender Bedeutung, da die Biegemomente aus Eigengewicht sehr klein und die Biegemomente aus Verkehr nur etwas größer sind.

Die große Normalkraft wirkt für Beton sehr günstig, da die Zugspannungen überdrückt werden. Dies läßt relativ einfache und leichte Querschnitte zu, was wünschenswert ist, da alle Lasten von den teuren Seilen abgetragen werden müssen.

### 3.1 Aerodynamisches Verhalten

#### 3.1.1 Allgemeine Überlegungen

Große Brückensysteme werden durch dynamisch wirkende Kräfte in Schwingung versetzt [25], verursacht durch Auftriebs- und Drehmomentenkräfte des Windes sowie v. Kármansche Windwirbel. Die Wirkung dieser Kräfte kann man reduzieren durch aerodynamische Gestaltung des Querschnitts (Reduzierung der Ursachen) [41], Erhöhung der Biege- und Torsionssteifigkeit [40], Erhöhung der Systemdämpfung [8].

Durch die beiden ersten Maßnahmen, getrennt oder gekoppelt, verringert man die Auswirkungen. Im ersten Fall werden die wind-erzeugten Kräfte niedrig gehalten.

Im zweiten Fall wird das System so steif gemacht, daß die Auswirkungen gering bleiben. Bei der dritten Maßnahme treten diese Kräfte wie beim zweiten Fall auf, jedoch die Systemdämpfung ist so groß, daß die Auswirkungen klein bleiben (keine Resonanz). Der Querschnitt wird entscheidend aus dem aerodynamischen Verhalten des Gesamtsystems geprägt. Um die Vorteile der engen Seilaufhängung in zwei Kabelebenen voll zu nutzen, ist das aerodynamische Verhalten des Gesamtsystems zu untersuchen.

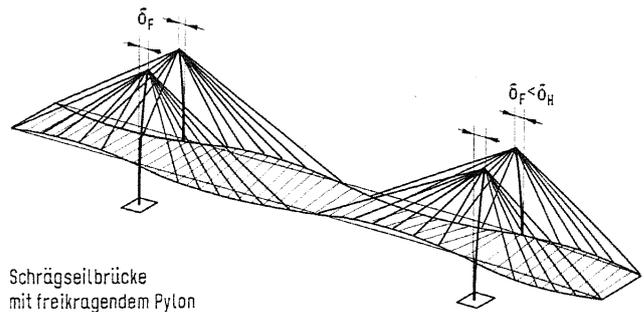
#### 3.1.2 Aerodynamische Gestaltung

Durch eine windschnittige aerodynamische Gestaltung mit Windnase zur Zerteilung der Windströmung, lassen sich die Windwiderstände auf  $c_t = 0,4$  herabsetzen [26]. Je windschnittiger der Versteifungsträger ist, um so geringer werden diese Windwiderstandswerte, besonders in dem Bereich mit kleinem Anblaswinkel.

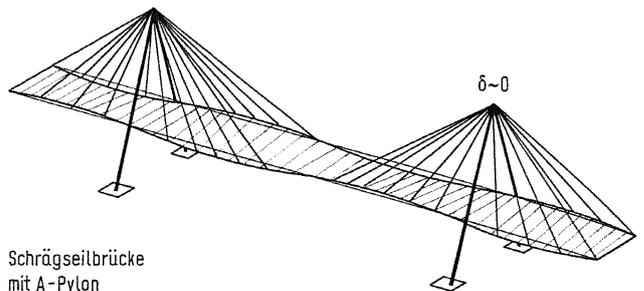
Dieser kleine Anblaswinkel stellt sich bei laminaren Windströmungen, wie sie bei hohen Brücken vorherrschen, ein [5]. Diese Windströmungen werden durch mittlere Windgeschwindigkeiten, die sehr energiereich sind, hervorgerufen. Hat das System nicht genug innere Dämpfung, können gefährliche Resonanzschwingungen auftreten, die durch windschnittige, geschlossene bzw. teilweise geschlossene Querschnitte mit Windnase verringert werden können. Große Brücken, die starken, aber nur kurzzeitig wirkenden Böen ausgesetzt sind, geraten nicht in gefährliche Resonanzschwingungen, da die zugeführte Energie meist nicht ausreicht.

#### 3.1.3 Erhöhung der Torsions- und Biegefestigkeit

Nach dem Einsturz der Tacoma Hängebrücke (USA) bildete man die Versteifungsträger sehr steif aus. Dies setzte sich auch bei den Schrägseilbrücken fort, indem man den Versteifungsträger als Hohlkasten oder Fachwerkrohre mit großer Torsionssteifigkeit konzipierte. Dies ist jedoch bei Schrägseilbrücken nicht nötig, da diese bei zwei Kabelebenen mit enger Aufhängung eine größere Systemtorsionssteifigkeit haben.



Schrägseilbrücke  
mit freikragendem Pylon



Schrägseilbrücke  
mit A-Pylon

Bild 7. Systemverhalten bei antimetrischen Torsionsschwingungen [4]

#### 3.1.4 Erhöhung der Systemdämpfung

Die enge Schrägseilaufhängung mit zwei Kabelebenen verhindert das Aufbauen einer einfachen Schwingungsform. Der erste Grund liegt darin, daß jedes Schrägkabel eine andere Eigenfrequenz aufweist und jede kleine Amplitude einer einfachen Schwingungsform durch Interferenz von Schwingungen anderer Frequenzen gestört wird. Diese Systeme haben eine hohe Systemdämpfung und sind somit schwingungsunanfällig. Die Systemdämpfung ist viel wirksamer als die reine Materialdämpfung, die das Schwingungsverhalten von Balkenbrücken beeinflusst.

Der zweite Grund liegt in der Nichtlinearität des Dehnungsverhaltens der langen Schrägseile [27]. Der abgegebene Resonanzschlauch zeigt, daß keine unendlich großen Amplituden auftreten können (Vorsicht bei kurzen Seilen). Wie aus dem Vergleich in Bild 7 hervorgeht [4], weisen Schrägseilbrücken mit zwei außenliegenden Kabelebenen eine große Torsionssteifigkeit gegen die gefährlichen Torsionsschwingungen auf. Diese kann man noch erhöhen, wenn man die beiden Kabelebenen neigt und in einem gemeinsamen Punkt des A-Pylons vereinigt. Die gegenseitige Verschiebung der freikragenden Pylonköpfe wird beim A-Pylon verhindert. A-Pylone sind dadurch prädestiniert für große Spannweiten oder Verkehrslasten, die nur kleine Krümmungen zulassen. Stahlbeton- bzw. Verbundversteifungsträger bei Schrägseilbrücken mit zwei Kabelebenen und enger Aufhängung können daher als offene U-Querschnitte im Regelfall ohne windschnittige Form ausgebildet werden aufgrund ihrer hohen System-Steifigkeit bedingt durch die Aufhängung und durch die systemimmanente Dämpfung. Dadurch kann man auf teure geschlossene Querschnitte verzichten.

### 3.2 Versteifungsquerschnitte

Durch die enge Seilaufhängung und die daraus resultierenden kleinen Biegemomente und sehr großen Normalkräfte, bietet sich als Baustoff Beton an.

An dieser Stelle sind Einwände von denjenigen zu erwarten, die den Stahlversteifungsträger für besser geeignet halten. Dies ist jedoch nur bei sehr großen Spannweiten und schlechten Gründungsverhältnissen der Fall. Sicher ist, daß der Stahlversteifungsträger wesentlich leichter wird [7], aber die Nachteile sind deutlich: Die orthotrope Stahlfahrbahn ist kompliziert und teuer, die zulässige statische Spannung der Seile kann aufgrund des niedrigen

Unter-Oberspannungsverhältnisses  $\kappa$  nur schlecht ausgenutzt werden. Die Verkehrslast kommt bei leichten Versteifungsträgern nahe an das Eigengewicht. Daher werden Schrägseilbrücken mit Stahlversteifungsträgern als Kastenquerschnitte mit einer Seilebene ausgebildet. Dann wird  $\kappa$  größer, weil der Versteifungsträger schwerer wird. Durch die eine Kabelebene werden jedoch nicht alle systemimmanenten Steifigkeiten mobilisiert.

Wettbewerbe auf dem internationalen Markt ohne Subventionierung einer Werkstoffseite zeigen eindeutig die Preisvorteile des Stahlbeton- bzw. Verbundversteifungsträgers. Bei Beton- bzw. Verbundversteifungsträgern ist das Verhältnis Unter- und Oberspannung der Seile  $\geq 0,65$ , so daß quasi keine Abminderung der statischen Spannung erfolgt. Die Entwicklung der Querschnitte geht bei Beton- bzw. Verbundversteifungsträgern von den geschlossenen bzw. halbgeschlossenen Querschnitten zu den offenen, einfachen Querschnitten, die als Trägerrost mit Haupt- und Querträgern sowie Fahrbahnplatte oder als Hauptträger-Plattensystem ohne Querträger ausgebildet werden. Dies ist eine konsequente Folgerung aus den Überlegungen zur Systemsteifigkeit bzw. Systemdämpfung und dem daraus sich ergebenden aerodynamischen Verhalten.

### 3.2.1 Versteifungsträger aus Beton

Den Versteifungsträger kann man aus *Fertigteilsegmenten* oder monolithisch aus *Ortbeton* herstellen.

In der Anfangsphase der Entwicklung benutzte man die *Fertigteilsegmente* nicht nur aus produktionstechnischen Erfordernissen, sondern auch, um die Kriech- und Schwindverkürzungen, die Veränderungen in den Seilkräften hervorrufen würden, klein zu halten. Wenn man den Bauvorgang genauer beleuchtet, so dauert die Herstellung des Versteifungsträgers oft ein Jahr. In dieser Zeit wächst die Spannung langsam kontinuierlich. Am Ende der Bauzeit ist das Schwinden und Kriechen schon sehr stark abgeklungen. Zu diesem Zeitpunkt kann man die Kabel nochmals auf die Seilkräfte einstellen, die der als Durchlaufträger gelagerte Versteifungsträger unter Eigengewicht hat. Zudem enthält der Versteifungsträger als Druckglied große Mengen an Schlaffstahl in Längsrichtung, dies vermindert zudem die Schwind- und Kriechverkürzung. Daher besteht keine Veranlassung, diese Konstruktion aus Fertigteilen herzustellen, wenn dies nicht vom Bauablauf günstiger ist (z. B. Vorfertigung in Schlechtwetterperioden, um die Bauzeit zu verkürzen, Tabelle 3).

Die monolithische *Ortbetonlösung* hat sogar wirtschaftliche Vorteile (Tabelle 3):

Für den *offenen Querschnitt* hat man drei Möglichkeiten (Bild 8):

1. das Trägerrostsystem,
2. das Hauptträger-Plattensystem,
3. das reine Plattensystem.

Das *Trägerrostsystem* besteht aus zwei außenliegenden Hauptträgern und lastverteilenden Querträgern die in äquidistanten Abständen angeordnet sind. Aus statischen Gründen wählt man den Versteifungsträger in U-Form (aus Hauptträgern und Platte). Die offene U-Form hat den Schwerpunkt nahe der Platte. Dadurch kann man neben dem Hauptträger auch die Platte im Bereich der mitwirkenden Breite zum Abtragen der großen Normalkräfte heranziehen. Den Abstand der Querträger wählt man so, daß eine Plattendicke von  $d = 0,2 - 0,3$  m ausreicht. Die Platte spannt sich hauptsächlich einachsig in Längsrichtung, nur am Rand zum Hauptträger ist sie dreiachsig gelagert. Die Normalkräfte bewirken, daß die Platte eine Vorspannung erhält, die die Biegezugspannungen überdrückt. Die Aufhängung der Seile an einen A-Pylon ergibt sogar eine leichte Vorspannung in Querrichtung der Platte.

Das *Hauptträger-Plattensystem* stellt eine weitere Vereinfachung für die Baumethode dar. Das System besteht aus zwei außenliegenden Hauptträgern und einem kontinuierlichen, quasi unendlich langen Plattenstreifen. Die Platte spannt sich einachsig zwischen den

Tabelle 3. Gegenüberstellung von Fertigteil- und Ortbetonversteifungsträger

	Fertigteillösung	Ortbetonlösung
Vorteile	<ol style="list-style-type: none"> <li>1. Herstellung unter optimalen Umweltbedingungen, ohne Wetterbeeinflussung</li> <li>2. Verkürzung der Bauzeit:               <ol style="list-style-type: none"> <li>a) durch kontinuierliche Vorproduktion während der Gründungs- und Pylonherstellung</li> <li>b) schnelle Montage z. B. durch Lift-slab-Verfahren</li> </ol> </li> </ol>	<ol style="list-style-type: none"> <li>1. Monolithische Konstruktion ohne zusätzliche Montagespannglieder</li> <li>2. Kein besonderer Lagerplatz für Fertigteile.</li> </ol>
Nachteile	<ol style="list-style-type: none"> <li>1. Zusätzliche Längsspannglieder sind zur Montage erforderlich, um aus dem Vielgelenksystem, bestehend aus Fertigteilsegmenten und Kabel, ein kontinuierliches System zu machen, bzw. um genügend Druck für den Epox-Kleber an der Fuge zu bekommen.</li> </ol>	<ol style="list-style-type: none"> <li>1. Fertigung nur während befriedigenden klimatischen Bedingungen</li> <li>2. Qualität des Betons nicht so kontinuierlich wie bei Fertigteilen, aber ausreichend (Auslandsbaustellen)</li> </ol>

Hauptträgern. Entsprechend dem Biegemomentenverlauf nimmt die Dicke vom Rand zur Plattenmitte in Querrichtung linear zu. Die Platte wird in Querrichtung im Abstand von  $0,80 - 1,00$  m mit leichten Spanngliedern vorgespannt.

Die *reine Plattenlösung* [34] ist bei nicht zu breiten Brücken sehr wirtschaftlich. Sie besitzt aufgrund ihrer Querschnittsform ein ausgezeichnetes aerodynamisches Verhalten und ist einfach herstellbar. Die Platte ist an den Seilverankerungen elastisch punktgelagert.

### 3.2.2 Versteifungsträger in Verbundkonstruktion

Für eine Verbundkonstruktion bieten sich zwei Varianten an (Bild 8):

1. Stahlhaupt- und Stahlquerträgerrost mit Betonplatte [38]
2. Stahlbetonhauptträger und -Platte mit Stahlquerträgern.

Für die Trägerrostsysteme ist die U-Form, wie schon beschrieben, der statisch günstigste Querschnitt. Besonderer Beachtung bedarf bei der ersten Variante das Kriechen. Kriechen und Schwinden kann man durch vorgefertigte Platten und durch einen kleinen Wasser-Zement-Faktor klein halten. Dies ist auch deshalb sehr wichtig, weil die Stahlbetonplatte hauptsächlich die großen Normalkräfte, nicht nur zum Zeitpunkt  $t = 0$ , sondern auch zum Zeitpunkt  $t = \infty$  abtragen soll. Kann die Platte noch ausreichend schwinden und kriechen, dann werden diese Kräfte auf den Stahlhauptträger umgelagert. Ein Parameter ist das Verhältnis der E-Moduli von Stahl und Beton nach Kriechen und Schwinden. Eine Ortbetonplatte übernimmt langfristig infolge Kriechen und Schwinden nur die Hälfte der Normalkräfte gegenüber einer Fertigteilplatte. Der Stahlhauptträger müßte stärker dimensioniert werden. Die Fertigteilfahrbahnplatte wird mit Kopfbolzendübeln mit den Haupt- und Querträgern verbunden. Die Platten werden über den Querträgern durch Überlappen der Bewehrung gestoßen oder durch die PPCS-Methode [28], [29] verbunden.

Die zweite Variante bietet eine weitere Möglichkeit, eine leichte und ökonomische Konstruktion zu erhalten. Die Hauptträger, die dominierend durch Normalkräfte beansprucht werden, werden aus Stahlbeton hergestellt, die Querträger, durch Platteneigenge-

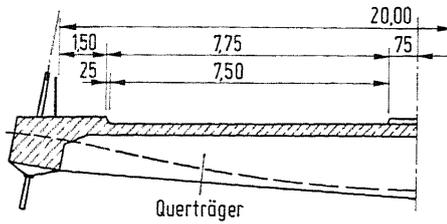
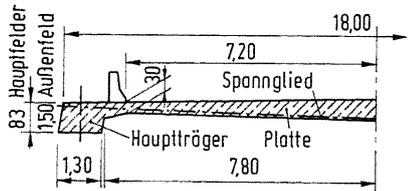
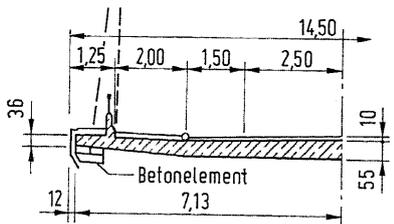
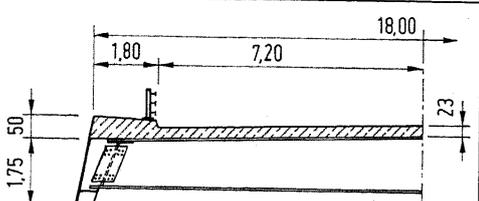
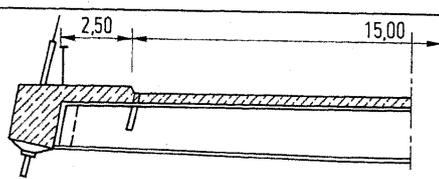
Versteifungsträgersystem : Beton								
1. Trägerrostsystem								
Bauwerk	Literarischer Hinweis	Jahr	Querschnitt des Streckträgers	Hauptöffnung (m)	Kabelabstand (m)	Querträger Abstand (m)	Querträger Höhe (m)	Betonplattendicke (m)
Xiang Jia Tang Bridge	B+B-Entwurf	1985		230	7,5	2,50	1,75	0,23
2. Hauptträger - Plattensystem								
Bauwerk	Literarischer Hinweis	Jahr	Querschnitt des Streckträgers	Hauptöffnung (m)	Kabelabstand (m)	Querträger Abstand (m)	Querträger Höhe (m)	Betonplattendicke (m)
New Ohio River Bridge USA	Parsons Brinkhoff Quade & Douglas USA	1985		286,7	6,00	-	-	0,3-0,6
3. Reine Plattenlösung								
Bauwerk	Literarischer Hinweis	Jahr	Querschnitt des Streckträgers	Hauptöffnung (m)	Kabelabstand (m)	Querträger Abstand (m)	Querträger Höhe (m)	Betonplattendicke (m)
Rheinbrücke Diepoldsau Schweiz	Bäuziger + Köppl R. Walther Schweiz	1984		97,00	6,00	-	-	0,35-0,55
Versteifungsträgersystem : Verbundkonstruktion								
A. Stahlhaupt- und Querträger - Stahlbetonplatte								
Bauwerk	Literarischer Hinweis	Jahr	Querschnitt des Streckträgers	Hauptöffnung (m)	Kabelabstand (m)	Querträger Abstand (m)	Querträger Höhe (m)	Betonplattendicke (m)
New Ohio River Bridge USA	B+B-Entwurf [38]	1985		286,5	14,33	3,59	1,25	0,25
B. Stahlbetonhauptträger - Stahlquerträger - Stahlbetonplatte								
Bauwerk	Literarischer Hinweis	Jahr	Querschnitt des Streckträgers	Hauptöffnung (m)	Kabelabstand (m)	Querträger Abstand (m)	Querträger Höhe (m)	Betonplattendicke (m)
Xian Jia Tang Bridge China	B+B-Entwurf	1985		230	7,50 oder 11,25	3,75	1,25	0,25

Bild 8. Versteifungsträgersysteme

Tabelle 4. Entwicklung der Spannweitenbereiche bei zwei Kabel-ebenen

	Streckträgerkonstruktionen	Hauptspannweiten
1.	Stahlbetonquerschnitt Platte U-Querschnitt	100 m 250 – 300 m
2.	Verbundkonstruktionen U-Querschnitt	300 – 700 m
3.	Stahlkonstruktionen mit orthotroper Platte	≥ 700 m

wicht und Verkehr auf Biegung beansprucht, aus Stahl. Die Fahr-  
bahnplatte wird durch den hochgelegten Schwerpunkt des Quer-  
schnitts voll überdrückt. Daher wird diese aus Stahlbeton  
gestellt (statt teurer orthotroper Platte). Bei den genannten Kabel-  
abständen sind die Hauptträgerhöhen bei Straßenbrücken  $h = 1,5$   
bis  $2,5$  m und bei Eisenbahnbrücken  $h = 3,0$  bis  $5,0$  m. Die Spann-  
weitenbereiche können aus Tabelle 4 entnommen werden.

**3.3 Lagerbedingungen des Versteifungsträgers**

**3.3.1 Lagerung des Versteifungsträgers in Längsrichtung**

Die Lagerung des Systems in Längsrichtung hat ganz entscheiden-  
den Einfluß auf die Schnittgrößenverteilung. Das Ziel ist, eine  
gleichmäßige Querkraft- und Momentenverteilung infolge Eigen-  
gewicht zu erhalten, möglichst ohne lokale Sprünge. Durch diese  
gleichmäßige Beanspruchung kann man den Streckträger über die  
gesamte Brückenlänge in geringer, konstanter Bauhöhe ausführen.  
Diese gleichmäßigen relativ kleinen Schnittgrößen erhält man nur  
bei einem völlig elastisch gebetteten Balken, der nur am Rand feste  
Lager hat. Jede zusätzliche Zwängung infolge eines festen Lagers  
ruft in einem lokalen Bereich wesentlich höhere Schnittgrößen her-  
vor. Die Vor- und Nachteile zweier Grundsysteme können aus  
Tabelle 5 entnommen werden.

Der Überbau muß in der Regel wegen der großen Rückhaltekräfte  
der letzten Kabel am Seitenfeldpfeiler verankert werden (Bild 9).  
Bei Systemen mit Außenfeld kann man diese abhebenden Kräfte  
durch das Gewicht (Außenlagerreaktion) des Außenfeldes reduzieren.  
Eine weitere Möglichkeit, den Endtangentialwinkel zu verkleinern,  
besteht darin, das System über die Seitenpfeiler als Kragarm zu ver-  
längern und die Vorlandbrücke dort gelenkig aufzulagern.

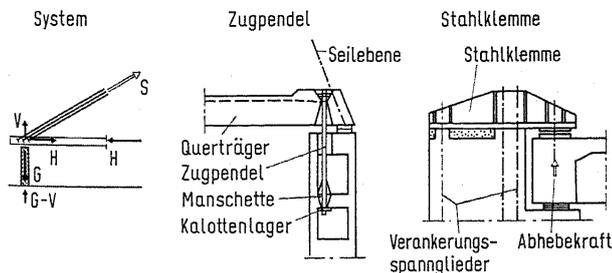


Bild 9. Rückverankerungsmöglichkeiten

Die Lagerung des Längssystems hat ganz entscheidenden Einfluß  
auf das Verhalten des Pylons. Die Längssysteme können freibeweg-  
lich an den Seitenlagern geführt werden oder an einem oder allen  
Pfeilern fest gelagert werden (Tabelle 6).

Der Streckträger und der Pylonkopf des Systems 1 (Tabelle 6) kön-  
nen sich um den gleichen Betrag verschieben, ohne daß es zu Rückstellwirkungen im Pylonkopf kommt. Dadurch bleibt die  
vertikale Last auch als Vertikallast im Pylon vertikal. Die daraus  
resultierende große Knicklänge erfordert eine beachtliche Biege-  
steifigkeit der Pylone in Längsrichtung der Brücke.

Tabelle 5. Auswirkung der Lagerung auf die Zustandsgröße

1. System mit Seiten- und Hauptöffnung	Beurteilung
System Elastisch gebetteter Balken Mg-Linie Verformung - v	Vorteile Momente und Querkräfte bleiben klein und gleichmäßig verteilt über die gesamte Brückenlänge. Damit ist ein Versteifungsträger mit kleiner, konstanter Höhe möglich. Nachteile Abhebende Kräfte durch Verkehrslast und evtl. Eigengewicht entstehen am festen bzw. beweglichen Lager durch die Rückhängekabel. Relativ großer Endtangentialwinkel $\varphi_e$ verschlechtert das fahrdynamische Verhalten.
2. System mit Außen-, Seiten- und Hauptöffnung	Beurteilung
System Elastisch gebetteter Balken Mg-Linie Verformung - v	Vorteile Die Außenfelder erzwingen einen kleinen Endtangentialwinkel $\varphi_e$ , sowie kleinere Verformungen v in der Hauptöffnung (Eisenbahnverkehr). Nachteile Diese positiven Aspekte werden durch relativ große Schnittgrößen am Übergang Außen-Seitenöffnung erkaufte. Damit ist ein größerer Querschnitt der Hauptträger in den Außenfeldern und am Übergang ins Seitenfeld erforderlich. Dies erschwert und verteuert die Bauausführung.

Tabelle 6. Auswirkung der Längssystemlagerung auf den Pylon

Lagerung der Pfeiler	frei beweglich	fest
Nr.	1	2
System		
Verformung	<p><math>V_R</math> = Vertikalresultierende der Seilkräfte  <math>G</math> = Gewichtskräfte  <math>\delta_{ki}</math> = Verschiebung des Pylons nach Theorie II. Ordnung</p>	<p><math>V_R</math> = Vertikalresultierende der Seilkräfte  <math>R^H</math> = Rückstellkräfte der Seile  <math>V_P</math> = elast. Längenänderung des Seils nach Theorie II. Ordnung  <math>\delta_{ki}</math> = Verschiebung des Pylons nach Theorie II. Ordnung</p>
Theorie II. Ordnung	<p>System      Ersatzsystem</p>	<p>System      Ersatzsystem</p>
Knicklänge	$s_k \approx 2h$	$s_k \approx 0,7h$
Vorteile	1. Temperatur- und K+S-Verformungen symmetrisch 2. Fahrbahnübergänge gleich	1. Längskräfte ins feste Lager ohne Biegung 2. Günstige Wirkung aufs Knicken
Nachteile	1. Längskräfte über Pylonbiegung	

Beim System 2 (Tabelle 6) wird das Ausweichen des Pylonkopfes auf das elastische Maß des Systems beschränkt. Durch das feste Lager werden beim Ausweichen des Pylonkopfes Rückstellkräfte aktiviert. Diese bilden mit der Vertikalkraft am Pylonkopf die Resultierende, die durch die Einspannstelle am Fußpunkt geht.

Dadurch erhält man ein statisches System nach Theorie II. Ordnung, das unten eingespannt und oben gelenkig gelagert ist.

### 3.3.2 Lagerung des Versteifungsträgers in Querrichtung

Zur Ableitung der Windkräfte, die auf die Kabel und den Versteifungsträger wirken, muß das System seitlich gelagert werden. Das System erfordert eine seitliche Lagerung an den Endpfeilern bzw. an den Pfeilern und Pylonen. Die seitliche Lagerung des Streckträgers an den Pylonbeinen sollte als Gleitlager ausgebildet werden. Damit das Gleitlager eine ausreichende und sichere seitliche Unterstützung gewährleistet, kann man diese Gleitlager durch Federn vorspannen.

## 4 Pylone

### 4.1 Pylontypen

Die Pylone sind Tragelemente mit überwiegender Normalkraftbeanspruchung, die durch die Kabelkräfte eingeleitet wird. Biegemomente werden durch Bremskräfte, Temperatur, Wind und Erdbeben hervorgerufen. Für die Verankerung der Multi-Kabelsysteme mit den beiden Kabelebenen bieten die Pylontypen der Tabelle 7 eine mögliche Lösung.

Freikragende Pylontürme bilden in Querrichtung keinen Rahmen und sind somit sehr verformungsweich, daher sind relativ große Verformungen des Versteifungsträgers und relativ große Amplituden durch Torsionsschwingungen möglich. Diese Form wird kaum angewendet.

Die Gestalt des A-Pylons ergibt sich aus der Optimierung der Kosten des Gesamtbauwerks. Der A-Pylon verleiht dem System hohe Torsionssteifigkeit, dadurch ist ein leichter, offener Versteifungsträger möglich (Bild 10). Die statische Form eines „Zweischlags“ erzeugt nur geringe Biegung aufgrund des Eigengewichts und während des Bauzustandes. Die Pylonspitze verformt sich seitlich nicht. Dadurch entstehen aufgrund der hohen Seilkräfte keine zusätzlichen Biegemomente wie beim Rahmenquersystem. A-Pylone sind nur dann angezeigt, wenn das Höhen-Breiten-Verhältnis im Bereich von  $0,3 \leq b/h \leq 0,7$  bleibt. Je kleiner der Winkel wird, um so stärker wird die Spreizung und die dazu gehörige Horizontalschubkraft im Fundament. Zudem ist eine zu stark geneigte Pylonsäule schwierig herstellbar. Nicht nur die damit verbundene Kostensteigerung, sondern auch das ästhetische Aussehen verlangt eine Modifizierung der Form.

Will man die positiven Einflüsse des A-Pylons auf die Torsionssteifigkeit und die damit verbundene aerodynamische Stabilität beibehalten, so führt man einen Querbalken (Zug) unterhalb der Fahrbahn ein und neigt die Pylonbeine nach innen. Dieses System ist jedoch relativ verformungsweich in der Querrichtung. Die Pylonbeine unterhalb der Fahrbahn sind nun quasi in die „falsche“ Richtung geneigt. Man kann die seitliche Verformung des Systems

Tabelle 7. Pylontypen für zwei Kabelebenen

Bezeichnung	Pylonformen
1. Freitragende Pylontürme	
2. A-Pylone	
3. H-Pylone bzw. Portalpylone	

dadurch verkleinern, daß man die nach innen gestellten Beine kurz hält (Tabelle 7). Dies geht aus ästhetischen Gründen nur, wenn die Fahrbahn nicht zu hoch über dem unteren sichtbaren Teil des Pylons liegt.

Wird aufgrund der Maßverhältnisse der modifizierte A-Pylon zu weich, dann bildet man ein steifes Fachwerk unterhalb der Fahrbahn aus, das nur Normalkräfte aufweist und somit vernachlässigbare Knotenverschiebungen hat. Diese Fachwerkaussteifung erhöht die Quersteifigkeit sehr, sie ist besonders bei Erdbebenkräften erforderlich. Die Herstellung dieser Pylonform ist jedoch sehr aufwendig.

Bei H-Pylonen muß die unterschiedliche Horizontalkraft aus den beiden Kabelebenen durch einseitigen Verkehr durch die Biegesteifigkeit des Querriegels und die Torsionssteifigkeit der Pylonbeine aufgenommen werden.

Da die Verankerung der Kabel am Pylonkopf des A-Pylons durch die räumliche Neigung der Seile sehr kompliziert ist, geht man heute wieder stärker zu den nicht ganz so optimalen H-Pylonen oder Portal-Pylonen über. Diese Pylontypen haben folgende Vorteile bei der Herstellung und Montage:

1. Die Verankerungsschalung wird wesentlich einfacher, weil die Seile nur noch in einer Ebene geneigt sind.
2. Die Kabelebenen sind auf die beiden Pylonbeine verteilt, somit ergeben sich keine Platzprobleme für die Spannpressen.
3. Die Spaltzug- und Rückspankräfte halbieren sich.
4. Die gesamte Kletterschalung vereinfacht sich.

Als Nachteile kann man anführen, daß:

1. zwei Seilmontageeinrichtungen notwendig sind,
2. mehr Beton erforderlich ist.

Der H-Pylon ist in Querrichtung ein Rahmen nach Theorie II. Ordnung, der weicher ist als ein A-Pylon und somit mehr Biegesteifigkeit verlangt.

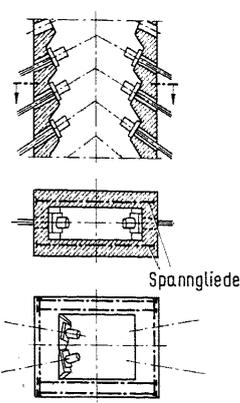
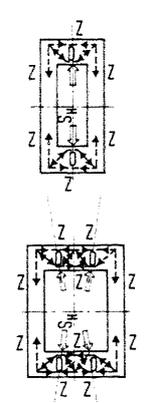
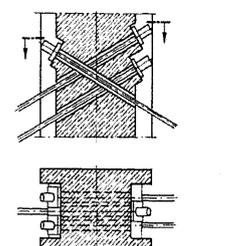
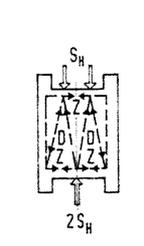
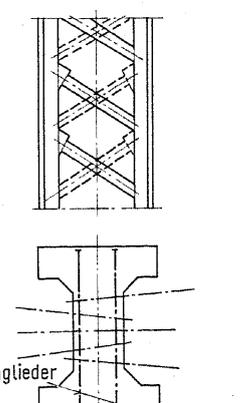
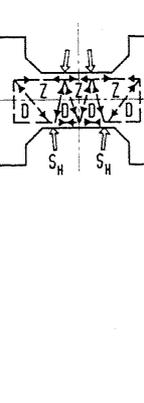
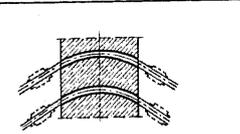
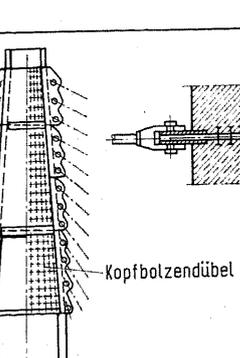
### 4.2 Pylonquerschnitte

Die Pylonbeine sind meist als Hohlquerschnitt mit großen Wanddicken ausgebildet, der Querschnitt wird hauptsächlich durch Druckkräfte beansprucht. Die Pylone sind mit einer schlaffen Vertikalbewehrung versehen, die verbügelt ist. Eine Vorspannung ist nur im Bereich der Kabelverankerung und in den evtl. vorhandenen Querbalken erforderlich. Während der Bauphase sind die Pylonbeine Kragarme mit relativ geringen Normalkräften infolge Eigengewicht, die auf Biegung beansprucht werden.

	Freikragender Pylon	A-Pylon
System		
Verformung	$\delta_1 = 2 \frac{S \cdot l}{EA} = 2 \frac{S}{EA} l$ $\delta_2 = 0$	$\delta_1 = \frac{l}{EA} \left( S + 2 \frac{S}{4} \right) = 1,5 \frac{S}{EA} l$ $\delta_2 = \frac{l}{EA} \left( \frac{S}{2} \right) = 0,5 \frac{S}{EA} l$

Bild 10. Einfluß des Pylons auf das Verformungsverhalten des Versteifungsträgers

Tabelle 10. Seilverankerung im Pylonkopf

Nr.	Bezeichnung	System	Vor- und Nachteile	Statischer Nachweis	
				Fachwerkmodell	Bemerkung
1.	Hohler Pylon	 <p>Spannglieder</p>	<p>Vorteile</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Montage und Inspektion im Innenraum</li> <li>- Wettergeschützt</li> <li>- Einfache Verankerung der senkrechten Kabel</li> <li>- Montage von einer Plattform</li> </ul> <p>Nachteile</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Statisch ungünstig: hohe Spaltzugkräfte hoch beanspruchte Druckstreben</li> </ul>		
2.	Versetzt gekreuzte Verankerung Vollpylon		<p>Vorteile</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Statisch: Seilkräfte überdrücken sich gegenseitig</li> </ul> <p>Nachteile</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Verankerung der senkrechten Seile</li> <li>- Montage von zwei Bühnen</li> </ul>		
3.	Vollpylon gekreuzte Verankerung	 <p>Spannglieder</p>	<p>Vorteile</p> <p>wie 2.</p> <p>Nachteile</p> <p>wie 2.</p>		
4.	Koppelanker - Verankerung		<p>Vorteile</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- einfache Schalarbeit</li> <li>- statisch: Kräfteinleitung</li> </ul> <p>Nachteile</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- spezielle Koppelanker</li> </ul>		
5.	Stahlbaumartige Verankerung	 <p>Kopfbolzendübel</p>	<p>Vorteile</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- kein großer Schaltungsaufwand</li> <li>- statisch: klare Kraftführung</li> </ul> <p>Nachteile</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- spezielle Ankerköpfe</li> </ul>		

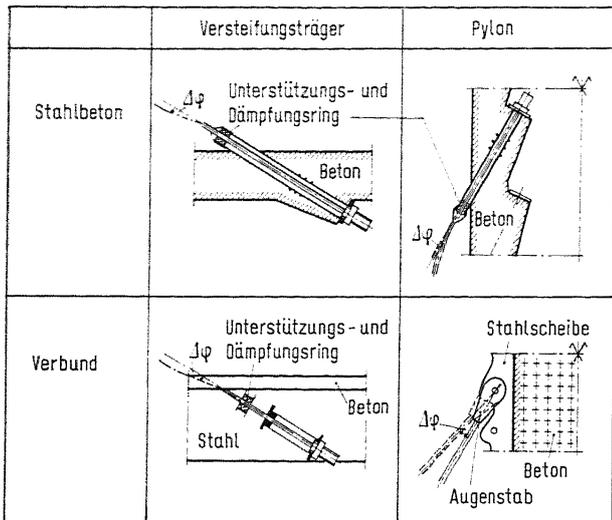


Bild 11. Konstruktive Möglichkeiten zur Verminderung des Biegewinkels am Ankerkopf

Je nach Baumethode ist eine temporäre Vorspannung während der Bauphase notwendig. Es ist noch anzumerken, daß Schrägseilbrücken mit harfenförmiger Seilanordnung wesentlich steifere Pylone verlangen als fächerförmige [6] oder Rückspannungen an zusätzlichen Pfeilern im Seitenfeld. Dies liegt an der starken Verformbarkeit des Gesamtsystems, bedingt durch die geringe vertikale Federsteifigkeit der gleich stark geneigten Seile.

### 5 Kabelverankerung

Die Verankerung der Kabel im Pylon und im Versteifungsträger ist eine ganz wichtige Detailaufgabe. Bei den relativ großen geschlagenen Seilen bzw. Paralleldrahtkabeln ist es wichtig, die Kabelbiegung am Eingang zum Ankerkopf wegen Dauerfestigkeitsproblemen zu verhindern. Wird nicht die stahlbaummäßige Augenslablung verwendet, dann wird der Anker durch ein kurzes Stahlrohr mit Dämpfungsring geführt (Bild 11). Dieses Stahlrohr hat die Aufgabe, die Kräfte, die am Flansch vom Ankerkopf eingeleitet werden, durch Schub auf den Beton zu übertragen, dem Beton im Einleitungsbereich eine zusätzliche Membranverstärkung zu geben und durch einen eingepreßten Neoprendämpfungsring das Kabel am Ende gerade zu führen, um Biegung im Bereich des Ankerkopfes zu verhindern.

Zum Montieren und Befestigen der Kabel bestehen die in Tabelle 8 aufgeführten Möglichkeiten zur Gestaltung der Ankerköpfe. Die Kräfte sollen auf direktem Weg fortgeleitet werden, dies ist ein Grundprinzip für eine effektive Konstruktion. Daher sollte man die Hauptträger des Versteifungsträgers direkt an die Kabel hängen (Tabelle 9).

Die Kräfteinleitungsbereiche erfordern vom Ingenieur immer zusätzliche Anstrengungen, um in diesen Bereichen eine realistische Berechnung durchzuführen. Ein sehr genaues Bild wird man immer mit einer Finite-Element-Rechnung erreichen können, indem man einen Ausschnitt aus dem Einleitungsbereich wählt. Diese genauere Untersuchung wird man im Ausführungsfall anstellen, zumindest zur Kontrolle. Die Vorberechnung kann man mit der Fachwerkanalogie durchführen.

Zur Verankerung der Kabel am Pylon gibt es prinzipiell zwei Möglichkeiten:

1. Das kontinuierlich durchgehende Seil wird über einen Kabelsattel geführt und nur in den Hauptträgern verankert.
2. Das unterbrochene Kabel wird am Pylon und Versteifungsträger verankert.

Die erste Methode ist nur für geschlagene Seile möglich, die eine Krümmung mit Querdruck vertragen.

Tabelle 8. Mögliche Ankerkopfausbildung

Bild	Bezeichnung	Beschreibung	Anspannen
1	Festendanker	Einfacher Ankerkopf, der als Festendankerkopf dient an dem nicht angespannt wird	—
2	Spannanker	Dies ist ein modifizierter Festendanker, der eine verlängerte Ankerhülse mit Innengewinde hat, in das der Pressenstempel eingeschraubt wird	durch Unterlegen von zweigeteilten Stahlplatten (Shims)
3	Spannanker	Wie unter 2	durch Drehen der Überwurfmutter an der Außenseite
4	Spannanker	In den modifizierten Grundanker wird ein Augenschtab in das Innengewinde des Ankers eingeschraubt	durch Einhängen des Augenschtab in einen Bolzen zwischen zwei verankerten Stahlplatten
5	Festendanker	Modifizierte Form von Nr. 4. Der ganze Ankerkopf ist aus einem Guß mit Augenschtab	ähnlich wie unter 4

Tabelle 9. Querschnitte für die Aufhängung der Hauptträger

Aufhängung	direkt	indirekt
Beurteilung	<b>Vorteile</b> 1. Direkter Kraftverlauf 2. Kontinuierlicher Bauablauf	<b>Nachteile</b> 1. Kräfteumlenkungen 2. Zusätzliche Zwängung 3. Schwere Querträger

Da die Tendenz bei Schrägseilbrücken ganz eindeutig zu den Multi-Kabelsystemen mit dichten Aufhängungen geht, ist der Kabelsattel wegen des Platzbedarfs und der dadurch erforderlichen Pylonhöhe nicht immer praktikabel. Zudem werden hauptsächlich Paralleldrahtseile und Parallelstabbündel verwendet. Heute verankert man die Kabel im Pylon. Dabei werden die Ankerköpfe im Mindestabstand plaziert, so daß die Montage und die Kontrolle sowie die Unterhaltung möglich sind. Somit gelangt man zu der modifizierten Fächerkonfiguration. Die Verankerungsmöglichkeiten sind in Tabelle 10 auf S. 265 zusammengefaßt.

### Literatur:

#### Einführung Entwicklungstendenzen

- [1] Weitz, F. R.: Schrägseilbrückensysteme als Beispiel für Entwicklungstendenzen im modernen Großbrückenbau. Thyssen, Technische Berichte. 1983, Bd. 1, S. 40-59.
- [2] Man-Chung Tang: Design of cable-stayed girder bridges. Journal of the Structural Division Proceedings of American Society of Civil Engineers (ASCE), 98 (1972), No. ST8.
- [3] Leonhardt, F. und Zellner, W.: Vergleiche zwischen Hängebrücken und Schrägkabelbrücken für Spannweiten über 600 m. IVBH, Bd. 32. Zürich 1972.
- [4] Leonhardt, F. und Zellner, W.: Cable-stayed bridges: Report on latest developments. Canadian Structural Engineering Conference 1970.
- [5] Leonhardt, F., Andrä, W. und Zellner, W.: Entwicklung von weitgespannten Schrägkabelbrücken · Verkehrsbauten · Brücken · Hochstraßen · Tunnel. Entwicklungstendenzen aus Düsseldorf. Düsseldorf 1974.
- [6] Pauser, A.: Vergleichende Untersuchungen an Schrägseilbrücken, 1. und 2. Teil. Österreichischer Stahlbautag 1981.

- [7] Roik, K., Albrecht, G. und Weyer, U.: Schrägseilbrücken. Berlin: Ernst & Sohn 1986.
- [8] Gimsing, N. J.: Cable supported bridges New York. 1983.
- [9] Thul, H.: Entwicklungen im Deutschen Schrägseilbrückenbau. Der Stahlbau 41 (1972), H. 6, S. 161-171 und H. 7, S. 204-215.

### Seile und Seilverankerungen

- [10] Ernst, H. J.: Der E-Modul von Seilen unter Berücksichtigung des Durchhangs. Der Bauingenieur 40 (1965), H. 2, S. 52-55.
- [11] Merkblatt 496: Ebene Seiltragwerke. Beratungsstelle für Stahlverwendung Düsseldorf 1980.
- [12] DIN 1073: Stählerne Straßenbrücken 1974.
- [13] DIN 1073 Beiblatt: Stählerne Straßenbrücken. 1974.
- [14] Tschemmermegg, F. und Obholzer, A.: Einfach abgesspannte Seile bei Schrägseilbrücken. Bauingenieur 56 (1981), S. 325-330.
- [15] Birkenmaier, M. und Narayanan, R.: Ermüdungswiderstand von Parallel-drahtkabeln großer Tragfähigkeit. IABSE Colloquium Lausanne. 1982.
- [16] Andrá, W. und Saul, R.: Versuch mit Bündeln aus parallelen Drähten und Litzen für die Nordbrücke Mannheim - Ludwigshafen und das Zeltdach in München. Bautechnik 51 (1974), H. 9, S. 289-298, H. 10, S. 332-340, H. 11, S. 371-373.
- [17] Andrá, W. und Zellner, W.: Zugglieder aus Paralleldrahtbündeln und ihre Verankerung bei hoher Dauerschwellbelastung, Bautechnik 46 (1969), H. 8, S. 263-268, H. 9, S. 309-315.
- [18] Finsterwalder, U., Aicher, M. und Heinen, R.: Verbundkabelpatent DE 3343352C1. 1985.
- [19] Havemann, K.: Die Seilverspannung der Autobahnbrücke über die Nordelbe - Bericht über Versuche zur Dauerfestigkeit der Drahtseile. Stahlbau 31 (1962), H. 8, S. 225-232.
- [20] Graf, O. und Bremer, E.: Versuche mit Drahtseilen für eine Hängebrücke. Bautechnik 19 (1941) H. 38, S. 410-415.
- [21] Klingenberg, W. und Plum, A.: Versuche an Drähten und Seilen der neuen Rheinbrücke in Rodenkirchen bei Köln. Stahlbau 24 (1955), H. 12, S. 265-272.
- [22] Stein, E.: Computerunterstützte Justierung der Kabel von Schrägseilbrücken. Bauingenieur 61 (1986), H. 7, S. 153-154.
- [23] Prospekt: Dywidag Einzelspannglieder, Dywidag München. 1986.
- [24] Prospekt: BBR - Hi Am Stay - Cables und BBRV - DIN A - Verankerung, Stahl Ton AG Zürich. 1985.

### Versteifungsträger

#### Schwingungen

- [25] Klöppel, K. und Thiele, F.: Modellversuche im Windkanal zur Bemessung von Brücken gegen die Gefahr winderregter Schwingungen. Stahlbau 12 (1967), H. 12, S. 353-365.

- [26] Thiele, F.: Zugeschärfte Berechnungsweise der aerodynamischen Stabilität weitgespannter Brücken (Sicherheit gegen winderregte Flatterschwingungen). Stahlbau 12 (1976), H. 12, S. 359-365.
- [27] Maknus, K.: Schwingungen. Stuttgart: Teubner Verlag 1976, S. 199-201.

#### Verbundplatte

- [28] Takenaka, H., Kishida, H. und Nakai, H.: A study of new composite girder using prestressed precast concrete slab by PPCS-method. Stahlbau 55 (1986), H. 6, S. 165-174.
- [29] Girmscheid, G.: Internationale Vorschriften über zulässige Spannungen in geklebten Segmentfugen. Bautechnik 63 (1986), H. 4, S. 133-134.

### Ausführungsbeschreibungen

- [30] Modemann, J. und Thönnissen, K.: Die neue Rheinbrücke Düsseldorf-Flehe/Neuss-Uedesheim. Bauingenieur 54 (1979), H. 1, S. 1-12.
- [31] Leonhardt, F., Zellner, W. und Svensson, H.: Die Spannbeton-Schräggabelbrücke über den Columbia zwischen Pasco und Kennewick im Staat Washington, USA. Beton- und Stahlbetonbau 75 (1980), H. 2, S. 29-36, H. 3, S. 64-70 und H. 4, S. 90-94.
- [32] Völkel, E., Zellner, W. und Dornecker, A.: Die Schräggabelbrücke für Fußgänger über Neckar in Mannheim. Beton- und Stahlbetonbau 72 (1977), H. 2, S. 29-35 und H. 3, S. 59-64.
- [33] Schlaich, J. und Bergemann, R.: Die Hooghly-Brücke in Kalkutta. Eine Schrägseilbrücke in Verbundbauweise. Institut für konstruktiven Ingenieurbau, Ruhr Universität, Festschrift Roik. Mitteilung Nr. 84-3 Bochum, Sept. 1984.
- [34] Köppel, A. J. und Bacchetta, A.: Rheinbrücke Diepoldsau. Schweizer Ingenieur und Architekt 104 (1984), H. 40, S. 760-766.
- [35] Bacchetta, A. und Rüst, M.: Rheinbrücke Diepoldsau. Schweizer Ingenieur und Architekt 103 (1985), H. 35, S. 818-821.
- [36] Schlaich + Partner: Obere Argen Talbrücke bei Wangen. 1986.
- [37] Maschwitz, J., Nützel, O. und Spannring, M.: Deutsches Know-how für Asiens längste Brücke. Beton 35 (1985), H. 8, S. 295-300.
- [38] Saul, R., Svensson, H., Andrá, H.-P. und Selchow, H.-J.: Die Sunshine-Skyway Brücke in Florida, USA - Entwurf einer Schräggabelbrücke mit Verbundüberbau. Bautechnik 61 (1984), H. 7, S. 230-238.
- [39] Die Falster-Farø-Brücke (Dänemark). Bautechnik 61 (1984), H. 2, S. 69-70.
- [40] Leonhardt, F., Zellner, W. und Saul, R.: Zwei Schrägseilbrücken für Eisenbahn- und Straßenverkehr über den Rio Parna (Argentinien). Der Stahlbau 48 (1979), H. 8, S. 225-236 und H. 9, S. 272-277.
- [41] Roberts, G.: The Severn Bridge, a new principle of design. Proc. Int. Sym. on suspension Bridges. Lissabon 1966.
- [42] Schambeck, H. und Kroppen, H.: Die Zügelgurtbrücke aus Spannbeton über die Donau in Metten. Beton- und Stahlbetonbau 77 (1982), H. 5, S. 131-136 und H. 6, S. 156-161.
- [43] Szabo, J.: Höhere Technische Mechanik, Berlin. Springer Verlag 1972.