

Theme IIIa: Cable and cable-suspended roofs

Objektyp: **Group**

Zeitschrift: **IABSE congress report = Rapport du congrès AIPC = IVBH
Kongressbericht**

Band (Jahr): **9 (1972)**

PDF erstellt am: **25.09.2024**

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.

IIIa

Seilkonstruktionen und seilverspannte Konstruktionen

Cable Networks and Cable Stayed Structures

Résilles de câbles et structures haubannées

FRITZ LEONHARDT

Universität Stuttgart
Deutschland

1. Einleitung

Seilkonstruktionen haben dem Menschen schon im Altertum gedient, man denke an die mit Seilen verspannten Maste ägyptischer Segelschiffe, an Hängestege der Naturvölker oder an seilverspannte Zelte. In der Form von Hängbrücken führten die Seilkonstruktionen schon im letzten Jahrhundert zu großartigen Ingenieurleistungen, z.B. bei Roebling's Brooklyn Bridge in New York. In den letzten 20 Jahren jedoch wurden vielgestaltige neue Seilkonstruktionen entwickelt, die dem Bauen mit Seilen einen neuen Auftrieb gaben. Den Anstoß hierzu gab zunächst der Franzose B. Laffaille, der 1936 auf dem zweiten Kongreß der IVBH über sattelförmige Blechschalen für weitgespannte Dächer berichtete und damit zum ersten Mal den Gedanken des Daches mit antiklastischer Krümmung aufbrachte, der dann 1950 bei der berühmt gewordenen Halle für die Raleigh-Arena mit einem sattelförmig gespannten Seilnetz verwirklicht wurde (Idee: Architekt M. Nowicki, Ingenieur F. Severud). Die Hängedächer erhielten einen starken Auftrieb durch das 1954 erschienene Buch von Frei Otto: "Das hängende Dach" (1), das in vielen Übersetzungen rasch in der ganzen Welt Verbreitung fand. Frei Otto zeigte darin eine große Zahl möglicher Formen für zugbeanspruchte Konstruktionen, die er mit seiner ungewöhnlichen Phantasie an kleinen Modellen entwickelte und mit zahlreichen Skizzen und Photos darstellte. Seine weiteren Bücher (2) mit dem Titel "Zugbeanspruchte Konstruktionen", die 1962 und 1966 erschienen sind, gaben eine weitere Fülle von Anregungen für die entwerfenden Architekten und Ingenieure. Der im wesentlichen von ihm entworfene Deutsche Pavillon auf der Weltausstellung Expo 67 in Montreal (3) (4) offenbarte dann die großen Möglichkeiten der Formgebung weitgespannter zeltartiger Dachkonstruktionen für die ganze Welt. An vielen Orten wurden Hängedächer unterschiedlichster Art und Größe entworfen und gebaut. So war es auch nicht zu verwundern, daß beim Wettbewerb für die Sportanlagen der Olympiade 1972 in München mehrfach Hängedächer vorgeschlagen waren und der erste Preis einem Entwurf der Architekten G. Behnisch und Partner, Stuttgart,

zufiel, der die ganzen Sportanlagen mit einer Landschaft zeltförmiger Hängedächer zu überdecken vorsah (Fig. 1). Diese 'Olympia-Dächer München' sind im Bau und werden vor dem IX. Kongreß fertiggestellt sein, sie bilden derzeit wohl einen Höhepunkt bei der Verwendung seilverspannter Konstruktionen. Interessante Berichte hierüber dürfen zum Kongreß erwartet werden.

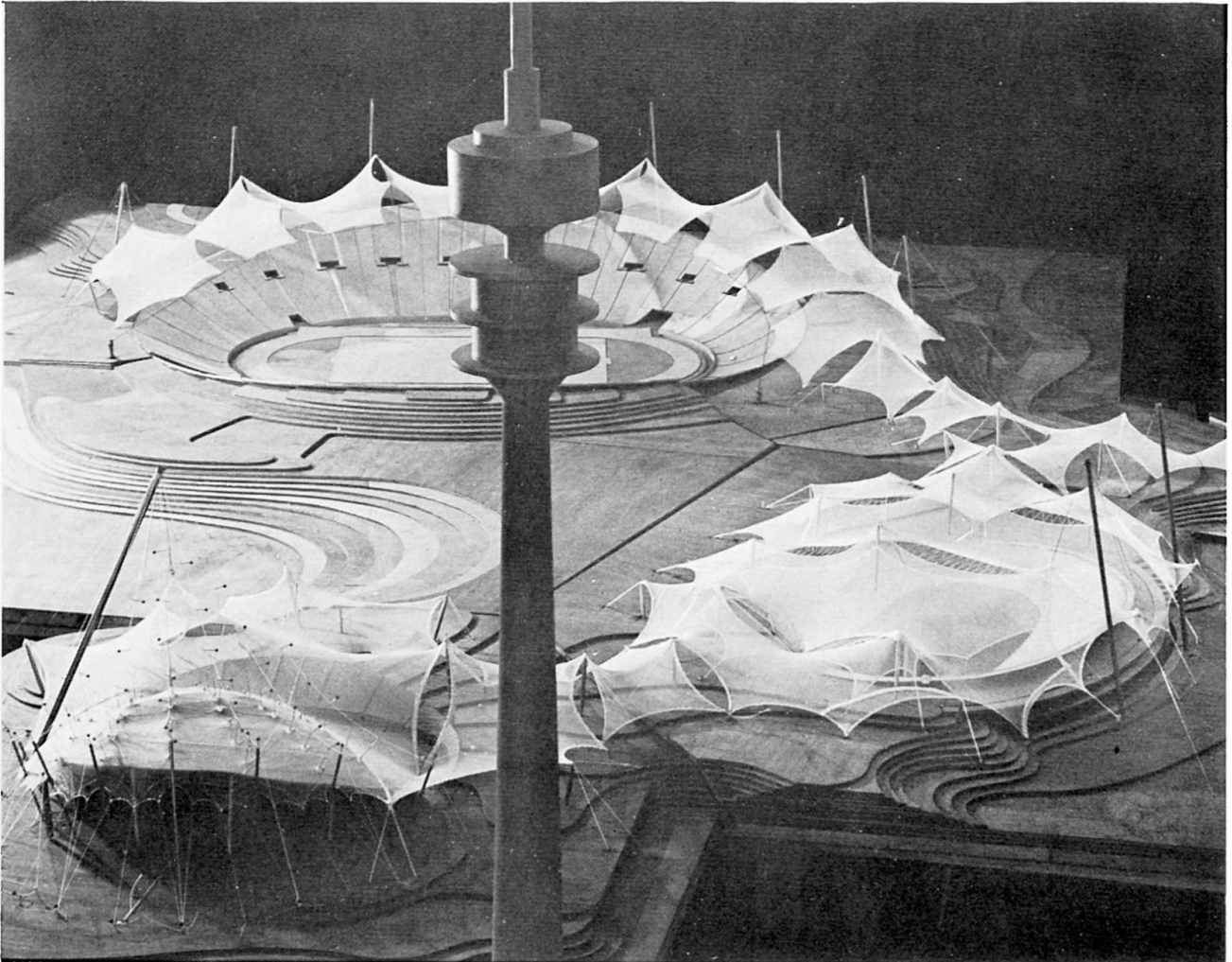


Fig. 1

Fig. 1 Seilnetz-Dächer für die Sportstätten der Olympiade 1972 München. Modellphoto. Entwurf G. Behnisch u. Partner, Frei Otto. Ing. Leonhardt u. Andrä

Fast im gleichen Zeitraum, indem sich die Hängedächer so ausgebreitet haben, entdeckten die Ingenieure gewissermaßen neu, welche Hilfe straff gespannte Schrägseile zur Unterstüzung weit gespannter Balken für Brücken und Hallen geben können. F. Dischinger gab die Anregung hierzu durch seine Entwürfe für Schrägseilbrücken (5). Auch hierüber wird einiges zu sagen sein.

Die neue Entwicklung der Seilkonstruktionen beruht vor allem darauf, daß die heute für Seile verwendeten hochfesten Stähle hohe Spannungen erlauben und diese hohen Spannungen dazu benützt werden können, den Seilkonstruktionen die notwendige Steifigkeit gegen Verformungen, z.B. durch Wind und

dergl., zu geben, die mit schlaffen Seilen mit niedrigen Spannungen nicht zu erreichen war. Die hohen Spannungen bedingen andererseits eine gründliche Beschäftigung mit allen Einflüssen, die die Festigkeit der Seile beeinträchtigen und die damit bei hohen Spannungen für die Sicherheit solcher Tragwerke gefährlich werden können. Gerade hierzu sind Beiträge erwünscht.

Es sei noch bemerkt, daß im gestellten Thema nur Seile als Zugglieder genannt sind, wir wollen jedoch dadurch die aus Litzen, Drähten, Stäben, Bänder oder Ketten hergestellten Zugglieder nicht ausschließen, zudem sie für manche Zwecke den Seilen vorgezogen werden müssen.

Schließlich sei noch bemerkt, daß der Verfasser für die Abfassung dieses Berichtes nicht die Zeit hatte, die sehr umfangreiche Literatur zu diesem Thema gründlich durchzuarbeiten; er gibt diesen Bericht vielmehr nur aus der Kenntnis der Probleme und der Erfahrungen, wie sie sich aus dem fast täglichen Umgang mit dem Entwurf, der Berechnung und dem Durchkonstruieren seilverspannter Bauwerke, wie z.B. großer Schrägkabelbrücken und der Olympia-Dächer München ergeben. Sofern wesentliche Beiträge und Ereignisse zum Thema unerwähnt bleiben, bittet der Verfasser im voraus um Entschuldigung. Die Lücke ist dann durch einen Beitrag zum Kongreß zu schließen.

2. Einfach gekrümmte Seiltragwerke

Hängedächer werden konstruktiv und für die Bauausführung am einfachsten, wenn sie nur einfach gekrümmt sind. Ihre Steifigkeit wird dabei einerseits vom relativen Durchhang der Seile $f : l$ und andererseits vom Gewicht der Dachdeckung beeinflusst. Je kleiner der Durchhang im Verhältnis zur Spannweite, umso kleiner kann das Dachhautgewicht sein. Nach den bisherigen Erfahrungen genügen bei $f/l = 1/15$ rd. 100 kp je m^2 für die erforderliche Steifigkeit gegen winderregte Schwingungen, wenn die Dämpfung genügend hoch ist. Bei dem ersten Dach dieser Art, dem vom Verfasser entworfenen Hängedach über dem Stadtbad Wuppertal (1956) (6) wurde zudem festgestellt, daß eine dünne, monolithisch hergestellte Betonplatte, die die Hängestäbe einschließt, auch eine erhebliche Schalenwirkung aufweist, die sich z.B. bei einseitiger Schneelast günstig auswirkt. Solche Hängedach-Membranen müssen allerdings an den Rändern gut verankert sein, weil dort in schmalen Zonen Sogkräfte auftreten, die mit ihrer Spitze bis zu etwa 400 kp/m^2 anwachsen können und so das Eigengewicht des Daches überschreiten.

Derartige Hängedächer sind nunmehr wiederholt gebaut worden, so bei der Trainings- und Ausstellungshalle Dortmund mit einer Spannweite von 80 m und bei einigen Flugzeughallen. Beim Schwimmbad Göppingen (6) haben sich nur 3 cm dicke Spannbetondielen, die auf den Hängestangen verlegt wurden, bewährt. Für die große Jumbo Jet-Wartungshalle der Deutschen Lufthansa auf dem Flughafen Frankfurt/Main (Entwurf: Dyckerhoff u. Widmann KG) (7) (Fig. 2) wurde das Hängedach aus Leichtbeton hergestellt und über zwei Felder gespannt, so daß in der Längsrichtung eine stützenfreie Hallenlänge von 270 m entstand. Als Zwischenunterstützung wurde ein Spannbetonhohlkasten gewählt. Der hochfeste, vorgespannte und daher rissefreie Leichtbeton ist für solche Hängemembranen ein willkommener Baustoff.

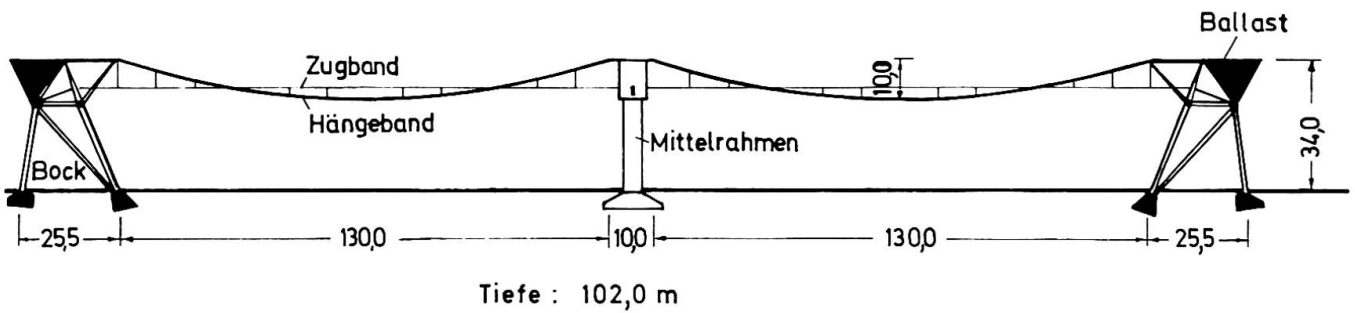


Fig. 2

Jumbo Jet-Wartungshalle der Deutschen Lufthansa in Frankfurt,
Leichtbeton-Hängedach. Entwurf Dywidag. 1969

Man darf mit einer langen Lebensdauer und sehr geringen Unterhaltskosten rechnen, was für solche Hallen von großer Bedeutung ist.

Für die Wirtschaftlichkeit solcher Hängedächer spielt die Art der Verankerung der großen Horizontalkräfte eine wesentliche Rolle. Bei verschiedenen Hallen wurden sie über einen Dreiecksbock mit einem im Boden verankerten Zugstab aufgenommen; bei der Frankfurter Jumbo Jet-Halle hat man auf einem Stützbock oben große Beton-Ankergewichte angeordnet.

Man ist natürlich bestrebt, das Eigengewicht solcher Hängedächer so leicht wie möglich zu halten, um damit die Seil- und Ankerkräfte zu mäßigen. Dabei bieten sich heute die aus dünnen, kaltverformten Blechen hergestellten Tafeln an, deren Zusammenwirken mit den Seilen jedoch sorgfältig überlegt werden muß. Mit der erforderlichen Wärmedämmung und der dichten Dachhaut erhält man damit Eigengewichte, die zwischen 30 und 50 kp/m^2 liegen, so daß das Hängedach zusätzlich gegen Wind ausgesteift werden muß. Das klassische Beispiel hierfür ist das mit dem System Jawerth (8) erbaute Eisstadion in Stockholm-Johanneshov (Fig. 3), bei dem die Steifigkeit durch ein Seilfachwerk hergestellt wird, das mit einem gegengekrümmten Spannseil unter Spannung gesetzt wird. Die Kraft im Spannseil muß zwar auch

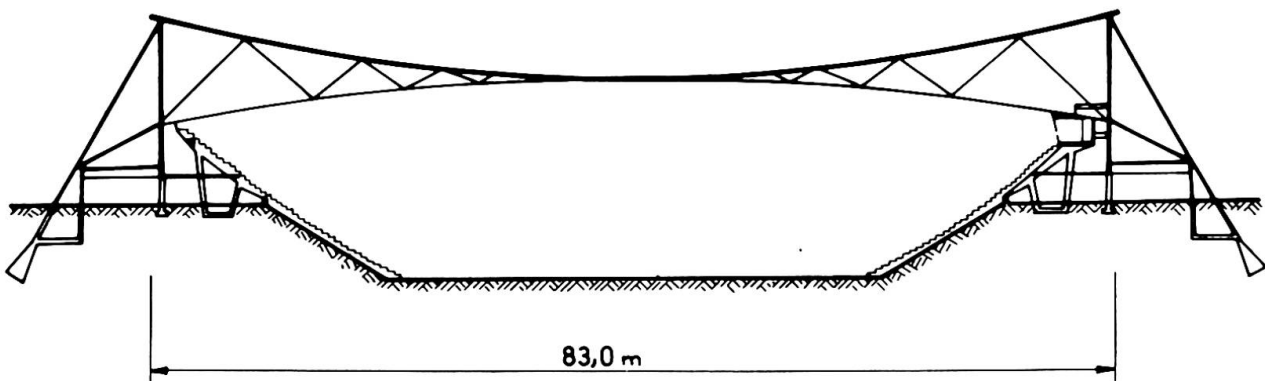


Fig. 3

Eisstadion Stockholm, System Jawerth. Mit gespanntem Seilfachwerk ausgesteift.

verankert werden, insgesamt entsteht jedoch eine Ersparnis dadurch, daß z. B. bei Schneelast die Spannseilkraft abnimmt und so der gesamte Aufwand für die Seile mit ihren Verankerungen beim vorgespannten Leichtdach doch geringer wird als beim Schwergewichtsdach.

Für die weitere Entwicklung wäre es wichtig zu erforschen, wie weit die Steifigkeit solcher Dächer herabgesetzt werden kann, ohne daß Gefahren durch Windschwingungen entstehen. Hierbei wird natürlich die durch die Art der Dachkonstruktion beeinflussbare Dämpfung eine Rolle spielen.

3. Doppelt gekrümmte Seiltragwerke

Das billigste Hängedach entsteht bei Hallen mit kreisförmigem Grundriß, indem die Seile radial angeordnet und in einem auf der Außenwand ruhenden Druckring verankert werden. Dieser Druckring, der meist aus Beton hergestellt wird, liefert die billigste Verankerung. Nahe dem Kreismittelpunkt ist ein stählerner Zugring nötig, damit die Seile in gleicher Höhenlage geführt werden können. Für die Eindeckung werden meist vorgefertigte Stahlbetonplatten auf die Seile verlegt und an den Fugen vermörtelt, so daß zum Schluß die Betonplatten durch Anspannen der radialen Seile unter Druck gesetzt werden können, wodurch eine versteifende Schalenwirkung entsteht.

Schon früh wurden solche Dächer für große Spannweiten gebaut (Sport-halle Montevideo, 1957, mit 94 m ϕ) und inzwischen oftmals wiederholt. Es sei hier auch an den US-Pavillon der Weltausstellung in Brüssel 1958 erinnert, bei dem bei 104 m ϕ auf die nach unten hängende Seilschar ein 8,5 m hoher Kreiszyylinder aufgesetzt war, von dessen oberem Rand aus eine nach außen geneigte Seilschar zum Druckring spannte und eine nach außen entwässernde Dachhaut trug.

Die Neigung der Dachhaut nach außen kann auch durch eine im Kreis-mittelpunkt angeordnete Stütze erzielt werden. Der Verfasser schlug schon 1954 vor, große Wasserbehälter mit einem solchen Hängedach abzudecken (6). Dieser Gedanke wurde nun von M.A. Vasarhelyi in Durban, Südafrika, mit der ungewöhnlichen Dimension von 167,8 m ϕ verwirklicht (Fig. 4)

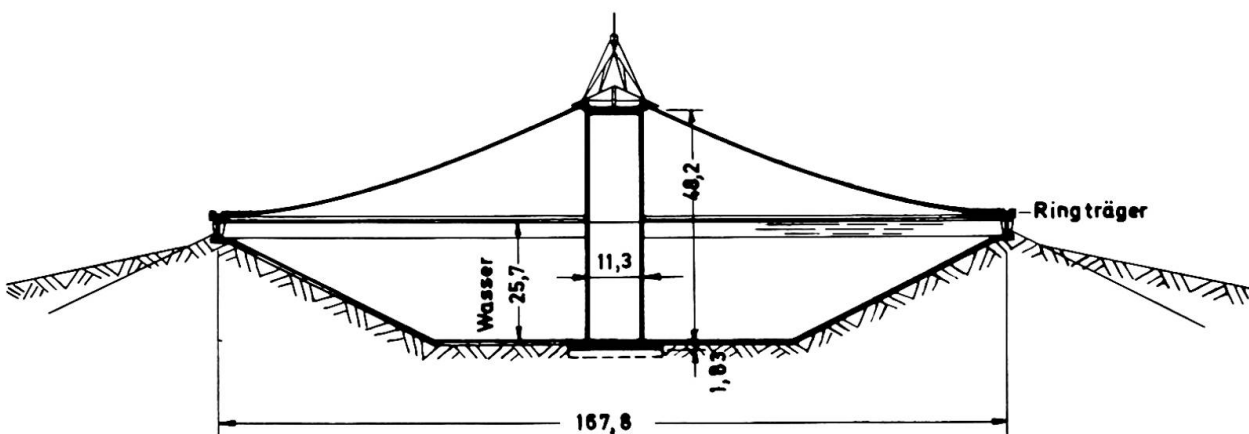


Fig. 4

Wasserbehälter in Durban SA, mit vorgespanntem Hängedach.
Im Grundriß kreisförmig.

Die Mittelstütze ist dabei als Betonröhre mit 11,3 m \emptyset ausgeführt, so daß die Verankerungen der 120 Seile am Zugring auf der Stütze untergebracht werden konnten. Als 'Seile' wurden 180 Mp-BBR-Spannkabel aus 47 Drähten \emptyset 7 mm in gewellten Hüllrohren verwendet, auf die 5 cm dicke vorgefertigte Platten mit 18 cm hohen Randrippen in konzentrischen Ringen von außen nach innen verlegt wurden. Interessant ist, daß das Dach mit den noch lose aufgelegten Betonplatten trotz deren Gewicht von rund 140 kp/m² bei starkem Wind wellenartige Schwingungen zeigte, die jedoch sofort aufhörten, als die Fugen vermörtelt und die gesamte Dachschale durch Spannen der Kabel unter Druck gesetzt wurde. Die dadurch erzielte Schalensteifigkeit ist also offensichtlich auch bei diesen doppelt gekrümmten Hängedächern nützlich, um aerodynamische Stabilität zu erreichen.

4. Zweischarige Seilnetztragwerke

Mit zweischarigen Seilnetzen lassen sich sehr verschiedenartige Formen von Netzflächen herstellen, was Frei Otto in seinen Büchern und mit dem Deutschen Pavillon Expo Montreal demonstriert hat. Dabei werden gleichmaschige Netze orthogonal, also mit zunächst quadratischen Maschen hergestellt.

Da diesen Netzen jedoch die Schubsteifigkeit fehlt, können die Maschen Rhombenform annehmen und lassen sich auf diese Weise an unterschiedlich gekrümmte Flächen anpassen. Solche Netze können in beiden Richtungen nach unten gekrümmt (synklastische Krümmung) und an den Rändern ver-

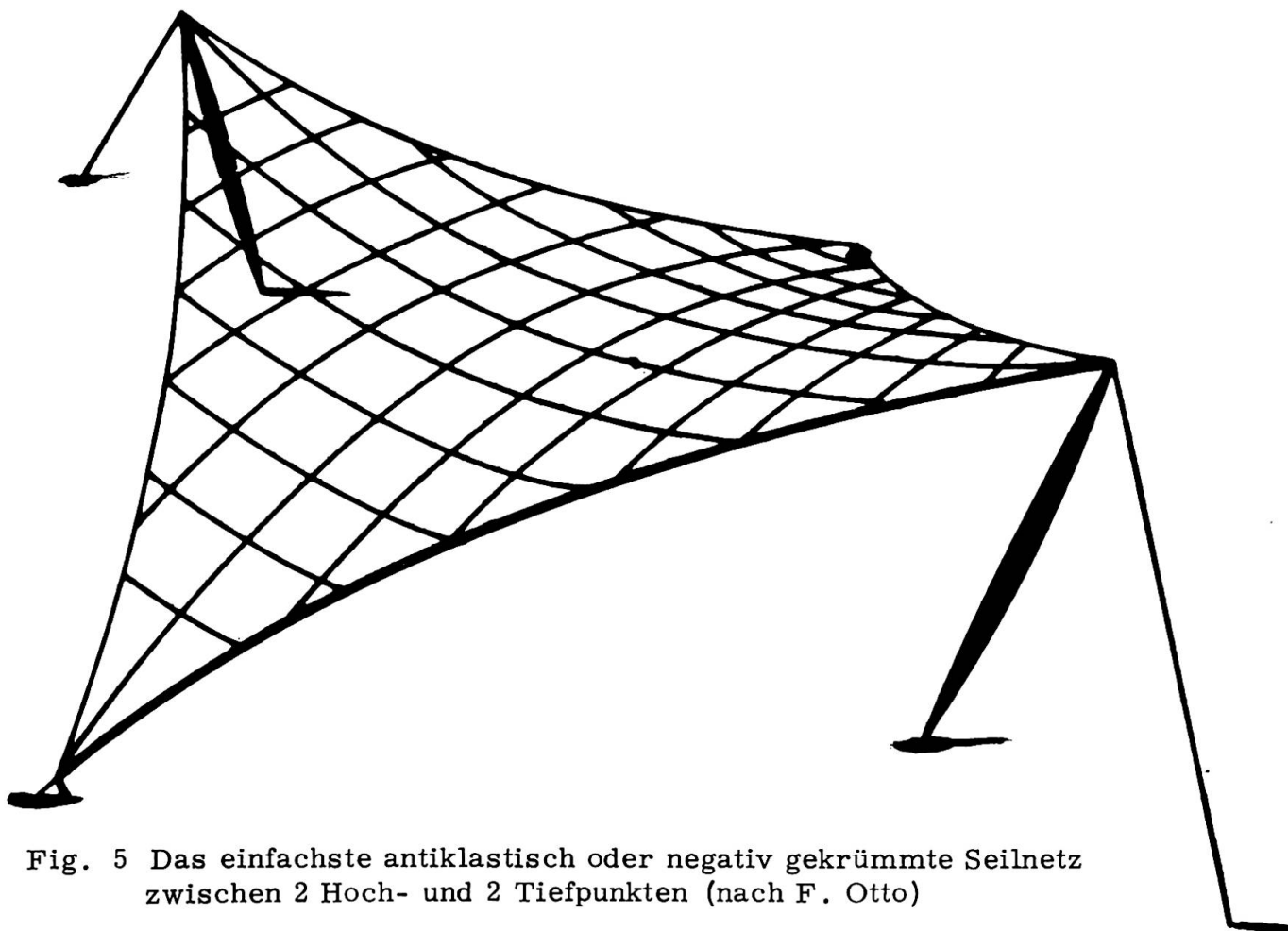


Fig. 5 Das einfachste antiklastisch oder negativ gekrümmte Seilnetz zwischen 2 Hoch- und 2 Tiefpunkten (nach F. Otto)

ankert sein und ihre Steifigkeit durch das Gewicht der Eindeckung erhalten. Meist werden sie jedoch antiklastisch geformt (Fig. 5), so daß eine Seilschar nach unten hängend die Lasten trägt, während eine zweite nach oben gekrümmte Seilschar zum Spannen des Netzes benützt wird. Das Netz wird umso steifer, je stärker die Krümmung in der Tragrichtung und je größer die Vorspannung in der Schar der Spannseile ist. Mit den heutigen Drahtfestigkeiten können selbst fast ebene Flächen noch so gespannt werden, daß die nötige Steifigkeit zum Begehen und gegen Windschwingungen erreicht wird, doch werden dabei die notwendigen Ankerkräfte groß.

Die erforderliche Vorspannung hängt natürlich auch vom Eigengewicht der Dachhaut ab; wie bei den einseitig gekrümmten Hängedächern kann auch hier die erforderliche Steifigkeit durch das Eigengewicht allein erreicht werden. Die Vorspannung zieht die tragenden Seile in ähnlicher Weise nach unten wie das Dachgewicht, sie ersetzt daher gewissermaßen Gewicht. Im Hinblick auf die Bruchsicherheit solcher Netztragwerke ist jedoch die Vorspannung das geeignetere Mittel, die erforderliche Steifigkeit zu erzielen, weil sie bei Belastung abbaut und damit die Spannungszunahme in den Tragseilen unterlinear verläuft, was wesentlich zu der hohen Sicherheit solcher Tragwerke beiträgt.

Die erstrebenswerte Sattelform führt dazu, daß man solche Seilnetze an Hochpunkten, z.B. durch Maste abstützen und nach Tiefpunkten hin abspannen muß (Fig. 5). Zwischen solchen Festpunkten werden die Netze an gespannte Randseile angeschlossen. Will man das Netz innerhalb der Netzfläche abstützen, dann muß man es auf einen großen federnden Teller auflagern, weil die Punktstützung wie bei einer Membrane zu einer ins Unendliche gehenden Spannungsspitze führt, die man den einzelnen Seilen nicht zumuten kann. Frei Otto hat an Seifenblasenmembranen gefunden, daß schlaufenartige Seile, sogenannte Augseile geeignet sind, um Membrane oder Netze an Masten aufzuhängen, wobei die Augseile in einer weit ausgreifenden Schlaufe die Kräfte der Netzseile gewissermaßen einfangen und zur Mastspitze führen. Dieses Prinzip wurde bei den Seilnetzdächern der Expo '67 Montreal angewandt (Fig. 6). Die Maste müssen dabei im Vergleich zu dem übrigen Dach ziemlich hoch werden.

Bei den Olympiadächern München brachte Frei Otto den einleuchtenden Vorschlag, die Randseile mit einer Primärseilkonstruktion an den Masten aufzuhängen, wodurch die steilen Partien am Dach vermieden wurden. Dabei werden die Randseile der sattelförmigen Netzfläche an zwei bis drei Stellen mit den Randseilen von Nachbarnetzen verbunden und hochgestützt, was zu den für die Münchener Dächer charakteristischen linsenförmigen Augen zwischen großen Seilnetzflächen führt (Fig. 1).

Es ist in mancher Beziehung günstiger, ein Seilnetz durch einen oder mehrere Bogen hochzustützen, die sehr schlank gehalten werden können, weil das gespannte Netz zur Knicksicherung des Bogens beiträgt. Solche bogen-gestützten Membrane oder Seilnetze wurden mehrfach ausgeführt und sind erneut für große Sporthallen im Entwurf vorgesehen (z.B. Stadion Yale University 1957 von E. Saarinen und F.N. Severud).



Fig. 6 Am Mast mit Augenseilen aufgehängtes Seilnetz
(Pavillon Expo Montreal) Bauart Frei Otto

Bei solchen Seilnetz-dächern ist zunächst der Grad und die Verteilung der Vorspannung durch die Spannseile wählbar und so zu bestimmen, daß später die Gebrauchsfähigkeit des Daches für die möglichen Lastfälle, insbesondere für Schnee- und Windlast nicht beeinträchtigt wird. Dabei muß man auch an mögliche ungleichförmige Belastungen denken. Schneelast und Winddruck belasten die tragenden Seilschar und entlasten die Spannseile. Bei Schneelast ist dabei ein gewisses Spannungsloswerden der Spannseile unbedenklich, solange die gewählte Dachhaut die dabei entstehenden Verschiebungen der Netzknoten mitmachen kann. Bei Windkräften, insbesondere bei Windsog sollte man unter Gebrauchslasten keine Seile schlaff werden lassen. Das Kriterium bei Wind ist allerdings kein statisches, sondern ein dynamisches, indem die Vorspannung zusammen mit Eigengewicht und Dämpfung so bemessen sein muß, daß keine bedenklichen Windschwingungen entstehen, also insbesondere keine Resonanzschwingungen. Zur aerodynamischen Untersuchung fehlen uns allerdings noch vielerlei Unterlagen für etwaige theoretische

sche Ansätze (es sei hier auf das im Einführungsbericht zu Thema V, "Hohe schlanke Bauwerke" zum Wind Gesagte verwiesen). Für die Windstabilität der Netzflächen sind wir daher vorläufig mehr oder weniger auf geschätzte Annahmen der Vorspannung angewiesen, die auf den Beobachtungen an bisher ausgeführten gespannten Membranen und Netzen beruhen. Dabei wurde meist als Mindestwert eine Vorspannung von 2 bis 7 t/m angesetzt. Auch bei der Verteilung der Vorspannung über die Netzbreite tasten wir noch. Das Maß und die Verteilung der Vorspannung beeinflussen natürlich die Flächenform des Netzes.

Das Auffinden oder Ausarbeiten der zweckmäßigen Form solcher Seilnetze ist ein weiteres Hauptproblem für die Entwicklung solcher Tragwerke. Man ist versucht, die Minimalflächen, die sich für gegebene Last- und Randbedingungen aus der Bedingung allseitig gleicher Spannungen (Seifenblasenmembranen) einstellen, als die günstigste Lösung anzustreben. Meist paßt jedoch die Minimalfläche nicht zu den geometrischen Bedingungen des Daches, die sich aus irgendwelchen Funktionen der Nutzung oder architektonischen Raumvorstellungen ergeben. Auch für die unterschiedlichen Lasten führt die Minimalfläche meist nicht zur optimalen Ausnutzung der Seile. Frei Otto hat zur Formfindung mehrfach Netze aus feinen Kettchen verwendet, die bei steifen Rändern zu guten Ergebnissen führten. Für Netze mit Randseilen wurden die Formen mit Textilnetzen, sogenanntem Tüll, grob gestaltet und dann mit Drahtnetzen nachgebaut, wobei man aus der Form des Tüllnetzes die voraussichtlich erforderlichen Vorspannungen durch eine grobe statische Untersuchung vorbestimmt hat. Diese Methoden führen nur dann zu einem befriedigenden Ergebnis, wenn die Fläche einigermaßen regelmäßig ist und einer einfachen HP-Fläche gleicht, sie befriedigen jedoch nicht, sobald das Netz freier gestaltet wird. Hier müssen bessere Formfindungsmethoden entwickelt werden, um eine gleichmäßigere Beanspruchung und Ausnutzung der Seilnetze zu erhalten.

Für die Herstellung solcher Seilnetzwerke ist die Kenntnis der genauen Geometrie und der Seilspannungen für den Lastfall Eigengewicht + Vorspannung zur Bestimmung der genauen Längen aller Seile unbedingt notwendig. Aus der Geometrie werden sogenannte Zuschnittspläne entwickelt, die die Zahl der gleichen Maschen des Netzes und die ergänzenden Randlängen und Randanschlüsse angeben. Von der Genauigkeit dieser Zuschnittspläne und der anschließenden Genauigkeit der Ablängung der Seile hängt das Gelingen des Baus solcher Tragwerke ganz wesentlich ab. Man war hierfür auf sogenannte Meßmodelle angewiesen, die mit möglichst großer Genauigkeit unter Beachtung der Ähnlichkeitsgesetze gebaut werden müssen. Zum Vermessen der Netzflächen boten die Geodäten ihre Kenntnisse und Methoden auf dem Gebiet der Fotogrammetrie an. K. Linkwitz und seine Mitarbeiter haben zusätzlich elektronische Rechenprogramme für den Fehlerausgleich und Zeichenprogramme für den Zuschnitt entwickelt, die zum Schluß Gleichgewichtskontrollen einbeziehen. Hierüber dürfte auf dem Kongreß ausführlich berichtet werden.

Bei der Geometrie der Seilnetze sind die Längen- und Winkeländerungen vor allem im Hinblick auf die Dachhaut zu beachten. Im Falle der Olympia-Dächer München wurden Winkeländerungen bis zu 7° festgestellt, so daß

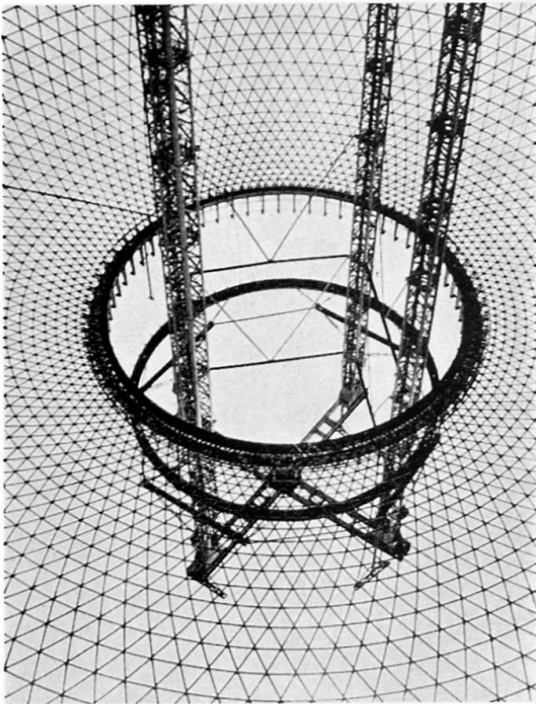


Fig. 7

Dreiecks-Netz an einem Bauwerk in der Tschechoslowakei bei der Montage

vorgespannten Netze veröffentlicht (11), die die Verformung der Netze durch Last berücksichtigt, die bei diesen verhältnismäßig weichen Tragwerken einen großen Einfluß hat. Für die Olympia-Dächer, München, gelang es nun J. Argyris und Mitarbeitern (Scharpf, Biguenet und Schlaich) ein Programm aufzustellen, mit dem Kräfte und Geometrie so komplizierter Seilnetzkonstruktionen, wie die des Daches über der Sporthalle bei 3600 Netzknoten und insgesamt 10 800 Unbekannten für unterschiedliche Lastfälle durchgerechnet werden konnten. Dabei wurde das Netz dadurch vereinfacht, daß man die im Abstand von 75 cm vorgesehenen Seile zu Seilen mit 3 m Maschenabstand zusammengefaßt hat. Das Programm baute auf früheren Arbeiten von J. Argyris auf und berücksichtigt die Verschiebung der Netzknoten, also die nichtlineare Geometrie. Für die Dehnung der Seile wurde dabei zunächst linear mit einem für die mittleren Spannungen zutreffenden E-Modul gerechnet. Die Lösung wird iterativ erreicht, wobei eine gute Konvergenz erreicht wird, wenn die Form vom Modell her nicht zu schlecht ist. Das Verfahren setzt für so große Netzwerke allerdings eine sehr leistungsfähige Rechenanlage voraus (z.B. CDC 6600).

Auch an anderen Stellen sind Theorien und Programme entwickelt worden, es sei hier vor allem auf die Arbeit von D.P. Greenberg in (12) hingewiesen, die auch das nichtlineare Dehnungsgesetz der Seile erfaßt. An Beispielen kleiner Netze wird die sehr große Sicherheit der vorgespannten anti-klastischen Seilnetzwerke rechnerisch nachgewiesen, die gerade durch die Verschiebungen und das nichtlineare Verhalten von Seilen weit über Erwarten günstig beeinflußt wird.

die Dachhaut mit großen Bewegungsfugen versehen werden muß. Für die weitere Entwicklung müßte man sich überlegen, derart große Winkeländerungen durch Einbau von diagonalen Seilen oder - für wechselnde Winkelrichtung - von zug- und druckfesten Diagonalstäben zu verhüten. Man kommt so zum dreiecksförmigen Netz, das gemäß der Fig. 7 in der Tschechoslowakei angewandt wurde (Objekt nicht bekannt).

Was den Modellbau anbelangt, so zeigte sich, daß der Modellmaßstab nicht kleiner als 1:50 sein sollte und daß die Modellbautechnik zur besseren Erfüllung der Ähnlichkeitsbedingungen weiter entwickelt werden muß.

Ein günstigerer Weg wurde mit Hilfe der elektronischen Berechnungen gefunden. Schon bei dem Symposium 1963 der IASS in Paris über Hängedächer hat F.K. Schleyer eine Theorie für die Berechnung der Seilnetze vorgelegt (10). Fast gleichzeitig hat A. Siev in den Abhandlungen der IVBH 1963 eine allgemeine Theorie der

Die Möglichkeiten des elektronischen Rechnens werden so zu einer bedeutungsvollen Hilfe für die Bemessung und Ausführung solcher Netztragwerke, bei denen die doppelte Nichtlinearität auf den früheren klassischen Wegen vor allem bei großer Knotenzahl und ungleichförmigen Lasten numerisch nie zu bewältigen gewesen wäre.

4. Konstruktive Einzelheiten von Seilnetzwerken

Die konstruktiven Einzelheiten der Seilnetzwerke beginnen mit der Maschenweite der Netze, die man von der Art der Dachhaut abhängig machen sollte. Frei Otto bevorzugt das 50 cm-Netz, das er für Montreal gewählt hat und das sich dort für die Montage der unter das Netz gespannten Kunststoffhaut bewährt hat, weil man einigermaßen sicher darauf herumklettern kann. Maschenweiten kleiner als 50 cm bieten sich an, wenn man das Netz z. B. in eine Perlitebetonschicht einbetonieren will, wie der Verfasser dies mehrfach für Hängedächer über Kirchen gemacht hat. Hat man jedoch eine biegesteife Dachhaut, so werden größere Maschenweiten durch die Verringerung der Zahl der Knoten und Randseilschellen zweifellos wirtschaftlicher. Der Seilabstand sollte dann einfach von der Biegetragfähigkeit der Dachhaut abhängig gemacht werden. Für 4 mm dicke Plexiglastafeln hat man für München eine Maschenweite von 75 cm gewählt; für Holzbretter hätte man mit Kanthölzern 1,0 bis 1,2 m wählen können. Für das Begehen solcher weitmaschigen Netze wird man sich aufrollbarer Holzlattenroste oder anderer Behelfe bedienen.

Der Montreal-Netzknotten ist in Fig. 8 dargestellt. Die Kreuzklemme ist dreiteilig, und jedes Seil wird für sich in einer Rille festgeklemmt. Die Seile sind gegeneinander nicht drehbar, so daß bei Winkeländerungen am Knoten eine S-förmige Krümmung entstehen muß, durch die sich das Netz verkürzt. Für Olympia - München hat man Doppelseile gewählt, auf die Aluminium-Knotenplatten im Werk in regelmäßigen Abständen hydraulisch aufgepreßt werden (Fig. 9). Die Platten haben ein mittiges Loch, so daß zur Fertigung des Netzes einfach zwei Scharen solcher Doppelseile mit je einem Schraubbolzen an jedem Knoten zu Netzen verbunden werden können. Die Knoten sind drehbar und der Bolzen dient gleichzeitig zum Anschluß der Dachhaut. Die aufgepreßten Alu-Platten müssen einen festgelegten Gleitwiderstand am Seil aufweisen, weil je nach Form und Belastung der Netze die Seilspannungen sich verändern, was nur durch Abtragung von Teilkräften an den Knoten auf die Querseile möglich ist.

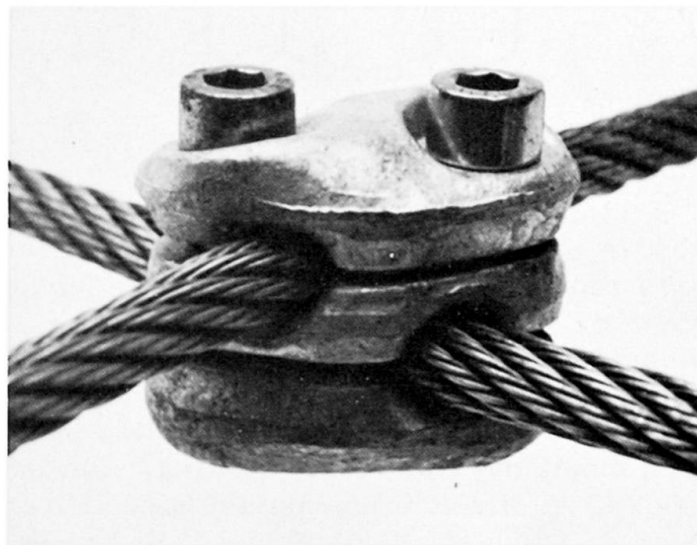
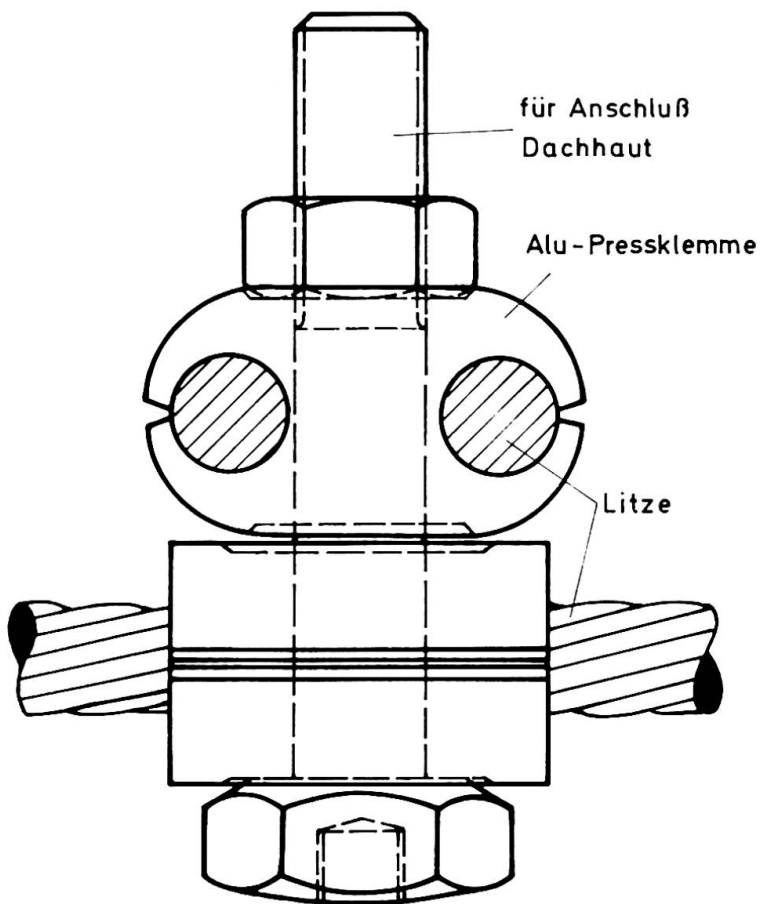


Fig. 8

Kreuzklemme für Netzknoten
nach F. Otto



Für den Anschluß der Netze an Randseile gibt es vielerlei Möglichkeiten. Nach langen Studien wurden für München Seilschlaufen verwendet, die um einen kräftigen Bolzen an der am Randseil festgeschraubten, zweiteiligen Schelle angreifen. Am Ende der Schlaufen- und Netzseile befinden sich Ziehgehülsten mit Gewinden, so daß die Schlaufe mit Spannschlössern angeschlossen werden kann, die eine gewisse Korrektur der Seillänge und damit der Seilspannung erlauben, was im Hinblick auf die möglichen Toleranzen und Fehler des Zuschnittes unbedingt notwendig ist.

Fig. 9
Aluminium-Preßplatten (nach Pfisterer) zur Verbindung von Doppelseilen zu Netzen.
Drehbarer Knoten.

5. Zur Wahl der Seilart

Seilwerke werden umso steifer, je straffer die Seile gespannt werden können, d. h. je höher die Stahlspannung im Seil eingestellt werden darf. Da die Drähte für Seile oder Kabel heute leicht Festigkeiten von 160 bis 220 kp/mm^2 erhalten können, sind sehr hohe Spannungen möglich, wenn man die Sicherheit nur auf die Zugfestigkeit des Stahles bezieht. Die durch Spannung erzielte Steifigkeit will man natürlich auf die Lebensdauer des Bauwerkes erhalten wissen, d. h. die Seile sollen in dem gewählten Spannungsbereich sich möglichst elastisch verhalten. Nun ist aber bekannt, daß Seile in verschiedener Hinsicht unelastisch sind. Hier ist zunächst der sogenannte Seilreck zu beachten, der sich durch dichteres Aneinanderlegen der wendelartig geschlagenen Drähte oder Litzen sowie durch Streckung der Wendel in der Ganghöhe ergibt. Je nach der Behandlung der Drähte zeigen diese auch schon im geraden Zustand eine niedrige Proportionalitätsgrenze, also bleibende Dehnungen bei noch mäßigen Spannungen. Seilreck und niedrige Proportionalitätsgrenze können bei hoch gewählten Grundspannungen zu erheblichen Spannungsverlusten führen, die ein Nachspannen notwendig machen würden. Die plastischen Verformungen können durch Vorrecken der Seile nur zum Teil vermieden werden, weil beim Aufrollen und weiteren Verarbeiten vorgereckter Seile die Reckwirkung zum Teil und unterschiedlich wieder verlorenght.

Vom Seilreck abgesehen, ist die elastische Dehnung der Seile wiederum von der Schlaglänge der Drähte und vom Seilaufbau abhängig, der quasi-elastische E-Modul kann zwischen 10 000 und 18 000 kp/mm² liegen. Für die Spannseile wäre ein möglichst niedriger E-Modul aber ohne Seilreck günstig, damit die Vorspannung bei Belastung der Tragseile möglichst lange wirksam bleibt; solche Seile gibt es leider nicht. Für die Tragseile dagegen ist im allgemeinen ein hoher E-Modul erwünscht, um die Verformungen durch Last und die Neigung zu Schwingungen klein zu halten. In der Regel wird man für beide Seilscharen die gleiche Seilart verwenden.

Wägt man die Vor- und Nachteile gegeneinander ab, dann verdienen Seile mit hohem E-Modul und niedriger Relaxation durch Reck und plastische Dehnung den Vorzug für Dauerbauten. Bedenkt man noch die Korrosionsanfälligkeit dünndrätiger Seile, dann besteht auch der Wunsch, eine Drahtdicke von z. B. 2 mm möglichst nicht zu unterschreiten. So wählte man für die Dächer in München 19-drätige Litzen mit Drahtdurchmessern von 2,0 bis 3,0² mm und einer Schlaglänge 1:10. Der gemittelte E-Modul beträgt 17000 kp/mm².

Will man nun die hohe Drahtfestigkeit ausnützen und die Seile entsprechend den sonst bei Stahlkonstruktionen üblichen Sicherheitsfaktoren bemessen, dann muß man zunächst alle festigkeitsmindernden Einflüsse, die in Netztragwerken vorkommen können, untersuchen. Für den Kongreß werden Berichte vorgelegt werden über den Einfluß kleiner Seilkrümmungen, verschieden starker Querpressungen und insbesondere über die an den Verankerungen erzielten Festigkeiten. Da in den Netztragwerken die Spannungswechsel sehr groß sein können und sich mit einem beachtlichen Anteil auch millionenfach wiederholen können, mußten die Verankerungen auch für schwingende Beanspruchung untersucht werden. Vom Hängebrückenbau her wissen die Bauingenieure, daß zinkvergossene, stählerne Seilköpfe zu einer niedrigen Dauerschwingbreite führen ($\sigma_{2A} = 10$ bis 14 kp/mm²), weil insbesondere die hohe Temperatur des Metallvergusses für die gezogenen Drähte schädlich ist. Aus diesem Grund wurde in mehrjähriger Arbeit für Schrägkabelbrücken von W. Andrä und K. Krenkler u. a. eine neue Vergußart für hohe Amplituden (high amplitude anchorage = HIAM) entwickelt, mit dem günstigen Ergebnis, daß die Festigkeit der Verankerung nicht mehr kleiner ist als die Festigkeit der Kabel selbst. Der Verguß besteht in der Hauptsache aus kleinen Stahlkügelchen, deren Zwischenräume mit einem Epoxyharz gefüllt werden. Im Seilkonus bilden die Stahlkügelchen Gewölbeschalen, die die zu verankernden Drähte festhalten. Über die damit erzielten hohen Schwingbreiten ($\sigma_{2A} = 24$ bis 26 kp/mm²) berichten W. Andrä und W. Zellner in (13). Für hochbeanspruchte Primärkabel kann man bei Verwendung dieser neuen Vergußart die zulässigen Spannungen entsprechend stark heraufsetzen (zul $\sigma_e = 75$ kp/mm²), so daß wesentliche Ersparnisse entstehen, auch wenn die neue Verankerungsart teurer ist als der bisherige Metallverguß.

Wichtiger als die Ersparnis ist jedoch die Tatsache, daß erst durch so hohe Spannungen bei großen Abmessungen die zur Verhütung von Windschwingungen nötigen Steifigkeiten erreicht werden. Bei Hauptspannkabeln kann die Steifigkeit durch Wahl von Kabeln aus parallelen Drähten oder aus langgeschlagenen 7-drätigen Litzen weiter erhöht werden, was bei großen Längen solcher Kabel eine erhebliche Rolle spielen kann.

Auch aufgezoogene und aufgepreßte Hülsen weisen ein günstigeres Dauer-schwingverhalten auf als zinkvergossene Seilköpfe. Trotzdem wird man in vielen Fällen den zinkvergossenen Seilkopf weiter benützen, muß dann jedoch von Fall zu Fall überlegen, wie hoch die Beanspruchungen sein dürfen, damit kein Dauerbruch an der Verankerung entsteht. Es gibt zweifellos manche Seilnetzwerke, bei denen keine hohe dynamische Beanspruchung zu erwarten ist.

6. Verankerungen

Bei den vorgespannten Seilnetzen hängt die Wirtschaftlichkeit ganz wesentlich von der Art und den Kosten der Verankerung ab. Bei Hallen oder dergleichen ist es stets erstrebenswert, so zu entwerfen, daß die Verankerungskräfte einem in sich geschlossenen Druckring oder einem Rahmen mit mäßiger Größe der Biegemomente oder einer Randscheibe zugewiesen werden können. In vielen Fällen muß die Verankerung jedoch im Boden vorgenommen werden. Hier bieten heute die vorgespannten Bodenanker die günstigste Lösung, wenn der Baugrund aus Fels oder nichtbindigem Boden besteht. Mit Recht wird bei Bodenankern für permanente Bauwerke ein möglichst vollkommener Korrosionsschutz der Spannstähe gefordert, doch darf man dabei nicht übertreiben. Die vorgespannten Bodenanker sollten stets mit einer reichlichen Sicherheit bemessen werden und möglichst so angeordnet sein, daß im Laufe von Jahrzehnten schadhaft gewordene Anker ausgewechselt oder durch neue Nachbaranker ersetzt werden können. Hier gilt es, vernünftige Regeln für die Bemessung und die Sicherheitsanforderungen zu schaffen, die vom Umfang und Art des Schadens abhängig gemacht werden müssen, der beim Versagen von Ankern entsteht.

In Böden, die für Bodenanker ungeeignet sind, kann man mit Schlitzwänden auf wirtschaftliche Art größere Bodentiefen für die Verankerung erreichen. Hierbei wird der Boden im Schlitz durch Bentonit abgesteift, das durch den von unten hochsteigenden Beton verdrängt wird (Verfahren Veder). Dabei sollte man die \perp -förmige Schlitzwand am Fuß ausweiten, weil beim Betonieren der Schlitzwand meist eine dünne Bentonitschicht zwischen Beton und Boden verbleibt, so daß man sich auf die Reibung nicht ganz verlassen kann und erst der Scherwiderstand die nötige Sicherheit erbringt. Der Beton der Schlitzwände kann auch vorgespannt werden, wenn die Spannanker vor dem Einsetzen in das Bewehrungsgerippe in geeignet geformte Betonkörper einbetoniert werden.

Zu den sonst bekannten Verankerungsverfahren des Grundbaues ist nichts Neues zu berichten.

7. Schrägseilkonstruktionen

Die Verwendung von Schrägseilen zum Aufhängen von schlanken, weitgespannten Balkentragwerken an Pylonen hat in den letzten Jahren stark zugenommen. Im Hochbau finden wir zahlreiche Flugzeughallen, bei denen die geforderten stützenfreien Flächen und vor allem die großen Toröffnungen mit seilverspannten Kragarmen leicht hergestellt werden können, vor allem wenn man Kragarme nach beiden Seiten von Pylonen aus aufhängen kann, so daß sich die Horizontalkomponenten der Seilkräfte am Pylon gegenseitig auf-

heben und damit die teuren Verankerungen gespart werden.

Auch für die Überdachung von Zuschauertribünen der Stadien findet man mehr und mehr seilverspannte Kragarme.

Im Brückenbau sind im Laufe der letzten 15 Jahre allein in Deutschland vierzehn große Schrägkabelbrücken gebaut worden, meist über den Rhein. Auch für Fußgängerbrücken finden Schrägseilkonstruktionen gerne Anwendung, weil man damit die Bauhöhe dieser leichten Brücken ungewöhnlich niedrig halten und gleichzeitig elegante Lösungen erzielen kann. Die Vorteile der Schrägkabelbrücken mit fugenlosen Fahrbahntafeln aus orthotropen Platten werden zunehmend auch in anderen Ländern erkannt, so vor allem in England und neuerdings in Kanada. (Die klassische Hängebrücke soll hier nicht behandelt werden.) Die bisher bedeutendste Schrägkabelbrücke ist wohl die Kniebrücke über den Rhein in Düsseldorf (14)(Fig. 10), die bei einer Aufhängung von einem

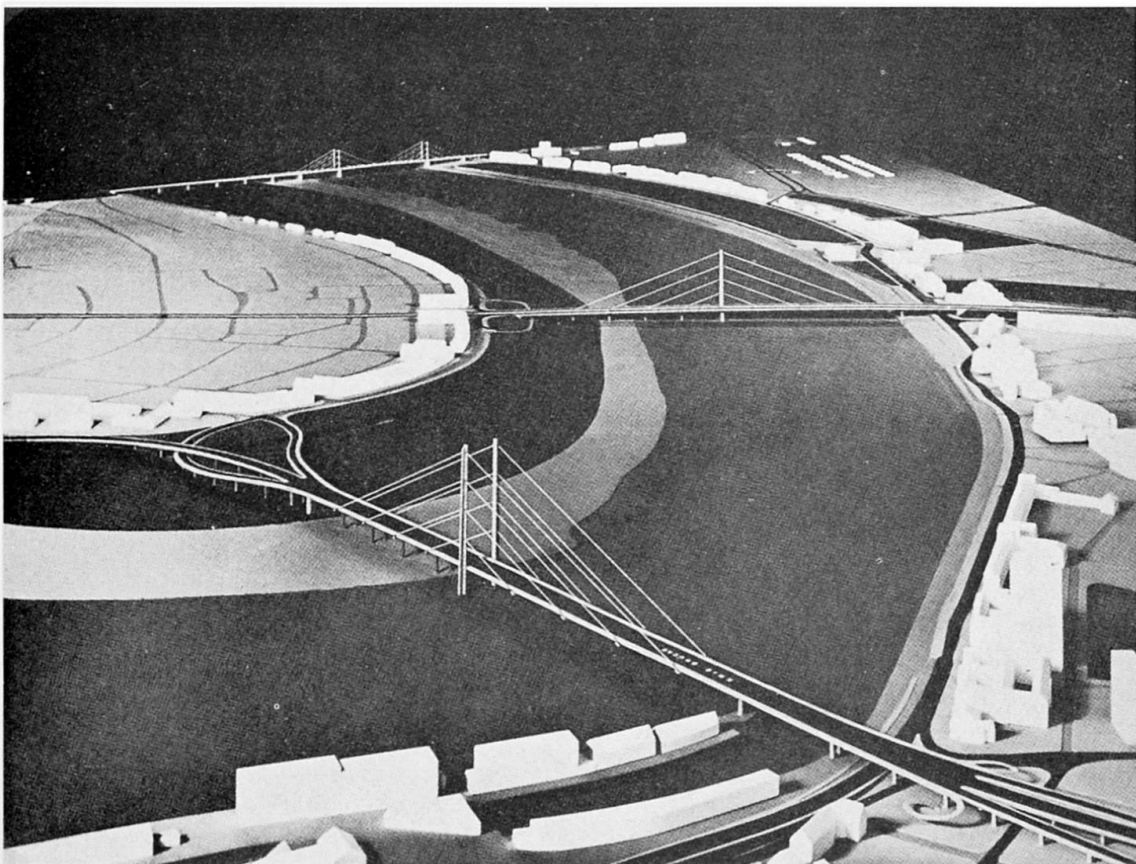
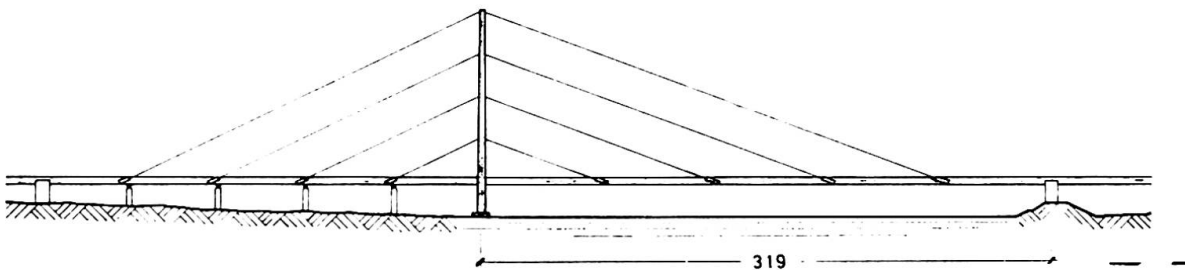


Fig. 10 Ansicht der Kniebrücke Düsseldorf und Modell der drei Schrägkabelbrücken über den Rhein in Düsseldorf

Pylon aus eine freie Spannweite von 319 m aufweist, was bei symmetrischer Anordnung der Aufhängung von zwei Pylonen aus einer Spannweite von rd. 610 m entspricht. Dabei ist die Bauhöhe des Balkens nur 3,2 m.

Die Düsseldorfer Rheinbrücken sind durchweg Schrägkabelbrücken, und zwar in der sogenannten Harfenform, mit parallelen Schrägkabeln, die aus architektonischen Gründen der dem Ingenieur näher liegenden Fächerform vorgezogen wurden (Fig. 11). Auch zwischen Fächer- und Harfenform liegenden Anordnungen der Schrägseile sind wiederholt gewählt worden, insbesondere wenn man die Schrägseile übereinander in den Pylonen verankern und nicht über die Pylonen hinwegführen will.

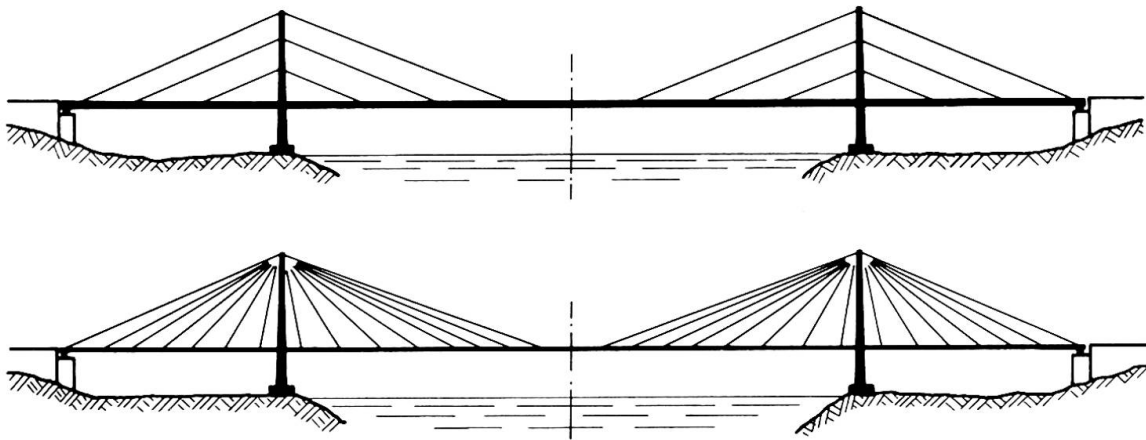


Fig. 11 Anordnung der Schrägkabel in Fächer- und Harfenform

Die Erfahrung beim Entwurf und Bau solcher Schrägkabelbrücken lehrt, daß man mit einem kleinen Abstand der Aufhängungen von 15 bis etwa 25 m viele wirtschaftliche und konstruktive Vorteile erzielt gegenüber einem größeren Abstand der Schrägkabel. Man kann bei kleinem Abstand der Aufhängepunkte auf die lästigen und schweren Aufhängequerträger verzichten, wie sie z. B. bei der Maracaibo-Brücke gebaut wurden. Gleichzeitig werden die Längsbiegemomente des Balkens kleiner, so daß eine geringere Bauhöhe ausreicht. Kleine Abstände der Aufhängepunkte erleichtern auch die Montage; man kann dann ohne zusätzliche Rüstungen von Aufhängepunkt zu Aufhängepunkt mit den endgültigen Schrägseilen frei vorbauen. Im allgemeinen kommt man auch für jede Aufhängung mit einem Kabel aus, so daß die Aufhängung in konstruktiver Hinsicht sehr einfach wird. Dabei ist zu beachten, daß Paralleldrahtkabel heute bereits bis zu 2000 Mp Bruchlast mit einem Seilkopf und mit vorzüglichem Korrosionsschutz (z. B. Kabel ausgepreßt in Hüllrohr) hergestellt werden können (vgl. (13)).

Die Aufhängung wird auch einfach, wenn sie nur in einer Ebene, nämlich in der Längsachse erfolgt. Man braucht dann einen torsionssteifen Hohlkasten-Hauptträger (Mittelträgerbrücke, in dem die Seilverankerungen bequem, auch nachstellbar untergebracht werden können. Als Beispiel sei der Querschnitt der Rheinbrücke Bonn-Nord gezeigt (Entwurf K. Homberg, Fig.12)

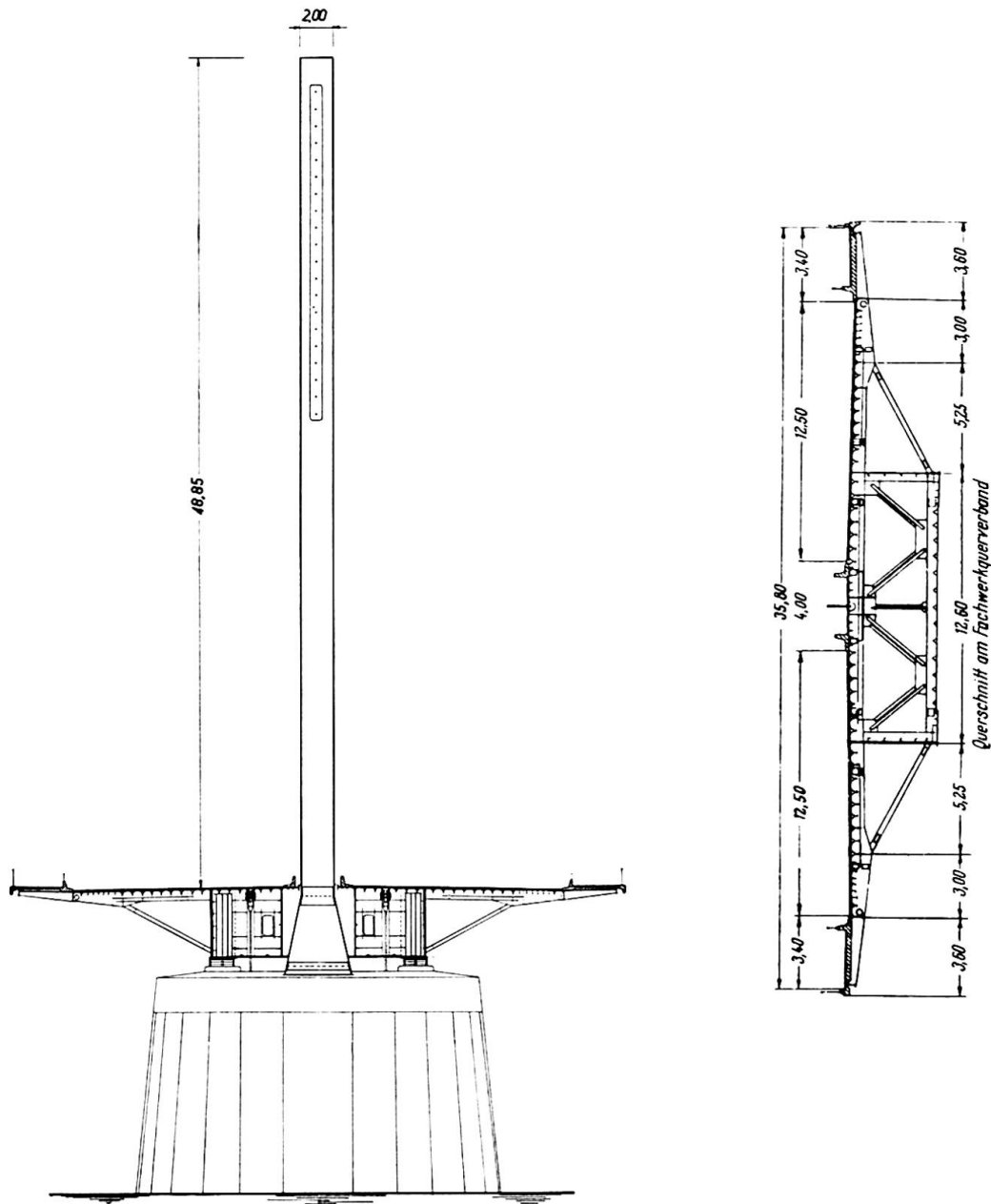


Fig. 12 Querschnitt der Rheinbrücke Bonn Nord am Pylon (links) und im Feld (rechts)
Aufhängung im Mittelstreifen, Mittelträgerbrücke Spannweite 280 m

Der Verfasser fand auch, daß die Grenze der Schrägkabelbrücken nicht, wie bisher angenommen, bei 400 bis 500 m Spannweite liegt, sondern daß die Schrägkabelbrücke gerade für die Spannweiten über 1000 m besonders wirtschaftlich und auch hinsichtlich der Steifigkeit der klassischen Hängebrücke weit überlegen ist, ja daß mit Schrägkabelbrücken sogar Eisenbahnbrücken von Spannweiten bis zu 1500 m gebaut werden können. Über diese Untersuchungen wurde vom Verfasser auf der Canadian Structural Engineering Conference in Toronto im Februar 1970 zusammen mit W. Zellner ausführlich berichtet (15).

Der Bedarf an Stahl für die Kabel dreifeldriger Schrägkabelbrücken für Fächer- und Harfenform wurde einmal generell untersucht und dem Bedarf an Kabeln für eine Hängebrücke für die üblichen Verhältnisse der Pylonen- höhe über der Fahrbahn zur Spannweite dargestellt. Man erkennt, daß der Mehrbedarf an Stahl bei der Harfenform nicht besonders groß ist (Fig. 13).

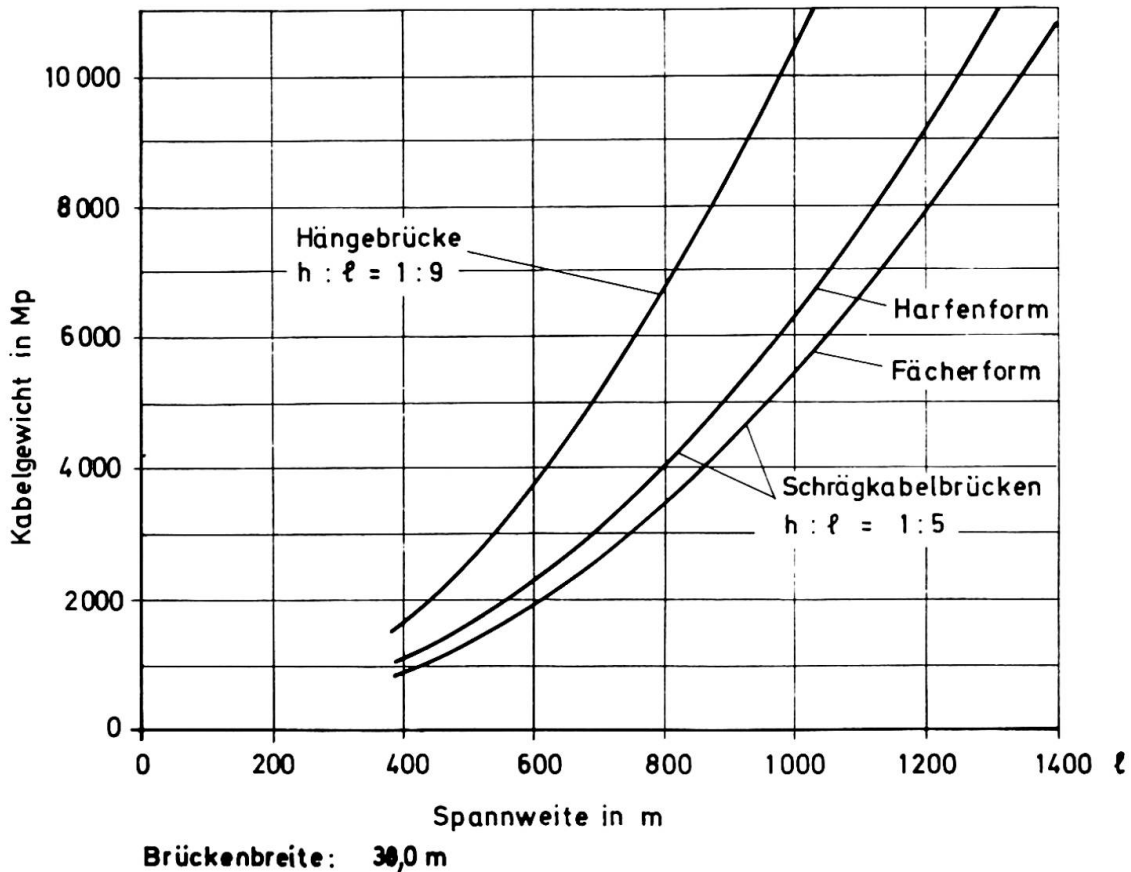


Fig. 13: Vergleich der erforderlichen Stahlmengen für die Kabel je nur für über der Fahrbahn liegende Teile bei Fächer- und Harfenform, sowie bei Hängebrücken (aus (15))

Auch die Windstabilität derart weitgespannter Brücken läßt sich mit Schrägkabelbrücken noch besser erreichen als mit Hängebrücken, weil die hohe statische Unbestimmtheit bei vielen Aufhängungen und die unterschiedliche Eigenfrequenz der Schrägkabel eine erhebliche Systemdämpfung ergeben, so daß gefährliche Resonanzschwingungen praktisch nicht möglich sind. Dabei werden natürlich Querschnitte vorausgesetzt, wie sie durch Windkanalversuche entwickelt wurden. Ein Beispiel eines solchen Querschnittes nach letztem Stand zeigt Fig. 14 (siehe auch 16).

Die Steifigkeit der Schrägkabelbrücken wird umso besser, je straffer die Kabel gespannt sind, d. h. je höher die Stahlspannung in den Kabeln unter ständiger Last gewählt werden kann. Der ideelle E-Modul der Schrägkabel ist nach H. J. Ernst (17) bei Berücksichtigung des Durchhanges in der dritten

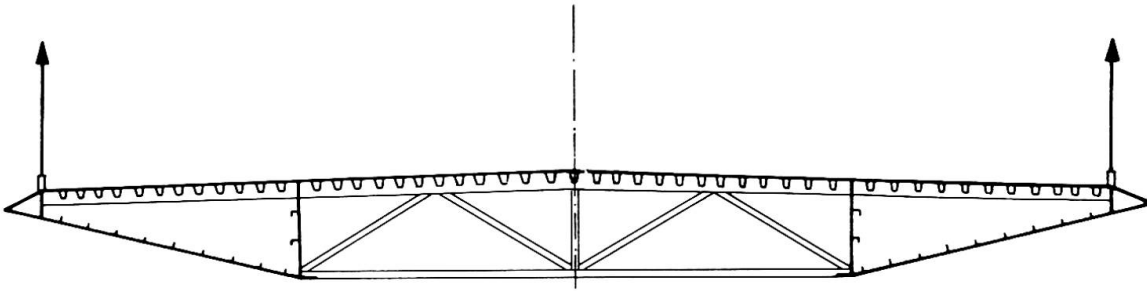
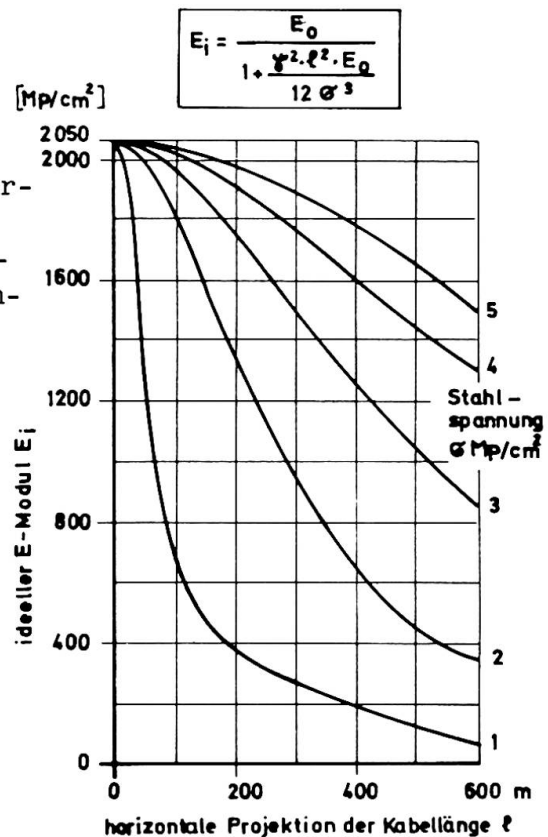


Fig. 14 Querschnitt für eine Schrägkabelbrücke großer Spannweite ($l > 500$ m) mit aerodynamisch günstiger Formgebung. Aufhängung außen am Hohlkastenrand

Potenz von der Stahlspannung abhängig. Trägt man diese relative Dehnsteifigkeit, ausgedrückt durch E_i , für verschiedene Stahlspannungen über der Länge der Schrägseile in der Grundrißprojektion auf (Fig. 15), dann erkennt man sehr schnell, daß zu niedrige Stahlspannungen wegen des großen Durchhanges für Schrägseilkonstruktionen einfach unbrauchbar sind. Dies ist wohl auch der Grund, weshalb die ersten Schrägseilkonstruktionen im vergangenen Jahrhundert versagt haben. Andererseits sollte bei sehr großen Spannweiten, selbst bei hohen Stahlspannungen, die Veränderung des Durchhanges durch Versteifungsseile gehemmt werden, um einen vollen Nutzen der Schrägkabel zu erhalten.

Fig. 15

Der ideale E-Modul E_i von Kabeln mit Durchhang, abhängig von der Länge der Grundrißprojektion des Kabels, für verschiedene Stahlspannungen σ (nach H. J. Ernst)



In den Schrägkabelbrücken ist der Spannungswechsel durch Verkehrslast, insbesondere der Verankerungsseile zwischen Pylonenspitze und Widerlager, wesentlich größer als bei einer Hängebrücke. Deshalb müssen die Verankerungen solcher Schrägseilkonstruktionen vor allem bei Brücken eine hohe Schwingfestigkeit aufweisen, damit hohe Stahlspannungen insgesamt zugelassen werden können. Es sei nochmals auf (13) verwiesen. Für Paralleldrahtkabel aus St 140/160 kann mit hochfesten Verankerungen die zulässige Stahlspannung für Gebrauchslast bis zu 75 kp/mm^2 gewählt werden, wenn HIAM-Verguß für die Anker oder Gleichwertiges gewählt wird.

Für die Höhe der Pylonen hat sich ein Fünftel bis ein Siebtel der Spannweite als wirtschaftlich erwiesen, die Pylonen dieser Brücken werden demnach höher als Hängsbrückenpylonen. Die Schrägseile können entweder über den oberen Pylonsattel hinweggeführt oder einzeln im Pylon verankert werden. Im ersten Fall müssen die Seile zum Teil auf dem Pylonenkopf festgeklemmt werden, weil ein Teil der Seilkräfte, die aus der Hauptöffnung ankommen, vom obersten Verankerungskabel übernommen werden muß. Verankert man die Seile im oberen Pylonenteil untereinander, dann sollte man sich übergreifende Verankerungen anstreben (Fig. 16), die besonders für Stahlbetonpylonen günstig sind, weil dann zwischen den Ankerstellen Druck herrscht. Bei Stahlpylonen werden jedoch die Anker gerne ohne Kreuzung der Seile einander gegenüber angeordnet, was eine sehr kräftige Zugverbindung zwischen den Ankerstellen erfordert, die meist mit erheblichen Schweißarbeiten verbunden ist (Fig. 17).

Die Schrägseilkonstruktionen sind so zu einem wichtigen Element für weitgespannte Tragwerke geworden, insbesondere wenn es auf Steifigkeit ankommt und trotzdem schlank gebaut werden soll. Bis zum Kongreß werden zweifellos auf diesem stark in Bewegung befindlichen Sondergebiet weitere berichtenswerte Fortschritte erzielt sein.

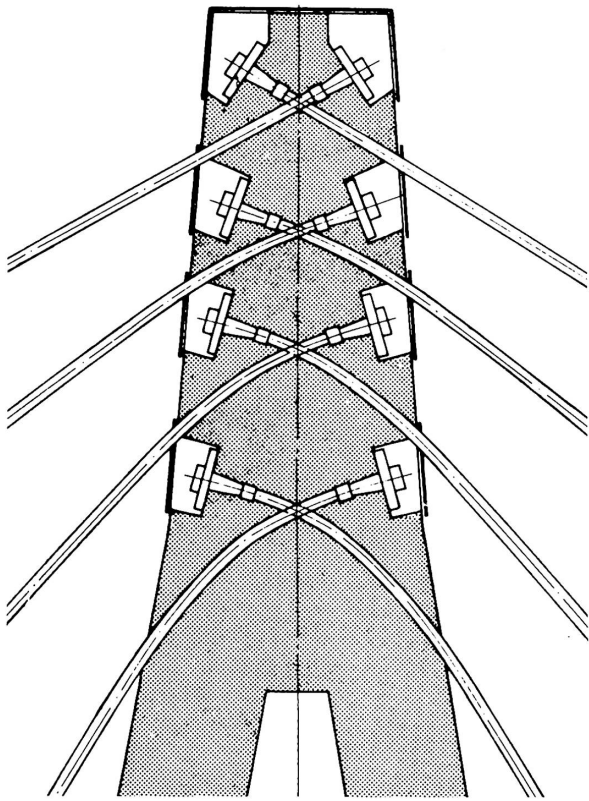


Fig. 16 Sich übergreifende Verankerungen von Schrägkabeln im Kopf der Stahlpylonen der Ganges Brücke in Allahabad (aus 15)

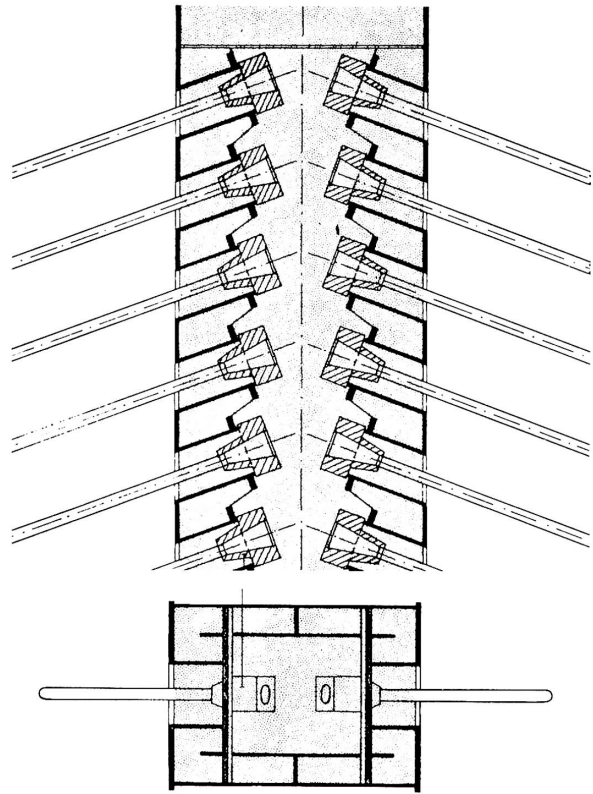


Fig. 17. Seilanker im Stahlpylon der Rheinbrücke Bonn-Nord

S c h r i f t t u m

- (1) Frei Otto: Das hängende Dach, Ullstein Verlag Berlin 1954
- (2) Frei Otto: Zugbeanspruchte Konstruktionen,
Ullstein Verlag Berlin, 1. Band 1962, 2. Band 1966
- (3) Bundesbauverwaltung: Expo '67 Montreal, Deutscher Pavillon
Monographie. Werner Verlag Düsseldorf 1967
- (4) F.Leonhardt, H.Egger u. E.Haug: Der deutsche Pavillon auf der
Expo '67 Montreal. Der Stahlbau 1968, Heft 4 u. 5
- (5) F.Dischinger: Hängebrücken für schwerste Verkehrslasten.
Der Bauingenieur 3/1949, Seite 65, 107 ff.
- (6) F.Leonhardt: Spannbeton für die Praxis. 2. Auflage.
W. Ernst & Sohn, Berlin 1962, Kap. 16.66
- (7) R.Thon, H.Bomhard: Konstruktion und Bau der Wartungshalle V
auf dem Flughafen Frankfurt/Main. Beton- und Stahl-
betonbau 1970, Heft 5, S. 121 - 132
- (8) D. Jawerth: Das Eisstadion Stockholm-J.
Der Stahlbau 35 (1966), S. 86 - 95
- (9) M.A.Vasarhelyi: A 340 000 m³ Water Reservoir in Durban
Reported to VI FIP Congress Prag 1970
- (10) F.K.Schleyer: Die Berechnung von Seilnetzen.
Proceed. of IASS, Colloq. on Hanging Roofs, Paris 1963
- (11) A. Siev: General Analysis of Prestressed Nets.
Abhandlung IVBH Zürich 1963, S. 283 - 292
- (12) D.P.Greenberg: Inelastic Analysis of Suspension Roof Structures.
Journal of the Structural Division of ASCE,
May 1970, p. 905 - 930
- (13) W.Andrä u. W.Zellner: Zugglieder aus Paralleldrahtbündeln und
ihre Verankerung bei hoher Dauerschwellbelastung.
Die Bautechnik 1969, Heft 8, S. 263 - 268, Heft 9,
S. 309 - 315
- (14) F.Tamms u. E.Beyer: Kniebrücke Düsseldorf. Beton-Verlag, Düssel-
dorf 1969
- (15) F.Leonhardt u. W.Zellner: Cable stayed bridges - Report on latest
Developments. Canadian Structural Engineering Con-
ference, Toronto 1970 (voraussichtlich auch Abhand-
lung IVBH 1971)
- (16) F.Leonhardt: Zur Entwicklung aerodynamisch stabiler Hängebrücken.
Die Bautechnik 1968, Heft 10 u. 11
- (17) H.J.Ernst: Der E-Modul von Seilen unter Berücksichtigung des
Durchhanges. Der Bauingenieur 2/1965, S. 52.

Zusammenfassung

Zunächst werden ein- und zweifach gekrümmte Hängedächer mit Seilen und Seilnetzen behandelt, wobei insbesondere die Probleme der zweckmäßigen Form, Vorspannung, konstruktive Durchbildung und Sicherheit der Seilnetzwerke angesprochen werden. Es wird berichtet, daß die elektronische Berechnung von Netzwerken auch für große Tragwerke mit Erfolg angewandt wird. Bei den seilverspannten steifen Tragwerken wird aufgezeigt, daß die Schrägkabelbrücken mit neuzeitlichen Lösungen den Hängebrücken auch bis zu den ganz großen Spannweiten von 1500 m wirtschaftlich und in der Steifigkeit überlegen sind.

Summary

First singly- and doubly-curved suspended roofs are dealt with, whereby especially the problems of a reasonable shape, prestressing, detailing of the structure and the safety of cable networks are discussed. It is reported that computer analyses are successfully applied to cable networks. Concerning the cable stayed structures it is shown that economically and in respect of stiffness cable stayed bridges of the modern type are competitive to suspension bridges even up to such large spans as 1500 m.

Résumé

L'auteur traite d'abord les toitures suspendues à simple ou double courbure, formées par des câbles ou des résilles de câbles; il expose en particulier les problèmes concernant la forme appropriée, la précontrainte, les dispositions constructives et la sécurité des systèmes constitués de résilles de câbles. Il est indiqué que le calcul électronique de tels systèmes a été appliqué avec succès, même pour des structures de grandes portées. Pour ce qui est des structures à poutres haubannées, il est démontré que les ponts à haubans inclinés modernes, en ce qui concerne l'économie et la rigidité, sont supérieurs aux ponts suspendus, même pour les très grandes portées jusqu'à 1500 m.

Leere Seite
Blank page
Page vide