

Theme III: Long-spanned roofs

Objektyp: **Group**

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

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

PDF erstellt am: **26.09.2024**

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.

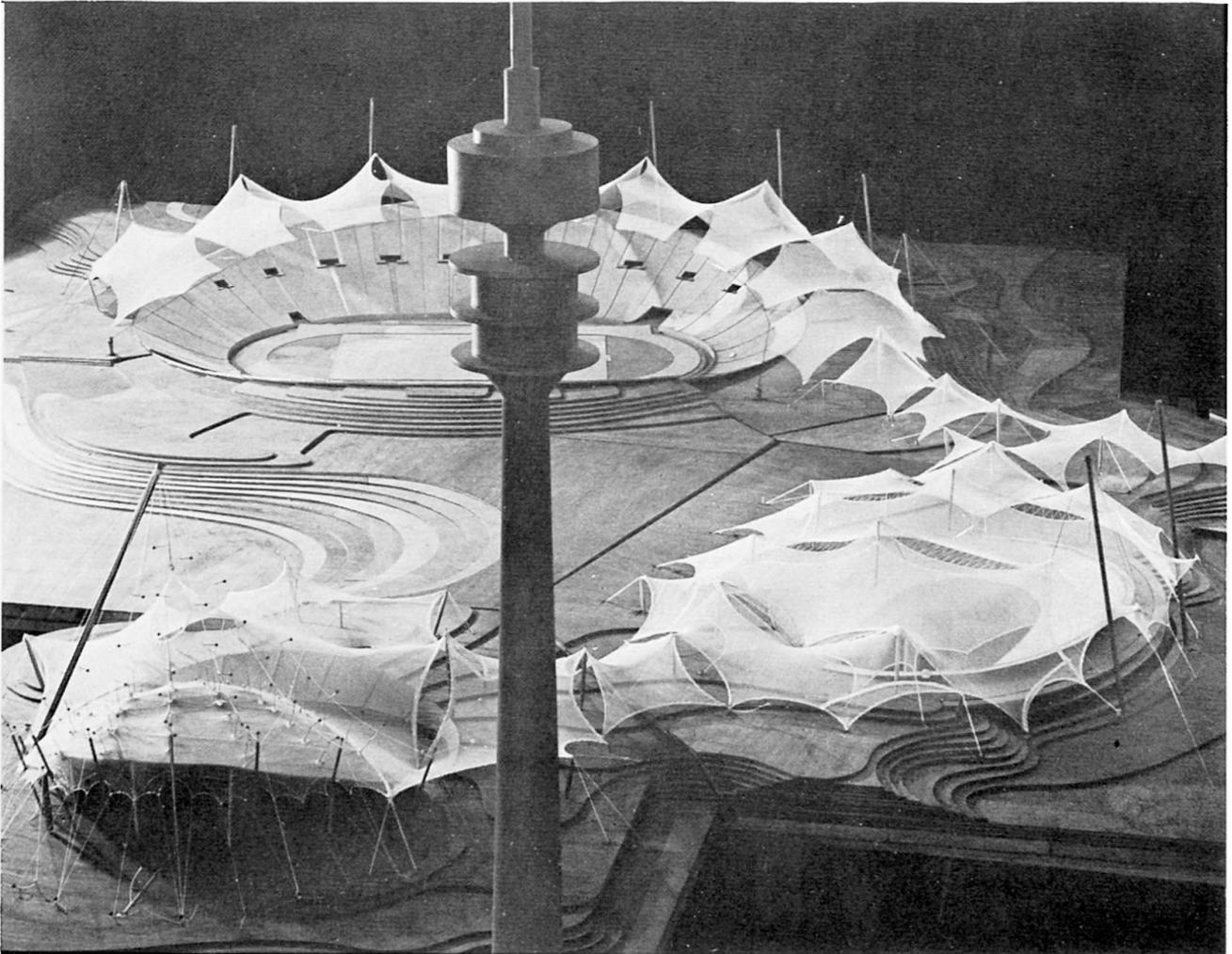


Fig. 1

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.

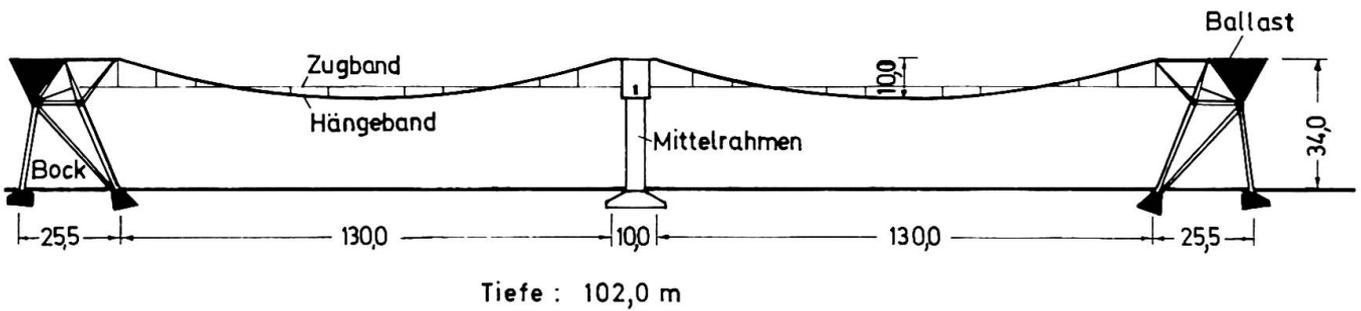


Fig. 2

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/m² 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

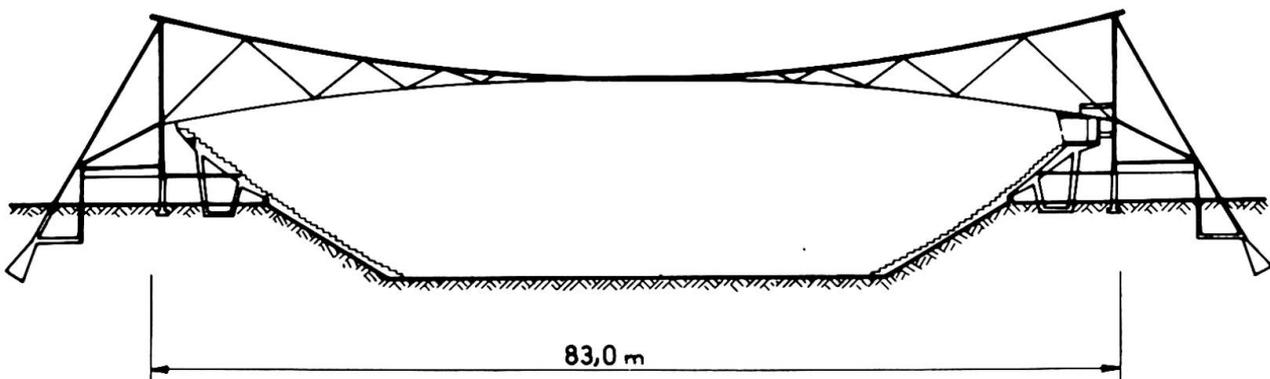


Fig. 3

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 vorfabrizierte 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)

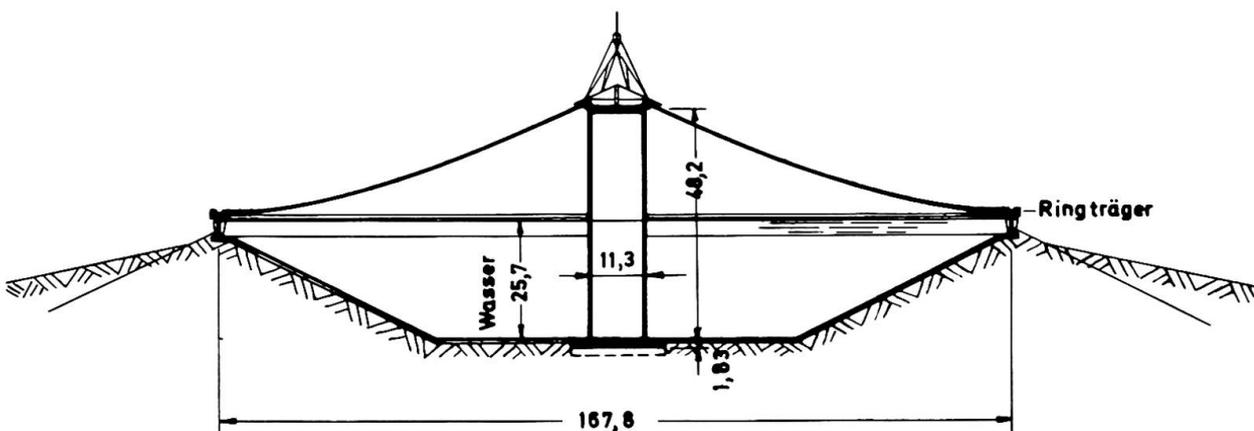


Fig. 4

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-

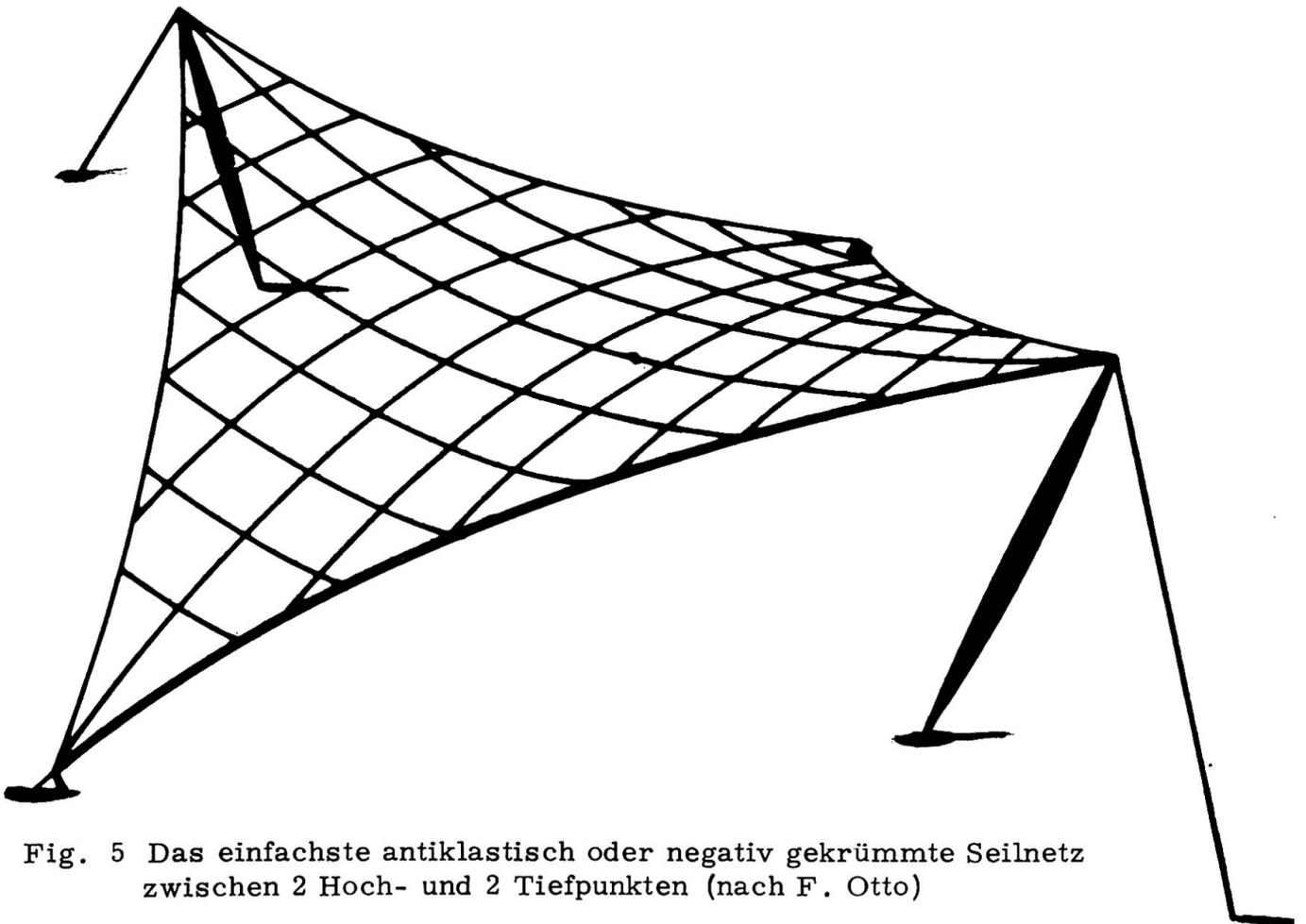


Fig. 5 Das einfachste antiklastisch oder negativ gekrümmte Seilnetz zwischen 2 Hoch- und 2 Tiefpunkten (nach F. Otto)

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

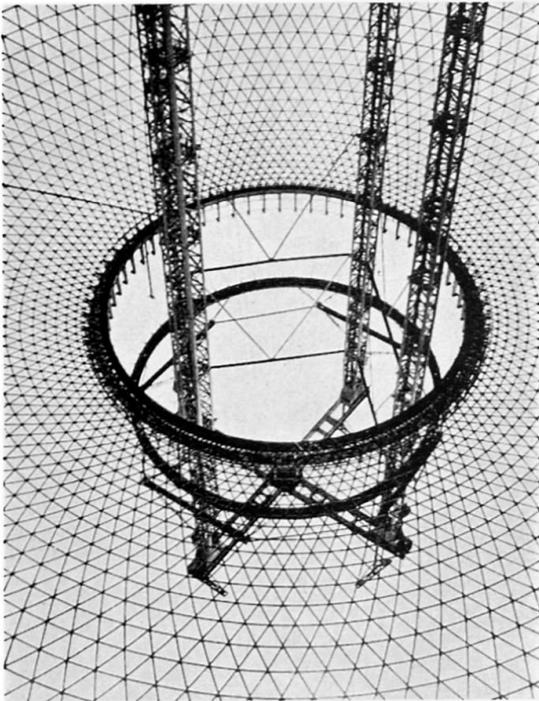


Fig. 7

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.

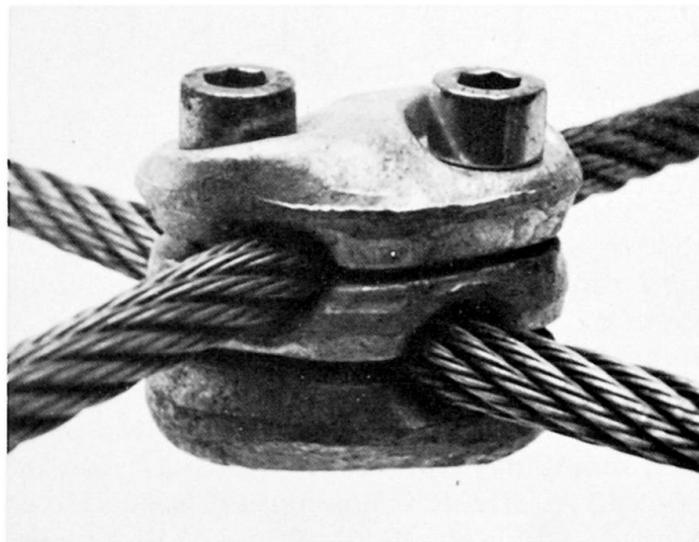
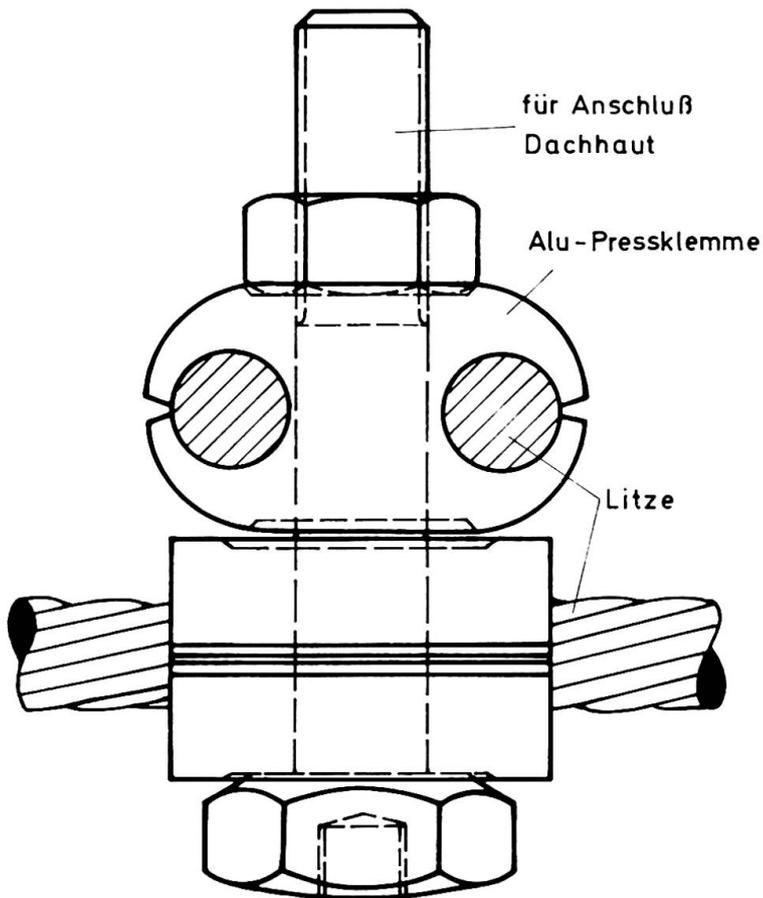


Fig. 8

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 dünnadrätiger 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 3,0 mm² 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

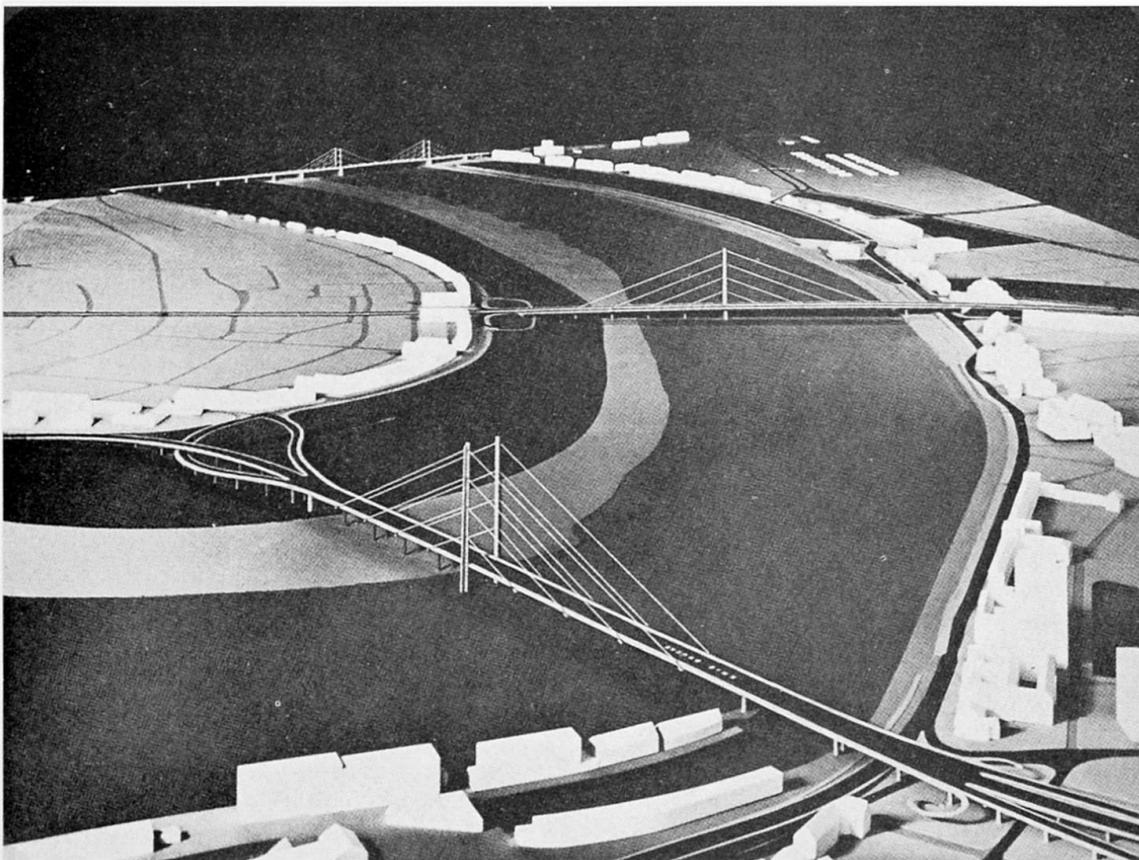
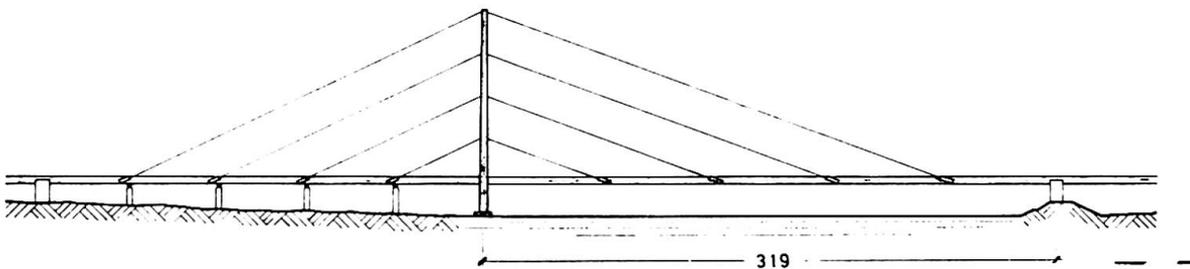


Fig. 10 Ansicht der Kniebrücke Düsseldorf und Modell der drei Schrägkabelbrücken über den Rhein in Düsseldorf

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.

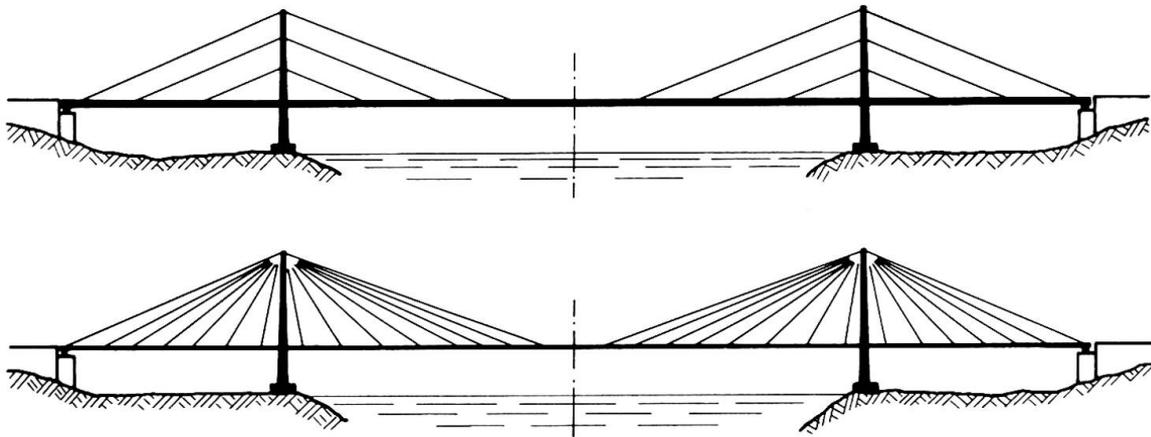


Fig. 11 Anordnung der Schrägkabel in Fächer- und Harfenform

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)

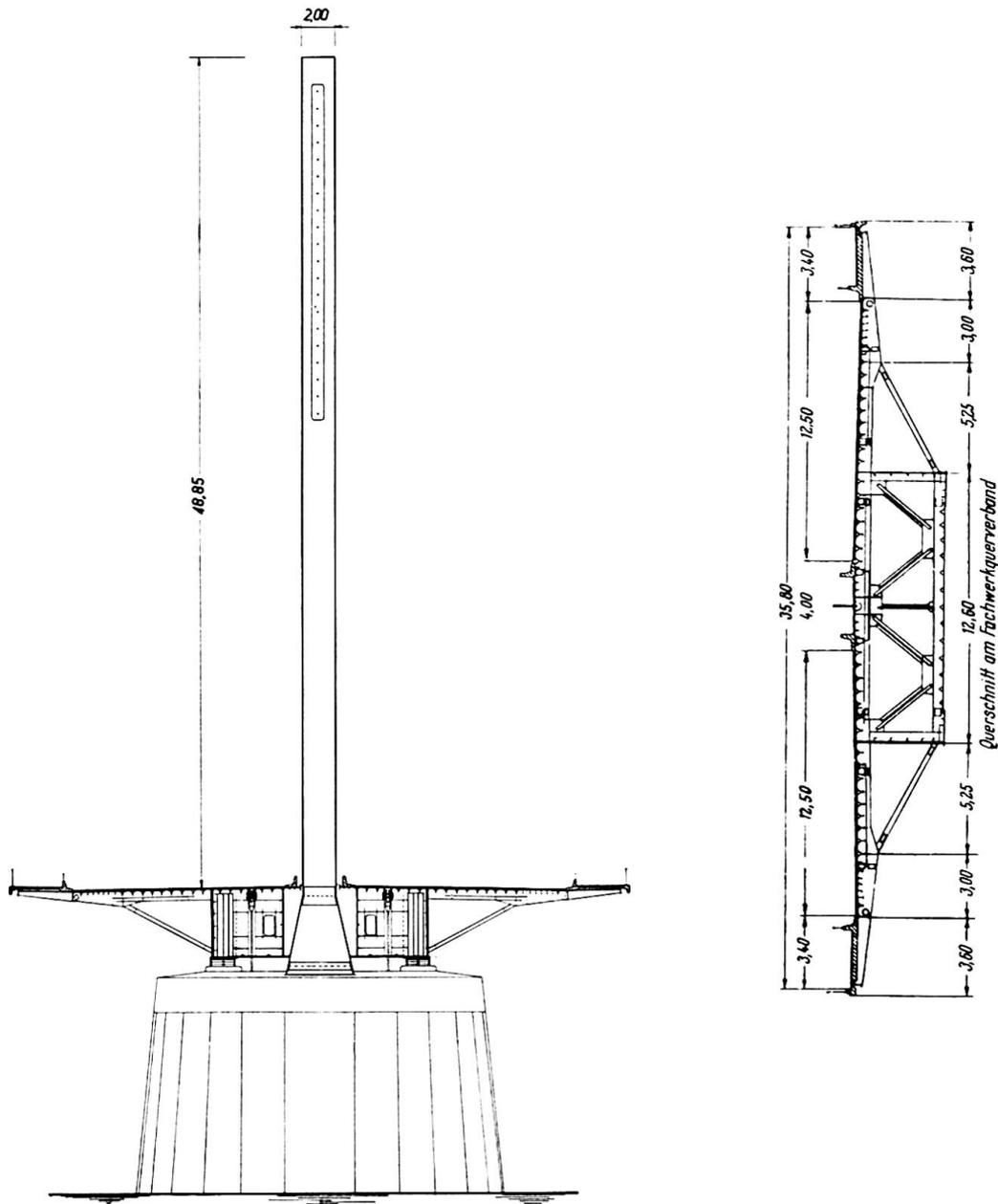


Fig. 12 Querschnitt der Rheinbrücke Bonn Nord am Pylon (links) und im Feld (rechts)
Aufhängung im Mittelstreifen, Mittelträgerbrücke Spannweite 280 m

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).

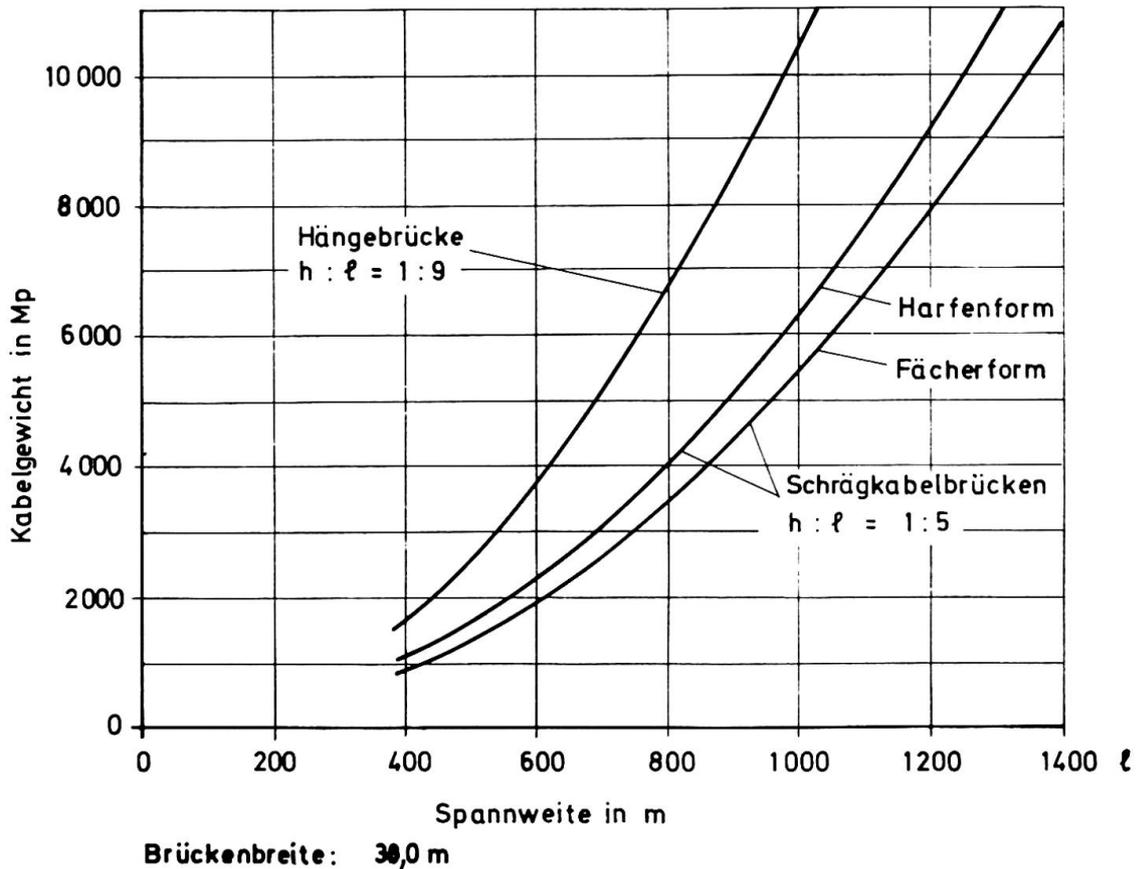


Fig. 13: Vergleich der erforderlichen Stahlmengen für die Kabel je nur für über der Fahrbahn liegende Teile bei Fächer- und Harfenform, sowie bei Hängebrücken (aus (15))

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

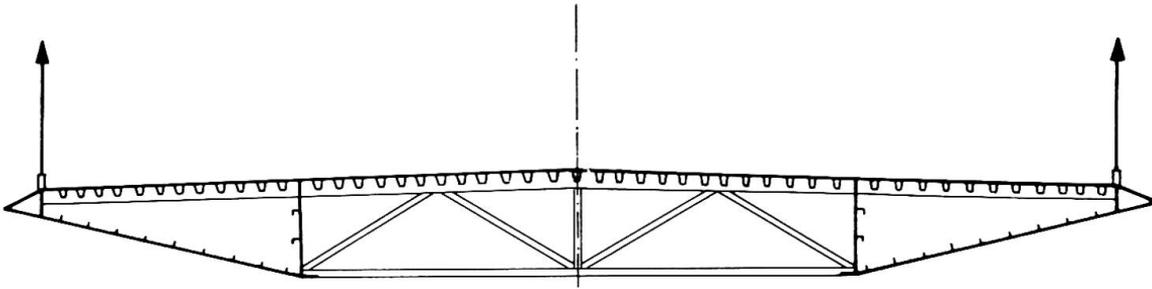
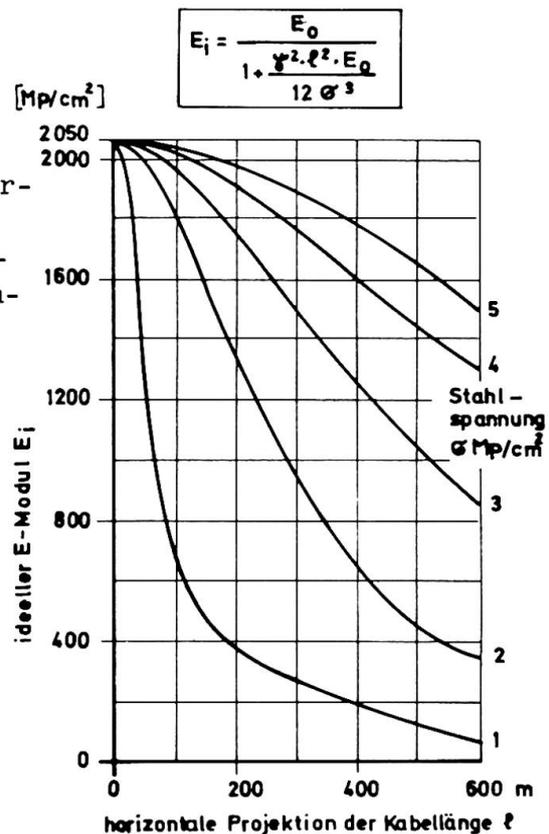


Fig. 14 Querschnitt für eine Schrägkabelbrücke großer Spannweite ($l > 500 \text{ m}$) mit aerodynamisch günstiger Formgebung. Aufhängung außen am Hohlkastenrand

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.

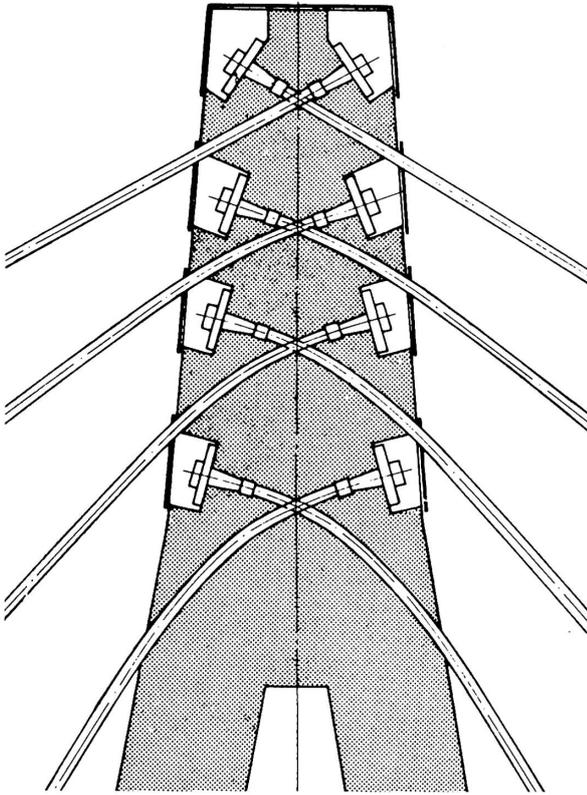


Fig. 16 Sich übergreifende Verankerungen von Schrägkabeln im Kopf der Stahlpylonen der Ganges Brücke in Allahabad (aus 15)

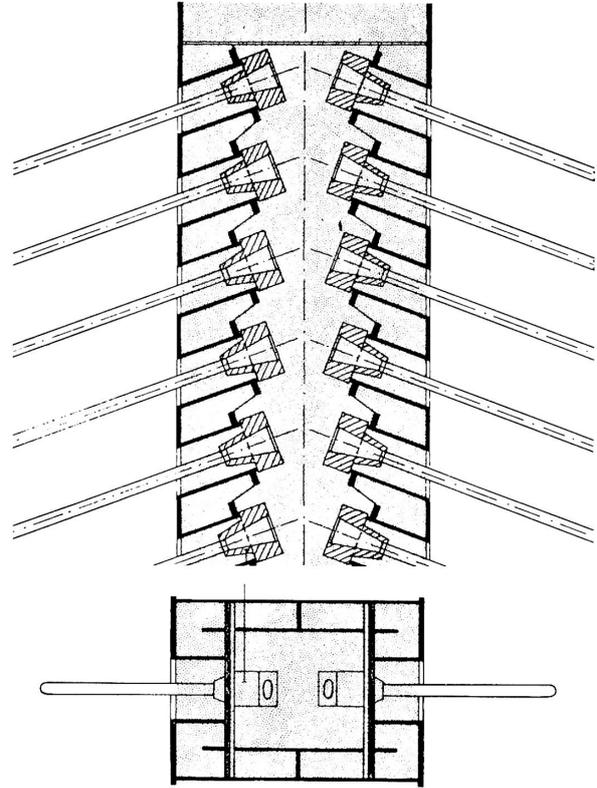


Fig. 17. Seilanker im Stahlpylon der Rheinbrücke Bonn-Nord

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

IIIb

Space Structures

Structures tridimensionnelles

Raumtragwerke

Z.S. MAKOWSKI
Professor Dr. Ing.
Department of Civil Engineering
University of Surrey
England

Introduction

Space structures have received a great deal of publicity during the last decade. This noticeable trend towards three-dimensional structures is partly due to a reaction from the linear systems of the previous decades, but largely due to the realization of the structural advantages of space systems, their inherent lightness combined with great stiffness.

Space structures are especially suitable for large-span roof systems and during the last few years they have been used frequently for covering exhibition halls, assembly rooms, churches, swimming pools and industrial buildings in which large unobstructed areas are required. If properly designed, space structures require less material than ordinary linear systems and can be highly economical in cost.

The first international conference on space structures was organized by the University of Surrey and held in London in 1966. This provided a comprehensive survey of the main developments in the field of skeleton three-dimensional structures up to 1966. (Ref. 1)

In this report the author is concentrating his attention almost exclusively on the trends and further developments which have taken place during the last five years. The opportunity is also being taken, however, to reexamine the predictions made during the conference in 1966 to see which have been fulfilled and which did not materialise.

International exhibitions stimulate progressive designers and provide them with the opportunity to try out new forms of construction, to use new building materials and to apply new construction techniques. Expo '67 in Montreal and Expo '70 in Osaka are typical examples. They illustrate technological progress and technical innovation. In each of these exhibitions space structures provided the domineering features emphasizing the tremendous impact exerted by three-dimensional structures upon modern architecture and structural engineering.

Out of many space structure pavilions erected at Montreal, three examples of prefabricated space systems are really outstanding – the double-layer grid dome over the American pavilion, the sophisticated multi-layered Canadian "theme" pavilions and the original space frame building for the Netherlands pavilion constructed in the Triodetic System.

In Osaka's exhibition the list of space structures would be very long indeed – the prefabricated double – and multi-layered grid structures and various types of braced domes provide proof of the enormous popularity of these systems.

Kenzo Tange's splendid space frame for the Festival Plaza is the centre piece of the whole exhibition. This gigantic space frame is astonishing in its scale and fascinating in its detail.

It is a classical example of a rectangular two-way double-layer grid, 292 m long, 108 m wide and 30 m high. The total weight of steel used for this grid is 4800 tons – the roof was assembled on the ground and lifted by 48 jacks and supported finally by six three-dimensional pillars.

The main tubular members forming the top and bottom layers are 500 mm dia, and the inclined diagonal members are 400 mm dia. The members are connected by means of spherical balls 800 mm dia. The grid is divided into square bays each 10.8m long.

The trend towards prefabrication is gaining momentum. Space frames can be built from simple prefabricated units, in many cases of standard size and shape.

Such units, mass produced in the factory, can be easily and rapidly assembled on site by semi-skilled labour. The small size of the components greatly simplifies the handling, transportation and erection, as no heavy hoisting equipment is required on site. As a rule, the high quality control in the factory results in a high standard of workmanship and a good finish.

A review of the recent developments in the field of space structures shows clearly that the most remarkable progress has been made in prefabricated double-layer grids.

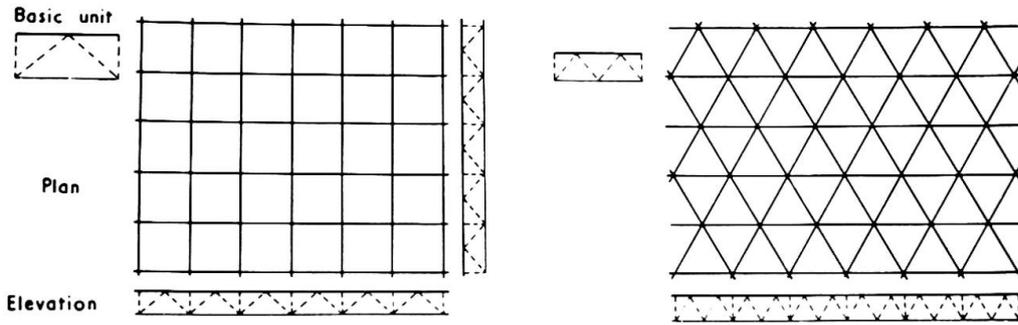
Double-layer grids

Double-layer grids are of special importance as they are frequently used in roof and, more recently, in floor construction. They consist of two plane grids forming the top and bottom layers, parallel to each other, and interconnected by diagonal members. Plate I shows six main types of double-layer grids used by various commercial firms all over the world. Basically there are two main types of double-layer grids – lattice (or truss) grids, consisting of intersecting vertical lattice girders and true space grids consisting of a combination of tetrahedra, octahedra or skeleton pyramids having square or hexagonal bases.

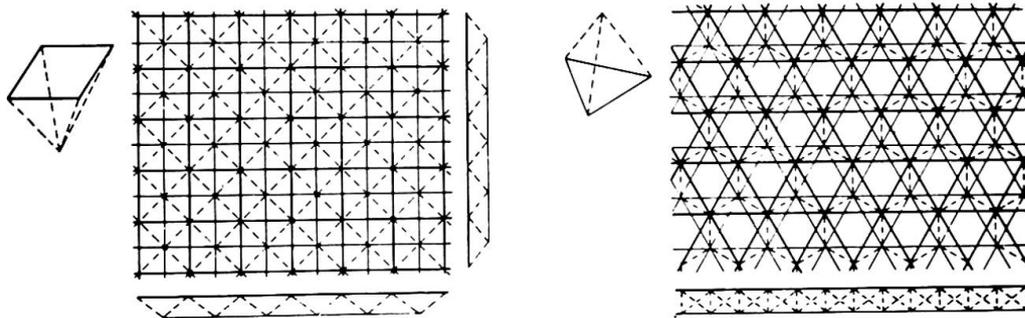
A good example of a two-way lattice grid is provided by the recently finished (January 1970) space frame roof, the largest in the United States, for Chicago's McCormick Place convention centre. The total weight of steel is 9500 tons. Fig. 1 illustrates the grid during construction.

Plate I

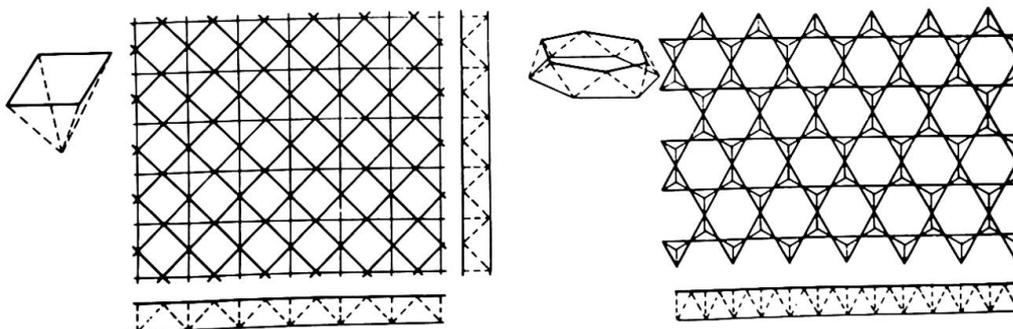
Double - layer grids



Lattice grids



Space grids



The structure consists of 4.7 m deep trusses at 45 m centers, supported by 36 steel plate cruciform columns. The top chords of the trusses are 20 m above the main floor level. The total area covered by this huge structure is 410 m by 180 m.

The two way grids can be arranged either in rectangular or diagonal fashion. In the first case the elements run parallel to the sides of the opening, in the second, they form normally an angle of 45° . Tests show that diagonal grids possess much greater rigidity and therefore deflect less than the rectangular grids.

The roof structure covering the huge hangar erected in 1970 at London Airport for the Boeing 747 aircraft constitutes the largest diagonal lattice grid in the world. The hangar roof structure contains about 1,500 tons of steel, of which some 1,100 tons is in structural hollow sections. The hangar is 34 m high and has an overall length of 171 m. The clear door opening is 138 m wide by 23 m high.

The roof is supported by only 8 columns. The preliminary studies showed clearly that, for large spans, deflection limitations become vital and the overall rigidity is extremely important. This was especially so because the roof of the hangar had to be capable of supporting almost 700 tons of equipment, of which 300 tons could be applied at any number of positions. A comparison of ten different solutions showed that space frames performed more efficiently than conventional systems and therefore a grid structures was chosen for the final design. The roof consists of four main parts :

- (a) the horizontal low level diagonal grid built from prefabricated units, supported by four columns and interconnected along one side with a vertical spine girder
- (b) the spine girder which is 166 m long 15 m deep and 3.75 m wide, supported by two columns
- (c) the high level diagonal grid of identical modular latticed units as the low grid. It is supported along one side by the spine girder and along the entrance to the hangar by the fascia girder
- (d) the fascia girder is 189 m long and consists of two parallel V-trusses (3.25 m high and 1.6 m apart), laced together to form a torsionally stiff unit.

The horizontal diagonal grids are constructed of prefabricated tubular trusses 8.5 m long and 3.66 m high. The grid trusses were shop welded and then bolted on site to one another and to the main girders. The boom members are steel tubes 168 mm dia, the diagonals are of 140 mm dia and the vertical member of 114 mm dia. The spine and fascia girders are of all-welded construction. The main chords of the girders are tubes 457 mm dia, the wall thickness for the most heavily loaded units being 29 mm. The diagonals are tubes of 356 mm dia. All the main members are of high grade steel with a minimum yield stress of 45 kg/mm^2

Fig. 2 shows the grid under construction. Fig. 3 illustrates the external appearance the diagonal grid. Reference (2) gives full technical description of the structure.

The stress distribution under unsymmetrical loading is more uniform in the three-way latticed grids than in the two-way grids. Several examples of such structures have been built during recent years in the U.K. by Booth & Co. (Steel Structures) Ltd. in their

Met-Ram system. In France, S. du Chateau has covered several churches, swimming pools and industrial buildings with this type of construction using his Tridimatec system. A recent example is provided by a steel three-way lattice grid covering the hydraulics research station in Madrid in Spain. The roof area is over 5,000 sq.m. divided into two sections by an expansion joint. The unit weight of the structure is 55 kg/m^2 which is quite low taking into account the span which is up to 60 m. The whole structure was assembled at ground level and then raised into position. (Ref 3)

The detailed analysis of the stress distribution in this structure was carried out on an Elliott 503 electronic computer on behalf of the Spanish consultant by the Space Structures Research Centre of the University of Surrey. Full details of the analysis are given in reference 4.

From a structural point of view the true space grids are superior to lattice grids because of their greater rigidity. On the other hand, however, the transport and erection of lattice grids may be somewhat simpler since they consist of flat lattice trusses which can be stored and transported very easily. The flat space grids can provide a column free roof system with a depth/span ratio of about $1/20$ to $1/25$.

Fig. 4 illustrates the gradual evolution of the classical two-way double-layer grid frequently used in the past in systems, like Mero, Oktaplatte, Unistrut, Space Grid, Varitec, Space Deck, Nenk, Pyramitec, Triodetic, etc.

The most significant recent development is the type of bracing shown at the bottom of Plate I. This new type of space grid has been produced by arranging the top layer in a diagonal fashion and leaving the bottom grid forming a two way rectangular grid. This novel system can be built from identical prefabricated skeleton pyramids. Detailed analysis and comparison of various systems shows that this system has several remarkable advantages. Since 1963 the Space Structures Research Centre of the University of Surrey has carried out a comprehensive research investigation on the analytical and experimental stress distribution in such grids as part of a research programme sponsored by the British Iron and Steel Research Association. A detailed computer programme for the structural analysis developed at the University of Surrey gives a precise determination of forces in all members of such structures. Fig. 5 shows the forces and deflections for a building supported only at four corners. This was built in 1970 for the Northern Gas Board in Killingworth, the constructional engineers being Robert Frazer & Sons Ltd., of Hebburn Co. Durham, a firm which takes special interest in this form of prefabricated steel space construction. Fig. 6 shows the erection of the structure. A similar configuration was used in 1968 in Northern Ireland for covering the refectory and games hall at the new University of Ulster. The structures consist of prefabricated pyramids. The upper layer is formed using angles but tubes were chosen for the bottom layer, partly on the grounds of appearance and partly for fabrication reasons since a simple connection could be made at the nodal points by flattening the tubes. High-strength friction grip bolts were used to connect the various components.

An identical configuration has been used during the past five years for many steel space structures by Takanashi - a Japanese designer, for exhibition pavilions, bowling alleys and industrial buildings. It is known in Japan as the Takanaka truss. This system has now been introduced into the U.S.A., one of the recent examples being the roof over the Roosevelt Memorial Hall at the American Museum of Natural History. (Ref 5)

Dr. Max Mengerhausen, the inventor of the well-known Mero system, seems to be one of the first designers to use this configuration in Europe. Employing Mero joints a factory in Bath, England, has been covered with this system in 1967. The total area is $117 \text{ m} \times 44 \text{ m}$ made up as an arrangement of eight bays by three bays. The roof is designed as a

continuous flat double-layer grid. The diameters of the circular tubular members used for this structure vary from 60 mm to 114 mm.

The same configuration forms the basis of a French patent by S. du Chateau a well-known designer of steel space structures who has built many large-span steel grids in France. His new system is known as Unibat and has been used already with great success not only for industrial buildings but also for multi-storey schools and blocks of flats. Fig. 7 illustrates the erection in 1970 of a multi storey block of flats in Gonesse.

One must refer also to the extremely interesting system developed in 1967-68 in Japan by Yamashita, Kannon and Kanazawa, known as the Obayashi truss H-1 system. It is a modified and simplified version of the classical three-way space grid. The structure consists of prefabricated tetrahedral units which are interconnected to form a double-layer grid. The top layer is a combination of regular hexagons and triangles, whilst the bottom layer has a regular hexagonal pattern. Several flat roof structures, as well as braced domes and barrel vaults, have been constructed in this system in Japan - details are given in reference 6.

With all these new developments taking place it is interesting to see that several systems which were already well established in the past are intensifying their activities and continuing to flourish.

In England, Space Deck's popularity is increasing in a visible way. It is a two-way double-layer grid consisting of prefabricated inverted steel pyramids which are bolted together at the top along their common edges and have their lower apices interconnected by tie bars fitted with tumbuckles.

It has been used in well over four hundred contracts for schools, hospitals, museums, assembly halls, bowling alleys, factories, etc. not only in the U.K. but also abroad. For example, the exhibition hall at the 14th Triennale in Milan has been covered in 1968 by a Space Deck roof which has a clear span of 45 m.

The Space Deck units are manufactured using a fully automatic conveyor production technique. After cutting to the required length, the components are degreased by immersion in trichlorethylene. Scale and rust is then removed by shop blasting before they are assembled and welded on special jigs into complete pyramids. The installation plant includes large dip tanks in which the units are automatically painted by immersion, and also a stoving oven, through which all the units pass before reaching the unloading bay. The maximum span which can be achieved using the standard Space Deck unit 1 m high is about 40 m, but much larger spans can be obtained using high tensile steel or units having a greater depth.

The two-way double-layer rectangular grid has been used for a number of large-span structures in the U.S.A. mainly for assembly halls, combined auditorium-sports arenas etc. A typical example is the recently finished Edwin W. Panley Pavilion for the University of California at Los Angeles, over an area of 91 m x 122 m. In this case the steel space frame consists of 108 four-sided pyramids with their tops connected by members running parallel to the sides of the building.

The interconnected pyramids are identical in plan, but vary in height, so that roof slopes from a 9 m height at the centre to 5.5m at the perimeter. This creates a hip roof configuration, and provides drainage.

A very similar example of the same trend towards the use of two-way double-layer grids for sports halls is the steel space frame for the University of South Carolina Coliseum,

erected in 1967-68.

To provide a totally column-free interior at maximum economy, the engineers designed a grid covering an area of 100 m x 100 m. Their investigations showed that the use of a space frame resulted in considerable savings over conventional structural systems.

An extremely interesting two way double-layer grid using tubular steel has been constructed in 1968-69 for the Amstell Hall at Amsterdam with plan dimensions of 62 m x 196 m.

A similar construction was selected for the 41 m square storage building at Bomem, Belgium, built for Brown Boveri.

The interest in two-way double-layer grids continues to increase and steel roof systems of this type are now being used in many continental countries, including Hungary, Poland, Czechoslovakia and East Germany, where the steel is still a "deficit" material and as such is normally replaced by concrete which is cheaper. However, in many instances the use of steel grids proved to be highly competitive.

The developments in East Germany are particularly interesting. The research institute of the Weimar Technological University devoted special attention to the problem of skeleton space structures and several large span double-layer grids erected in East Germany are the direct outcome of these activities. One has to mention especially the sports stadium in Halle covered in 1968-69 by a prefabricated steel double-layer grid over an area of 57.6m x 72 m. A modified version of the Mero connector was used in this case. (Ref. 7)

Although double-layer grids have been used successfully in various countries for numerous roof structures of large span, it has been assumed that such systems would not be economical for smaller spans. However, development work carried out by the Directorate General of Research and Development of the Ministry of Public Building and Works in the U.K., has shown that double-layer grids can compare with conventional systems even for moderate spans and can be used both for roofs and floors in multi-storey buildings. The Nenck method of building used for the War Office barracks at Maidstone is based on the principles of the Space Deck.

The French GEAL system demonstrated in a very convincing way that space frames form an important step forward in reducing the material content of modern construction. The GEAL system uses three-dimensional floor elements forming very rigid space slabs.

The Unibat system of S. du Chateau used with great success in 1970 for the construction of several multi-storey buildings shows clearly that even for spans less than 8 - 9 m double-layer prefabricated grids provide an economical solution. (Ref. 8)

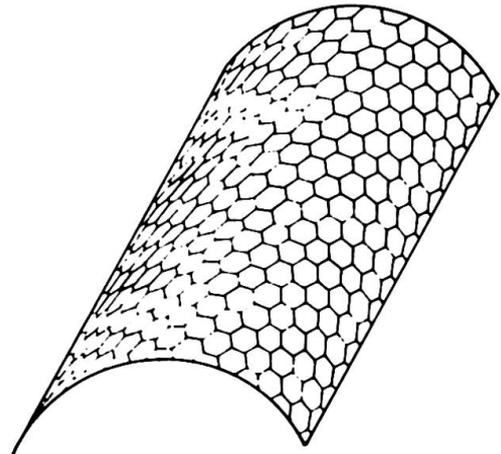
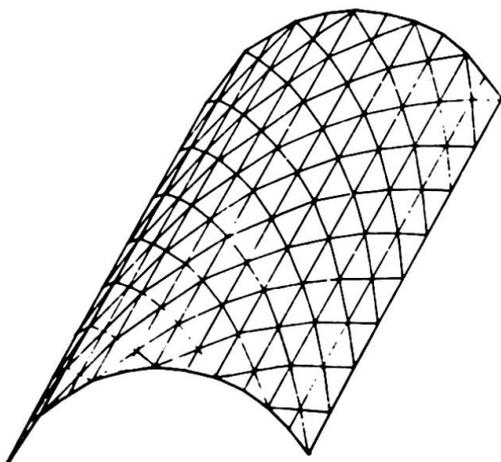
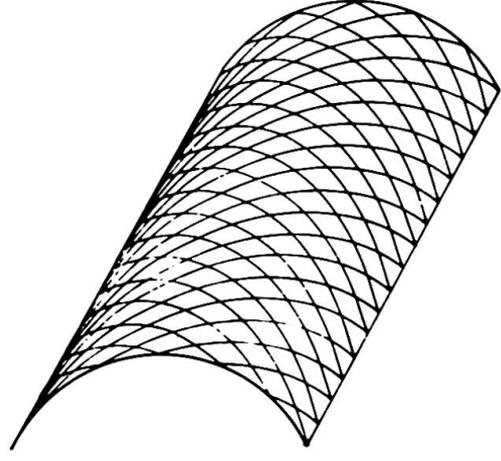
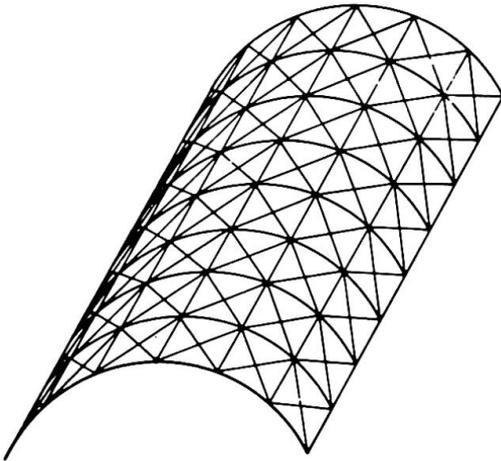
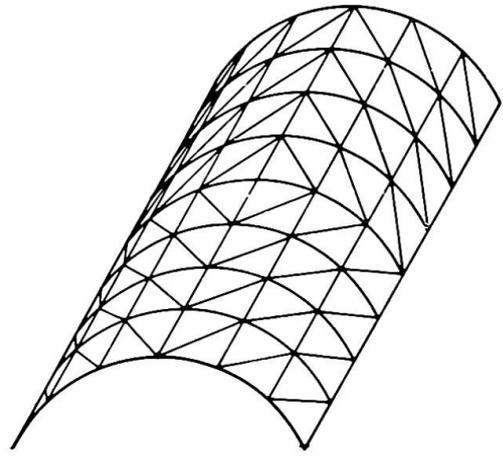
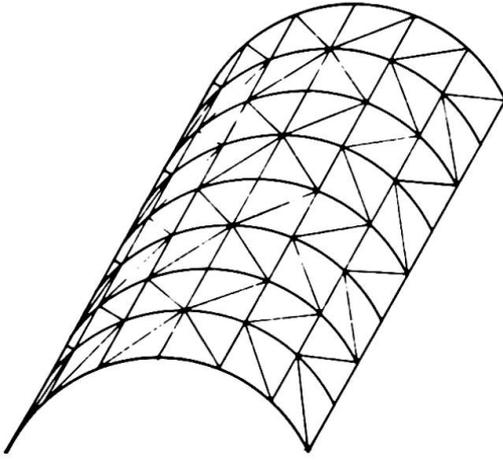
Braced barrel vaults

Braced barrel vaults form another type of space system often used to cover industrial buildings, swimming pools, tennis courts etc. The structure is similar in configuration to a shell but it is not homogenous, being an assembly of bars.

Plate II shows six principal types of bracing used. Tests and numerical analysis show that the three-way grid type of bracing, provides very uniform stress distribution (Ref 9) and, because of its inherent rigidity, this type is frequently used in practice.

A very recent case and a convincing proof of the economy of such structures is provided by the roof over the multi-storey dock transit building erected in London during 1966 - 67.

Braced barrel vaults



Seven barrel vaults built in steel rectangular hollow sections and with the three-way grid type of bracing cover an area of 56 m x 175 m. The barrel vaults are supported by walls along three sides and columns along the fourth side, leaving an unobstructed area in the centre. The structure has been built from flat tubular tresses which were welded on site to form seven barrel vaults each of 25 m span with a rise of 5 m and a radius of 17 m. Fig. 8 illustrates the building.

When discussing steel barrel vaults, one must mention especially the work of Joseph Zeman. This engineer has been responsible for the design and construction of many steel barrel vaults built within the past five years in Czechoslovakia and East Germany. Indirectly he is also responsible for similar structures built in Poland. His work shows clearly that impressive economies in cost and material consumption can be obtained for large span buildings constructed as prefabricated space frames. Zeman covered several sports and public halls in Czechoslovakia with tubular steel segmental barrel vaults. The structures consist of prefabricated 8 m long units, weighing 200 kg, interconnected into a system of diagonally arranged arches. All the units are of identical dimensions built on a specially prepared rig - this enables them to be produced with a high degree of accuracy and to minimum tolerances.

The main system of segmental arches is supplemented with another system of load-bearing members spaced at approximately 2.5 m. and arranged in the longitudinal direction of the barrel vault.

These members act primarily as purlins, stiffening the whole structure and converting it into a three-way spatial grid. Fig.9.

The prefabricated units lend themselves easily to stacking, require little area, both on railway wagons during transport and in storage on site, are light in weight and can be handled manually. There are eight high-tensile bolts at every joint connecting not only the four main units, but also the chords of the purlin members. Typical examples of such structures are the winter sports stadium in Kladno (60 m x 60 m) and the sports hall in East Berlin (59 m x 75 m). The dead weight of the Kladno barrel vault is only 18 kg/m². (Ref 10)

The same type of structural steel framework has been used in Poland to cover a sports hall in Sosnowiec over an area of 53.6 m x 78 m. Circular hollow sections have been used for the main members of the barrel vault.

Braced domes

The dome is the oldest structural form and is a typical example of a space structure. It encloses a maximum amount of space with a minimum surface and provides one of the most efficient structural shapes, permitting the covering of very large areas in an economical way.

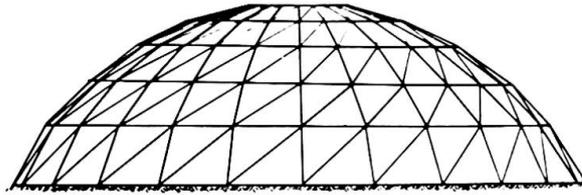
The classification of braced domes is very difficult owing to the great variety of possible forms (Ref 11)

Plate III shows five most popular types frequently used in practice.

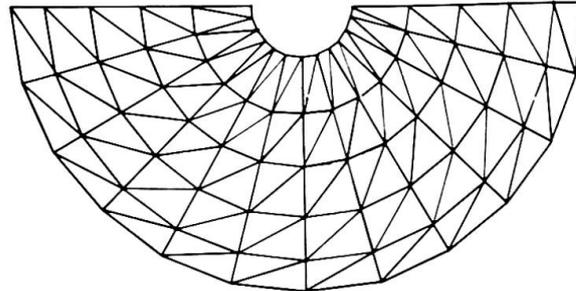
These are the	Schwedler, network, three-way grid, parallel lamella and geodesic domes.
---------------	---

Braced domes

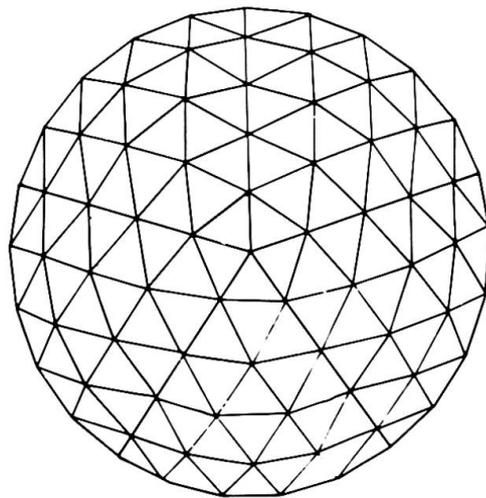
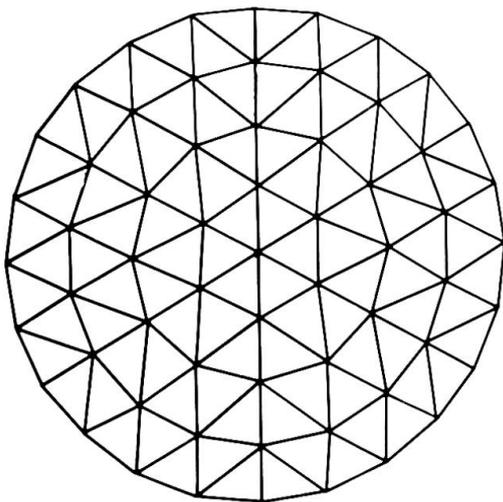
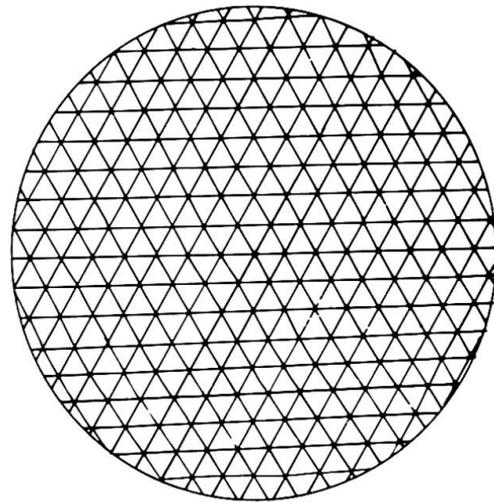
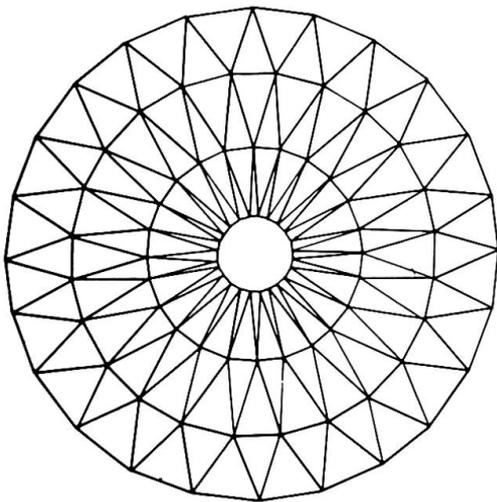
Plate III



Elevation



Plan



The earlier work of Buckminster Fuller on geodesic domes proved to be instrumental in reviving the interest of architects and engineers in braced skeleton domes. The recent work of D. G. Emmerich (Ref 12) on the morphology of skeleton space structures and K. Critchlow (Ref 13) on the general topology of three-dimensional subdivisions clearly illustrates the recent interest of architects in space frames.

The United States pavilion at Expo '67 designed by Buckminster Fuller and his associates, is the most impressive example of a geodesic dome. It is a three-quarter sphere of 76 m dia and contains some 6000 connectors and 24000 tubular members arranged into a double-layer space grid. A three-way grid forms the outer layer (Fig. 10) and a hexagonal grid the inner layer. The consulting engineers who tried to analyse the three-dimensional grid as a skeleton space frame, admit that the resulting configuration proved to be too complex for direct analysis by existing large-capacity computer programmes. (Ref 14) Instead, approximate stresses have been obtained using shell analysis for eight different loading conditions.

Because the pavilion is a double-layer space frame with a different configuration for the inner and the outer layers, the transformation of stress resultants to maximum member forces in the actual frame is quite involved; the situation is further complicated by the fact that the geometry of the inner layer is not fully triangulated but hexagonal and can support only fully symmetrical loading.

The computer analysis has been carried out using a programme designated as MAST (Membrane Analysis of Structures). The structural consultants stated that the extent of the participation of the inner layer in bearing the shell stress resultants is not constant and depends on the type of external loading.

For design purposes, the stress resultants from membrane analysis were apportioned approximately 55 to 75% to the outer layer and 25 to 45% to the inner layer depending upon the type of loading considered.

It is of interest to mention that the factor of safety of this dome against buckling failure, based on an equivalent thickness of a homogenous shell, was 4. The calculations also proved that the load capacity of this dome is governed by the stability of individual members and not by the overall stability of the dome.

The framing members are steel tubes 88.9 mm dia for the outer layer and 73 mm dia for the inner layer and for the diagonal web members. Though the outside diameter of the tubes is constant, the wall thickness varies depending on their location.

Two types of connectors were used one for twelve members and the second for six members, meeting at a joint.

The Montreal dome is an example of a double-layer type, which is suitable for very large spans, much greater than the span actually used. In fact, single layer domes have been built during recent years for spans exceeding 90 m. A good example is the geodesic steel dome designed by Synergetics Inc. for Electro Minerals Division of the Carborundum Co. N.Y. which has a span of 90 m. It consists of steel I sections, bolted at each end with four bolts through small circular vertex plates provided above and below the joint. The structure proved to be very simple to erect and highly economical in cost. One should not create the impression that for such large spans, as mentioned above, only steel is suitable. In fact, the University of Utah's special events centre features a timber braced dome of 107 m dia.

It has been designed as a single-layer triangulated dome in the Triax system and manufactured by Timber Structures Inc. The designers claim that the timber dome design permitted a substantial saving over alternative metal systems. The type of bracing follows the three-way grid pattern. This type is also very popular in several European countries. There are several recent examples of braced tubular steel domes built in this configuration by S. du Chateau. The swimming pool covered with a three-way tubular dome at Drancy near Paris, is an excellent example of a single-layer grid dome having a dia of 45 m. Special connectors of weldable cast steel were used at Drancy and the joints were fully rigid. Du Chateau used the three-way type of grid for many of his domes including the Agadir dome in Morocco which is supported at only three points spaced 32 m apart.

In the U.S.A. the Schwedler type domes are still very popular and are frequently used. Two especially interesting examples are the domes built in 1968 - 69 at the Notre Dame University, each measuring 100 m dia and having a 12,500 seating capacity for basketball games, convocations and stage show productions.

The domes have Schwedler type of bracing and are of welded construction. There are 36 ribs in each dome spanning from the tension ring to the compression ring. The ribs were fabricated in two pieces and bolted together in the field with high-strength bolts. The erection was very simple, a temporary steel tower being used to support the crown compression ring while the ribs were placed in tandem across the dome with two cranes.

The Ohio University has one of the lightest Schwedler domes in the United States over their convocation centre erected in 1968. The dome has a dia of 110 m and is supported on 48 columns.

In Europe, Professor F. Lederer influenced to a great extent the development of network domes. An interesting and a very recent example is a steel tubular dome having a dia of 70 m built at Opole in Poland. A special type of universal connector has been used, which allows simple adjustment in the length of the members.

Connectors

The review of the last five years shows clearly that the search for an "Ideal" connector for prefabricated space structures continues. Many new types of connector have been developed, but most of them are too complex and therefore too expensive. As a result, very few have survived the test of time. The interest shown in this field is probably best illustrated by the competition organized in 1964 by the French Chambre Syndicale des Fabricants de Tube d'Acier for the development of efficient connectors for tubular space structures. Reference 15 shows details of the various proposals submitted during this competition. There are several articles discussing the relative advantages and disadvantages of numerous connectors.

Extensive testing of various types of mechanical connectors suitable for prefabricated tubular space structures was carried out during 1969 - 70 by Stewarts & Lloyds Co. Ltd. Fig.11 shows the specially constructed jig for testing full-size connectors under three-dimensional systems of loading.

One of the more successful connectors is the Triodetic joint developed by a Canadian firm, originally for aluminium space structures, but nowadays used mainly for steel systems. It uses specially extruded hubs, provided with slots to receive the pressed ends of the structural members. It must be noted that in forming the ends metal is not removed but only displaced. This results in the formation of a tapered thread with a gradual transfer of load and high structural efficiency. Assembly is carried out by slipping the ends of the member into the hub.

The introduction of the Triodetic connector influenced to a marked degree the use of steel and aluminium tubular members for triangulated hyperbolic paraboloidal structures. A classical example of this trend is the Olympic Games Sports Palace constructed in 1968 in Mexico City. The structure is covered by a domed roof 132 m dia. The roof is a spherical shell formed by a grid of steel trusses forming arches. The 12 m square areas between the arches are covered by a triangulated grid of aluminium tubes in the shape of hyperbolic paraboloids. The whole roof is covered therefore with 144 aluminium HPs weighing only 3 kg/m². Fig. 12 illustrates the interior of this most unusual structure. All the aluminium tubes are interconnected by means of the Triodetic joint.

Several steel triangulated hyperbolic paraboloidal structures have been built in Japan, some of very considerable span.

A large hangar at the Minneapolis - Saint Paul International Airport in the U.S.A. has been covered in 1969 with a steel hyperbolic paraboloidal structure. The HP measures 38 m along each rear side, 50 m along each front side and spans 58 m between two supporting buttresses.

These examples show that even in the field of shell structures (which many engineers regard as the province of reinforced concrete), steel and aluminium are steadily being introduced by reason of economy and structural efficiency.

Analysis

A decade ago the analysis of a complex space structure was frequently an almost impossible task. In 1970, the designer can obtain with reasonable accuracy the assessment of stress distribution in his structure, assuming that it behaves elastically. Tests show that double-layer grids can be analysed by elastic methods and that the rigidity of the joints does not change the stresses by more than some 10 to 15% for the two-way arrangements. In the case of three-way grids the difference between the analyses for pin-connected and rigidly connected members is normally even less, because of the greater overall rigidity of three-way grids.

However, the elastic analysis of single-layer barrel vaults and domes still provides only an approximation. Such structures behave elastically but not in a linear manner. The possibility of buckling for double-layer grids is minimal, but very real for single-layer triangulated shells.

One of the main reasons for the rapid acceptance of space frames and their striking development within the past few years has been the introduction of electronic computers. Its use has radically changed the whole approach to the analysis and design of space frames. It has also been realised that matrix methods of analysis developed for use on high-speed digital computers provide an extremely efficient means for rapid and accurate treatment of many types of space structures.

Matrix algebra is ideally suited for automatic computation and great interest has been expressed during recent years in the formulation of general matrix equations for three-dimensional structures. In these methods the digital computer is now used not only to solve many simultaneous equations, but techniques have been developed to generate the input data, the analysis of the structure, the determination of the required stress resultants and the production of the finite output. (Ref 16)

Most of the programs now existing for the analysis of space structures are based on the stiffness method. Electronic computers are better suited to perform fully automatic operations,

which can be followed blindly by the computer regardless of the nature of the framework. This condition is satisfied in the case of the stiffness approach in which the final equations of structural analysis are formulated with deflections as unknowns and the computer is not required to make arbitrary choices of unknown quantities as is the case for the flexibility method. However, theoretically, it is possible to use the matrix formulation, either in the flexibility or in the stiffness methods and to obtain from the electronic computer the stresses and the displacements – in practice, in the past, the flexibility approach proved to be more complicated than the stiffness approach. It is very interesting to note that during recent years techniques have been developed for the automatic selection of redundancies and for the generation of the self-equilibrating force systems. This allows the flexibility analysis to be used and is changing the earlier preference for the stiffness method. Przemieniecki in his book (Ref 17) shows that the selection procedures for flexibility methods based on the Jordanian elimination techniques lead invariably to well conditioned equations.

With the increased interest in computer analysis, the designers soon found that the analysis of complex space frames required very large core memory capacity in the electronic computer. To overcome the practical limitations of the storage capacity, methods have been formulated, in which advantage is taken of the band form of the main stiffness matrix of the system and also partitioning techniques have been perfected in which the analysis is done in interconnected steps, analysing the structure divided into smaller units of manageable size.

Soon, other difficulties have been observed, even using the above mentioned techniques the round-off errors can reduce the accuracy of the results.

Tezcan (Ref 18) proposed several modifications in the matrix treatment of space frames using the transformed member stiffness matrices in connection with the code number approach. This results in a greatly increased speed of generation of the main stiffness matrix and leads to a considerable saving in data preparation and computer storage. The use of code numbers makes the programming easier and the computation much faster.

The problem of ill-conditioning of stiffness matrices has received a great deal of attention. The influence of truncation errors on the accuracy of the numerical solutions using the stiffness matrix formulations can be considerable. This influence depends upon the characteristics of the stiffness matrix, namely its eigen values and the eigen vectors. These determine the conditioning of a given matrix and the extent of coupling among its eigen vectors. Shah (Ref 19) shows that one of the measures of conditioning of a matrix is the ratio between the largest and the smallest eigen values.

Another characteristic trend which became very noticeable during the past five years are the attempts to apply the finite difference and the finite element methods to the analysis of various types of space frames. The finite difference methods have been used successfully in the past in the stress analysis of plates. However, it is only during the last decade that these techniques have been extended to reticulated shells and especially to double-layer grids. (Ref 20 - 23)

The finite difference methods lead to a system of algebraic equations, determining the values of the function at isolated points. Obviously they are approximate but their application is general and does not suffer from the usual limitations of the differential calculus methods.

The distinction between the finite difference and the finite element techniques lies in the method used to determine the system of partial differential equations.

In the first method the equivalent differential equations are approximated by difference operators which require an assumption of the displacement form between the adjoining node points. In the finite element method the field is divided into various small elements each connected to its neighbouring elements at their node points. (Ref 24)

Several attempts have been made to apply the finite element technique to the analysis of elastic buckling of structures using a digital computer.

In spite of the availability of digital computers, there are frequent cases when the complexity of the framework makes the analysis of space structures either very tedious and expensive, or simply impossible because of the very large number of bars and joints in the structure .

In such cases certain types of reticulated shells and double-layer grids can be analysed by treating them as continua and applying the shell or plate analogies. Recent work of D. Wright has been of fundamental importance in this field. (Ref 25 - 26) He determined elastic properties of the analogous shells and showed how to use them in the general shell equations. This enables an approximate determination to be made of the stresses in reticulated shells.

The determination of the instability behaviour of space structures still produces considerable difficulties - the existing data allow only an approximate assessment of this very important phenomenon. Whereas the bar stability problem is covered in great depth, the local buckling or so called snap-through buckling is just beginning to receive the attention of research workers. Litle (Ref 27) produced recently an interesting review of the reliability of shell buckling predictions and several of his conclusions can be applied directly to reticulated shells. Aguilar (Ref 28) investigated the joint stability of braced domes, and took the vanishing of the first order variation of the total potential of the system as the criterion for equilibrium.

Interesting experimental work of Buchert (Ref 29 - 30) demonstrated that shell edge conditions play an important role in the capability of a shell-like structure to resist buckling.

Whereas the computer analysis of elastically linear space frames has received a great deal of attention, there are only very few papers dealing with the matrix formulation for dynamic analysis or calculation of vibration frequencies and modes.(Ref 31)

Summing-up

- (1) Great advances in prefabricated double-layer grids have taken place in many countries and these systems are now widely accepted.
- (2) There has been a remarkable increase in the popularity of tubular space structures. Hollow steel sections now compete very successfully with conventional rolled steel sections and are used very frequently for three-dimensional structures.
- (3) The search for an improved connector for space structures still continues.
- (4) The expected major break through in the structural use of aluminium in space structures has not taken place, the high cost of aluminium being the main reason. The vast majority of space structures are built in steel.

- (5) The elastic analysis of space structures is no longer a major problem for the designer. The readily available programs for high-speed electronic computers provide rapid stress analysis and, in some cases, even the design of the structures.
- (6) Whereas the dead and even live loads can be determined with reasonable accuracy the assessment of wind loading is still based on very approximate assumptions. Very little is known about the distribution of wind loading on domes, barrel vaults and hyperbolic paraboloidal structures. Wind tunnel research is urgently required.
- (7) Space structures can be very economical in the use of material and, due to their light weight, they often have to be designed for reversal of stresses due to wind suction. Unsymmetrical loading can produce instability in single-layer space structures. The recent collapse of three aluminium braced domes and one steel barrel vault under a heavy unsymmetrical snow loading emphasises the importance buckling, a phenomenon still not fully understood.
- (8) No information exists on the influence on composite action of the framework and the roof deck. The buckling behaviour of many types of space structures is influenced by the cladding.

Conclusion

Interest in space structures is growing constantly - the large number of such systems built all over the world shows clearly that space structures can compete very successfully with more conventional structures.

References

1. R. M. Davies (editor) "Space Structures"
Proceedings of the first international conference
on space structures
Blackwell Scientific Publications,
Oxford & Edinburgh, 1967.
2. K. J. Joyner, R. G. Taylor
and Z. S. Makowski "The Boeing 747 Hangar 01 Heathrow, London"
Tubular Structures No. 15,
March 1970, pp. 2 - 32.
3. J. M. Montero Rodriguez and
J. C. Contreras Carrillo "Roofing the hydrographic research centre -
Madrid (Spain)"
Acier, No. 6 1969 pp. 277 - 280
4. Z. S. Makowski and H. Nooshin "The structural analysis of a large three-way grid"
Proceedings of the Space Structures International
Conference
Blackwell Scientific Publications, Oxford, 1967
pp. 327 - 342.
5. D. H. Geiger "A cost evaluation of space trusses of large span"
AISC Engineering Journal
April 1968, pp. 49 - 61.

6. N. Yamashita, N. Kannai and M. Kanazawa
"Design and construction of Obayashi Truss H-1"
(in Japanese)
Column No. 25, pp. 43 - 48
Published by Yawata Iron & Steel Co. Ltd.
Tokyo, Japan.
7. H. Stenker
"Entwurf der Stahlkonstruktion für Eissportstadion Halle"
Bauplanung - Bautechnik
November 1969.
8. S. du Château
"Les structures tridimensionnelles dans l'industrialisation
du bâtiment"
Recherche & Architecture, No. 2, 1970, pp. 23 - 30.
- 9a. H. Beer
"Einige Anwendungen der Schalenbauweise im Stahlbau"
Der Bauingenieur,
May 1966, pp. 200 - 208.
- 9b. Z. S. Makowski
"Analytical and experimental investigations of
stress distribution in steel space frames"
Proceedings of the Steel Congress 1964
European Coal and Steel Community,
pp. 581 - 606.
10. J. Zeman
"A remarkable steel structure for roofing a large
sports hall in Czechoslovakia"
Acier, No. 4, 1968, pp. 181-188.
11. Z. S. Makowski
"Steel space structures"
Michael Joseph, London, 1965.
12. D. G. Emmerick
"Géométrie Constructive"
Ecole Nationale Supérieure des Beaux-Arts,
Paris, 1970.
13. K. Critchow
"Universal space families"
Architectural Design,
October 1965, pp. 514 - 517.
14. S. Sadae and F. J. Heger
"The United States Pavilion at Expo '67"
Tubular Structures, No. 9, 1967
pp. 2 - 9.
15. Chambre syndicale des
fabricants de tubes d'acier
"Le tube d'acier dans la construction métallique -
noeuds et assemblages"
CSFA, Paris, 1966.
16. K. Eiseman, L. Woo and
S. Namyet
"Space frame analysis by matrices and computer"
Journal of the Structural Division,
Proceedings of the A.S.C.E.
December, 1962, pp. 245 - 278.
17. J. S. Przemieniecki
"Theory of matrix structural analysis"
McGraw-Hill, Inc. 1968.

18. S. S. Tezcan "Computer analysis of plane and space structures"
Journal of the Structural Division,
Proceedings of ASCE, Vol. 92, No. ST2,
April 1966, pp. 143 - 173.
19. J. M. Shah "III-Conditioned stiffness matrices"
Journal of the Structural Division,
Proceedings of ASCE, Vol. 92, No. ST6,
December, 1966, pp. 443 - 457.
20. J. D. Renton "The related behaviour of plane grids, space grids
and plates"
Space Structures (Edited by R. M. Davies)
Blackwell Scientific Publications,
Oxford & Edinburgh, 1967, pp. 19 - 32.
21. M. V. Soare "Application of finite difference equations to
shell analysis"
Pergamon Press Ltd., London, 1967.
22. M. V. Soare "Application des equations aux différences finies
au calcul des réseaux spatiaux planaires carrés"
Rev. Roum. Sci. Techn. - Méc. Appl.
Tome 14, No. 3, pp. 595 - 628, Bucarest, 1969.
23. M. V. Soare "Contribution à l'étude des réseaux spatiaux planaires
simples par la méthode des différences finies",
Rev. Roum. Sci. Techn. - Méc. Appl.,
Tome 14, No. 5, pp. 949 - 984, Bucarest, 1969.
24. G. W. Hicks "Finite-element elastic buckling analysis"
Journal of the Structural Division,
Proceedings of ASCE, Vol. 93, No. ST6,
December, 1967, pp. 71 - 86.
25. D. T. Wright "Membrane forces and buckling in reticulated shells"
Journal of the Structural Division, Proceedings of the
A.S.C.E.
February 1965, pp. 173 - 201.
26. D. Wright "A continuum analysis for double-layer space frame
shells"
Memories, I.A.B.S.E.
Vol. 26, 1966, pp. 593 - 610.
27. W. A. Litle "Reliability of shell buckling predictions"
Research Monograph No. 25,
M.I.T. Press, Cambridge, Massachusetts
28. R. J. Aguilar "Snap-through buckling of framed triangulated domes"
Journal of the Structural Division
Proceedings of the A.S.C.E.
April 1967, pp. 301 - 317.

29. K. P. Buchert "Effect of edge conditions on buckling of stiffened framed shells"
Engineering Experiment Station Bulletin Series No. 65
University of Missouri, Columbia, October, 1967.
30. J. O. Crooker and K. P. Buchert "Reticulated space structures"
Journal of the Structural Division
Proceedings of the A. S. C. E.
March 1970, pp. 687 - 699.
31. W. D. Whetstone & C. E. Jones "Vibrational characteristics of linear space frames"
Journal of the Structural Division,
Proceedings of the A. S. C. E.,
October 1969, pp. 2077 - 2091.



Fig. 1. Two-way latticed grid over the McCormick Plate in Chicago

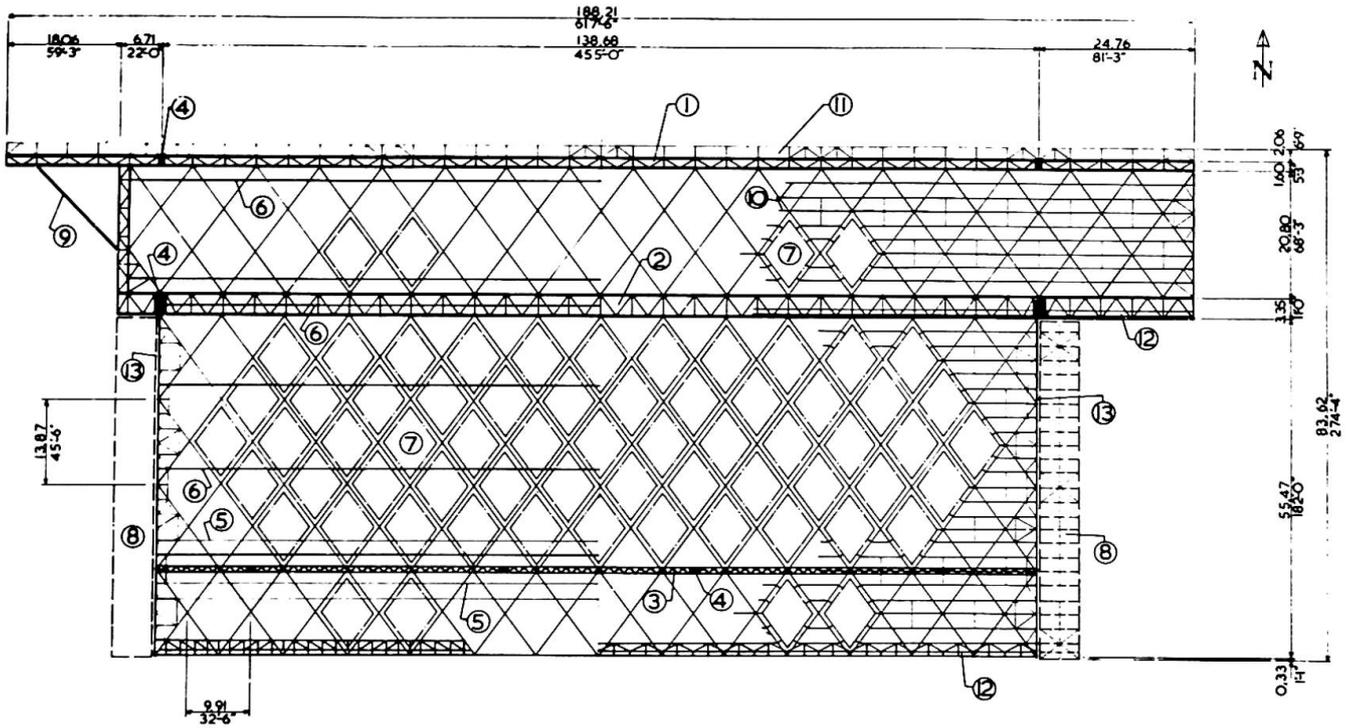


Fig. 2. Plan of the diagonal grid covering the hangar at London Airport

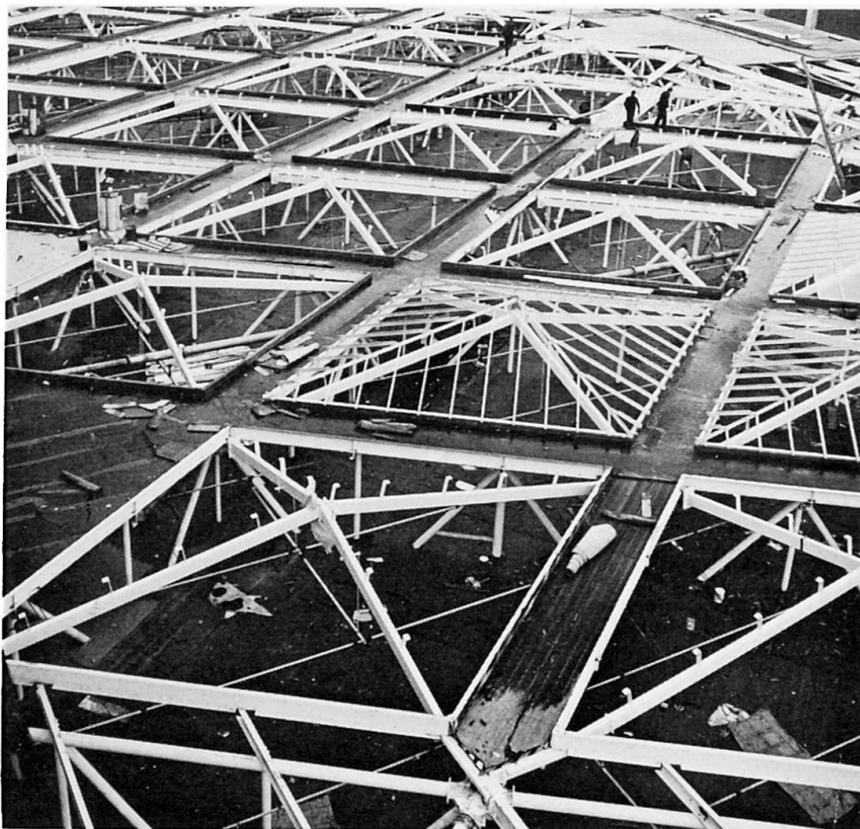


Fig. 3. The external view of the hangar

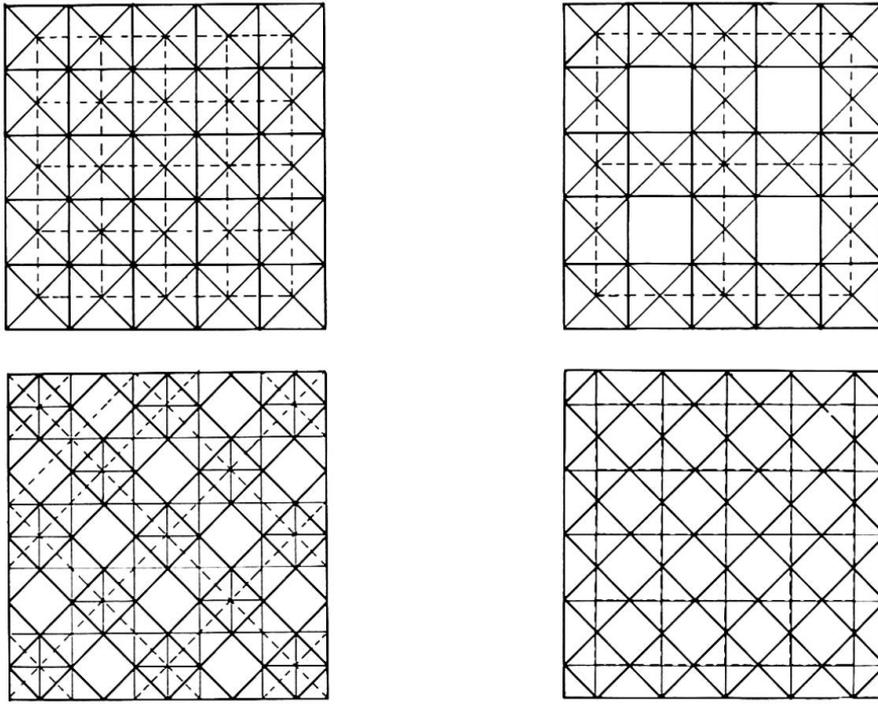
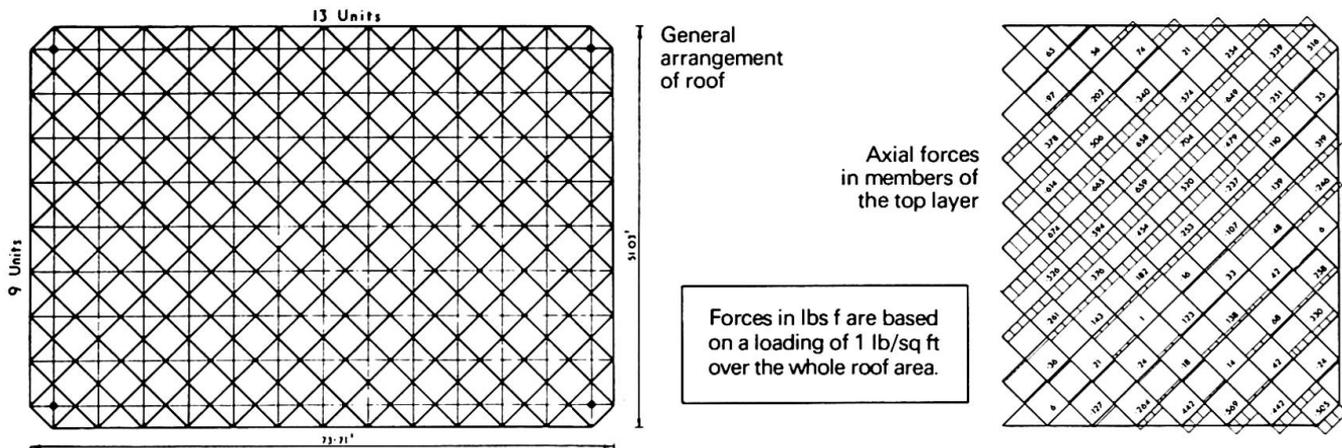


Fig. 4. Evolution of two way double-layer grids



Analysis of UNIBAT grid supported only at the 4 corners for training area roof - Northern Gas Board

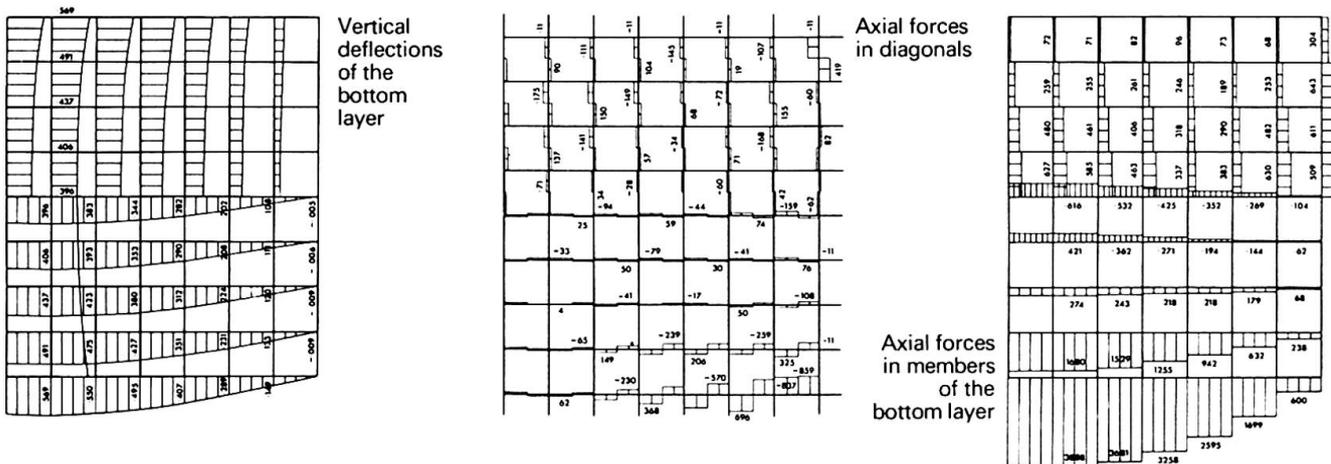


Fig. 5. Stress distribution in a two-way double-layer grid supported only at four corners

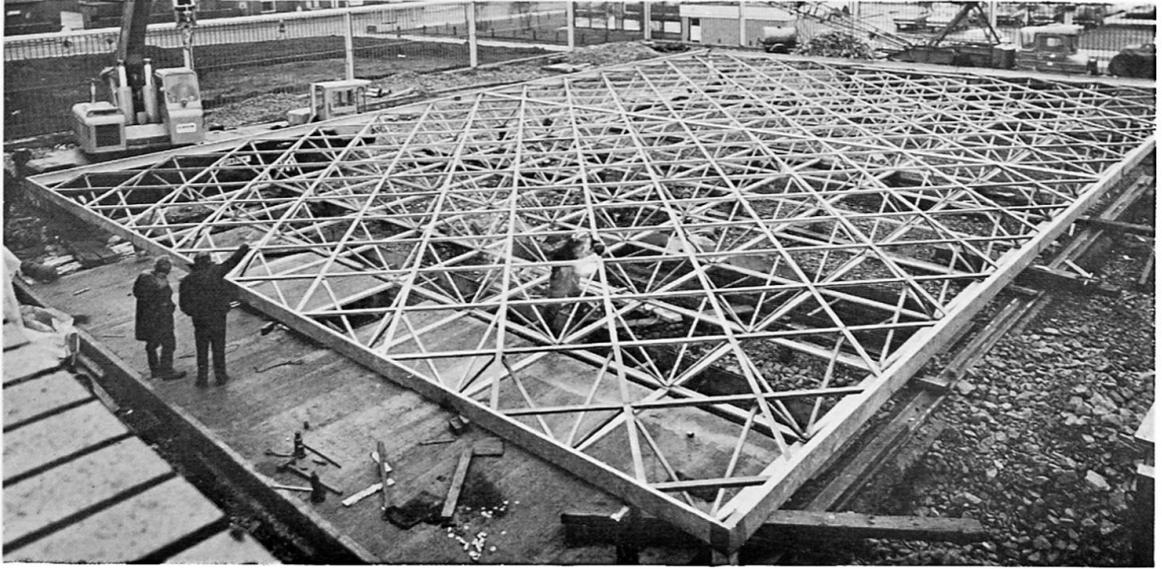


Fig. 6. Erection of the double-layer grid at Killingworth

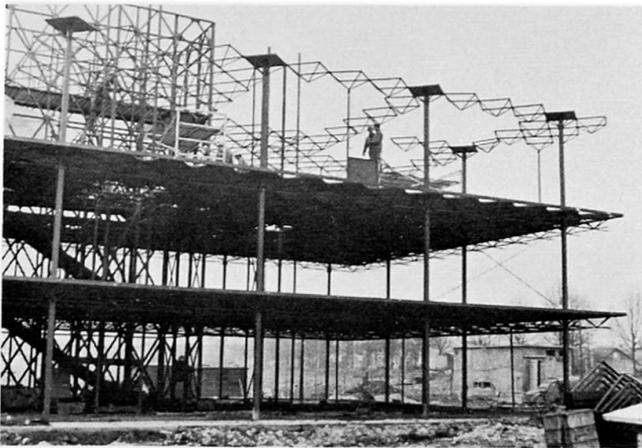


Fig. 7. Construction of a multi storey building in France using the Unibat system



Fig. 8. The external view of seven barrel vaults built for the Port of London Authority



Fig. 9. Erection of a braced barrel vault at Kladno, Czechoslovakia

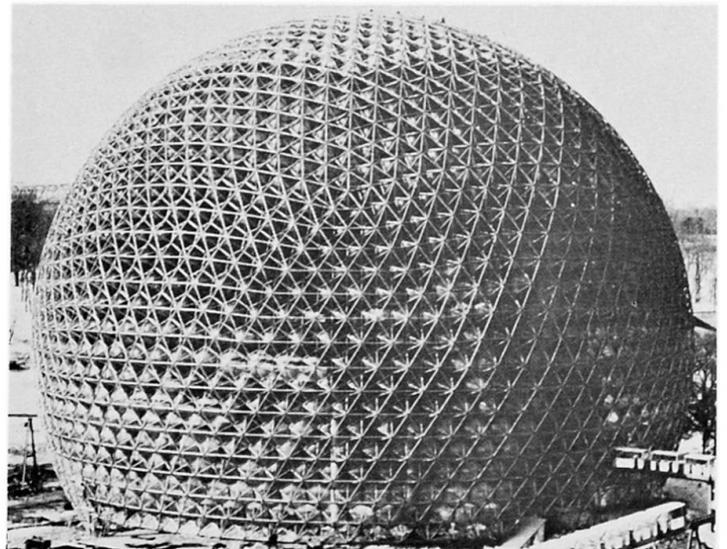


Fig. 10. Geodesic steel dome erected for the American Pavilion at Expo '67

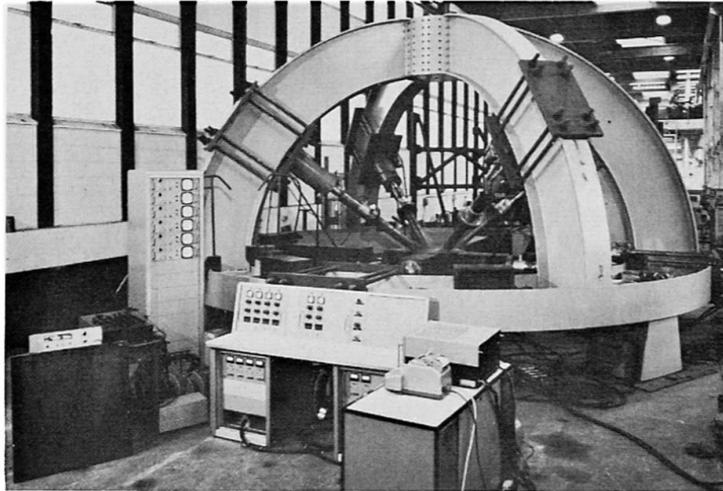


Fig. 11. Rig for testing joints in space structures



Fig. 12. Space grid roof over the Olympic Games Sports Palace in Mexico City

Leere Seite
Blank page
Page vide

IIIc

Coques métalliques

Stahlschalen

Metal Shells

P.A. LORIN

Paris

Dans le domaine des charpentes un des problèmes majeurs qui se pose à l'Ingénieur est celui de la couverture. Cette couverture est une grande surface à réaliser de telle sorte qu'elle constitue une protection totale contre le vent, la pluie, la neige. Elle doit donc résister à des systèmes de charges extérieures résultant de l'action du vent et de la neige, elle doit être en équilibre sous son poids propre et ces charges extérieures climatiques auxquelles peuvent s'ajouter des surcharges de service agissant en certains points en prenant appui sur des éléments supports laissant la plus grande liberté pour l'exploitation.

Des problèmes de même nature se posent dans d'autres domaines où il s'agit de réaliser des surfaces résistant à la pression de fluides (liquides ou gaz) notamment dans la construction navale ou dans la construction de réservoirs à liquides ou à gaz sous pression.

Aussi n'est-il pas étonnant que l'on trouve souvent quelque analogie dans ces réalisations d'applications diverses. La couverture en bois des vieilles cathédrales ne rappelle-t-elle pas d'ailleurs la construction d'une coque de navire, on les appelle des "nefs". Je citerai notamment en France la vieille église d'Honfleur, près de l'embouchure de la Seine, qui comporte deux nefes accolées, dont la couverture en bois, réalisée d'ailleurs par des marins, est tout à fait semblable à deux coques de navire.

Cependant, s'il faut insister sur cette analogie et bien signaler l'intérêt que nous avons à examiner comment les constructeurs de navires ou de réservoirs cherchent à résoudre leur problème, il est nécessaire également de

bien faire remarquer que le caractère particulier des couvertures tient en général à leurs grandes dimensions (avec points d'appui espacés) et à la valeur relativement faible des pressions supportées.

Ces données constituent l'originalité du problème à résoudre.

Il est intéressant en abordant ce problème, afin de déceler l'orientation des réalisations utilisant le métal, de reprendre très rapidement l'évolution suivie au cours des temps avec l'emploi de divers matériaux.

Un peu d'histoire.

Voyons comment les Architectes ont résolu le problème de la couverture à l'époque où l'on ne disposait guère, pour construire, que de la pierre et du bois.

La pierre ne résiste qu'à la compression et ne peut donc être soumise à une flexion, le bois au contraire travaille bien (dans le sens des fibres) et en traction et en compression, il peut donc aussi travailler en flexion.

Les solutions étaient-elles donc très différentes.

Avec le bois on a réalisé des structures porteuses, arcs ou fermes réticulés, sur lesquelles étaient posés les éléments de couverture. Ces derniers ne concouraient guère à la stabilité générale, ils transmettaient les pressions locales sur les éléments résistants. Ces constructions ont été les modèles d'où sont nés les types classiques de structures à ossature métallique.

Avec la pierre, au contraire, on a cherché un équilibre de membrane pure en compression, de même que pour les ponts on a réalisé un équilibre funiculaire en compression (les arcs).

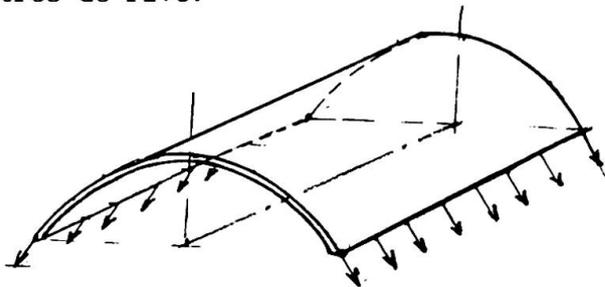
Il y a d'ailleurs une grande analogie entre l'équilibre funiculaire à une dimension et l'équilibre membranaire à deux dimensions.

Avec la pierre on a eu alors des chefs d'oeuvre d'équilibre membranaire en compression : les dômes sphériques (les merveilles de Sainte-Sophie à Istanbul ou des palais et mosquées d'Ispahan en Iran), les voûtes (en particulier les voûtes gothiques).

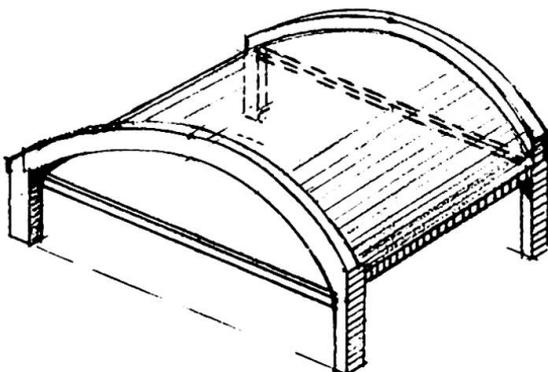
Ce qui est extrêmement intéressant c'est qu'avec une forte charge répartie donnant un équilibre membranaire en compression dans la forme initiale (dôme ou voûte en arc), l'équilibre reste réalisé avec de très faibles déformations lorsque viennent agir des surcharges non réparties uniformément mais d'intensité relativement faible par rapport au poids propre (c'est le cas du poids des véhicules sur un arc massif en maçonnerie, ou du vent sur un dôme ou une voûte en pierre).

Ceci nous amène à remarquer que la variation de forme est encore plus faible s'il s'agit d'un funiculaire en traction ou d'une membrane tendue. On sait - en effet, que les flèches d'une poutre sous des charges transversales sont fortement diminuées par l'effet d'un effort de traction dans la poutre. Si F est cette force de traction dans une poutre de portée l , d'inertie I en un matériau de module E , les coefficients minorateurs de flèches s'expriment en fonction des cosinus et sinus hyperboliques de la quantité $l \sqrt{\frac{F}{EI}}$ (termes généralement appelés du second ordre, ou phénomène d'élasticité non linéaire). Il en est de même dans les membranes tendues, et il y a beaucoup à tirer partie de cette propriété pour les coques métalliques avec fortes tractions membranaires.

Les constructeurs en béton ont commencé par réaliser aussi des voûtes paraboliques constituant des membranes comprimées, les poussées de la voûte étant prises par des poutres de rive.



Mais finalement ces poutres de rive ont peu à peu été supprimées, les poussées de la membrane entre deux nervures au droit des poteaux ont été absorbées dans la voûte même. La membrané devient alors une coque.



Ainsi sont nés les voiles minces en béton dont l'avantage est que le matériau de couverture forme une toiture auto-portante.

En béton, il est facile de réaliser une surface quelconque à condition qu'elle soit réglée (coffrage), on a vu se développer de nombreux types de coques de cette nature.

Tout naturellement, les constructeurs métalliques ont cherché à trouver la solution de toitures auto-portantes. On doit alors réaliser une coque où le métal qui sera l'élément de couverture assurant la protection contre la neige et la pluie équilibrera directement, sans autres éléments structuraux, les actions du poids propre de la neige et du vent avec un nombre limité d'appuis donnant la plus grande liberté d'utilisation.

Mais il n'est pas question d'utiliser des coques épaisses pour avoir une solution économique. Avec les coques minces, des problèmes de stabilité se posent si l'on a des contraintes membranaires de compression. Par ailleurs, alors qu'il est aisé de réaliser des surfaces réglées quelconques en béton, pour le métal le problème devient très difficile à résoudre si la surface n'est pas développable.

Il est aisé de réaliser des coques de petites dimensions, et ceci explique le succès considérable des carrosseries d'automobiles en tôles minces embouties.

Les dimensions des couvertures de bâtiments ne permettent pas de telles solutions.

Les solutions possibles en métal - les problèmes posés.

Tout naturellement, les premières couvertures à ossature métallique utilisant un équilibre de membrane ont imité les réalisations en pierre : c'est-à-dire des dômes sphériques en compression.

Ainsi a été réalisée la première couverture utilisant le métal en France : il s'agit de la couverture de la halle aux blés, construite à Paris en 1811, aujourd'hui disparue.

Les éléments porteurs étaient des voussoirs en fonte.

On peut réaliser de telles couvertures en matérialisant des éléments structuraux suivant les cercles méridiens et parallèles de la sphère. Mais la peau, élément de couverture, est un élément porté, ce n'est pas une solution coque; pas plus que de nombreuses toitures coniques avec fermes rayonnantes suivant les génératrices.

On a hésité à aborder le problème pour des raisons théoriques : difficulté de résoudre le système complexe d'équations aux dérivées partielles avec les fonctions de rive à déterminer (analyse délicate de la rigidité des bords), difficulté concernant les problèmes d'instabilité pour les coques minces comprimées, difficulté de réalisation - surtout s'il s'agit de surfaces non développables.

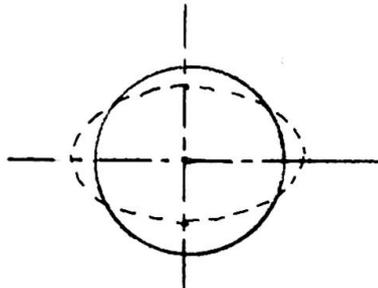
En ce qui concerne les difficultés théoriques de calcul des progrès très intéressants ont pu être faits d'une part par des recherches expérimentales dont la conséquence est de pouvoir introduire des hypothèses simplificatrices valables, d'autre part, grâce aux possibilités offertes par les ordinateurs dans le domaine de l'analyse numérique.

Un point très important à signaler pour les coques minces de couverture est celui du problème de l'instabilité sous des contraintes membranaires de compression ou de cisaillement.

Il faut souligner que ce problème d'instabilité comporte deux aspects : l'instabilité générale et l'instabilité locale.

Par analogie, nous prendrons pour illustrer ce point le cas d'une coque cylindrique vide plongée dans un liquide sous pression.

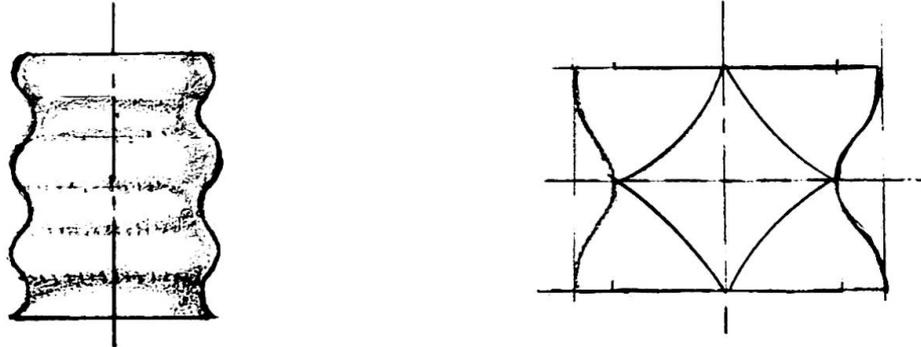
Un tel tube cylindrique peut présenter un flambement général par compression :



La contrainte critique pour un cylindre d'épaisseur e , de rayon r , est proportionnelle à $(\frac{e}{r})^2$.

On empêchera ce flambement général en disposant de distance en distance des raidisseurs ou des diaphragmes.

Mais on peut aussi avoir une instabilité locale de la paroi ou cloquage. Ce cloquage peut donner soit une déformation périodique (suivant l'abscisse sur l'axe du cylindre) de révolution, soit une déformation en facettes (loi périodique suivant l'abscisse sur l'axe du cylindre et suivant l'angle du centre) mais la contrainte critique est alors proportionnelle à $\frac{e}{r}$.



Comme $\frac{e}{r}$ est toujours beaucoup plus petit que l'unité, la contrainte de flambement local est, dans ce cas, toujours beaucoup plus grande que la contrainte de flambement général (proportionnelle à $(\frac{e}{r})^2$).

Encore faut-il remarquer que la coque peut souvent supporter des contraintes supérieures à la contrainte critique de flambement local.

D'ailleurs les fortes tensions membranaires sont toujours favorables : rappelons, à ce sujet, l'étude faite par Monsieur Massonnet sur le comportement post-critique des plaques planes (28^{ème} volume des Mémoires A.I.P.C.).

Dans les coques minces métalliques on aura souvent avantage à chercher à développer des contraintes membranaires de traction.

On pourra utiliser des surfaces développables, telles que des cônes, soumises à de fortes précontraintes de traction : nous citerons plus loin le cas de couvertures circulaires avec toiture conique suspendue réalisée en Autriche.

On pourra utiliser des surfaces non développables (mais là se présentent de sérieuses difficultés de réalisation), en général des surfaces réglées hyperboloïdes de révolution ou paraboloides hyperboliques, telles que l'on ait, en tous points, des parties de la surface situées de part et d'autre du plan tangent.

La solution en hyperboloïde de révolution à une nappe avait séduit le regretté Ingénieur Lafaille (voir Congrès A.I.P.C. Berlin 1936).

Sur cette idée des grands hangars d'aviation avaient été construits en France, notamment à Toulouse, en 1935.

La couverture était constituée par une série de nappes d'hyperboloïde à axe horizontal, un tronçon d'hyperboloïde était limité par deux cercles situés symétriquement par rapport au cercle de gorge, l'ensemble était supporté par des fermes circulaires situées aux raccordements de deux nappes successives.

L'ensemble constituait une solution originale et de faible poids, la tôle de couverture étant une coque auto-portante. Mais la réalisation de ces grandes surfaces non développables a posé des problèmes considérables et s'est avérée très onéreuse.

On pouvait penser également aux paraboloides hyperboliques.

Si l'on prend un paraboloides hyperbolique limité par un quadrilatère gauche (les rives sont quatre génératrices rectilignes) au voisinage du sommet, où le plan tangent est horizontal, on sait que cette surface comporte deux systèmes de paraboles égales de convexités contraires (en coupant la surface par des plans parallèles aux deux plans verticaux passant par les sommets opposés du quadrilatère gauche).

Or ces paraboles sont funiculaires des charges de densité constante en projection horizontale et voisines des funiculaires pour des surpressions intérieures ou extérieures. On peut ainsi réaliser une surface où les contraintes principales sous l'action du poids propre et du vent, sont dirigées suivant les paraboles.

Si les rives sont très rigides, cette membrane peut être en équilibre sans absorber d'efforts de cisaillement.

On peut alors réaliser une telle membrane par un filet de câbles paraboliques orthogonaux. Mieux encore, en donnant à ces câbles paraboliques de fortes précontraintes de traction, on peut faire en sorte que (vu la forte densité de charge uniforme correspondant à ces précontraintes de traction) pour des charges dissymétriques (vent ou neige donnant des charges non uniformes de

densité relativement faible) l'équilibre membranaire subsiste avec de très faibles déformations d'ensemble de la surface. Par ailleurs, aucun phénomène d'instabilité locale n'est à craindre. Mais une telle résille de câbles, constituant une membrane tendue sur son cadre, exige des rives ayant une très grande rigidité.

Une telle solution, employée par exemple pour la couverture du Pavillon de la France à l'exposition de Bruxelles 1958, résout parfaitement le difficile problème de la réalisation en construction métallique d'une surface non développable, mais elle exige une grosse dépense de matière dans les rives, ce n'est plus une coque.

Pour réaliser vraiment une coque suivant un parabolôïde hyperbolique, il faut utiliser des éléments de couverture en tôle, dont il faut étudier le formage et les assemblages. Pour ces assemblages, on bénéficie du fait que la surface comporte des génératrices rectilignes.

Il n'est pas douteux que l'on peut trouver des solutions élégantes pour réaliser des surfaces gauches en partant d'éléments plans formés à froid et assemblés entre eux par des moyens traditionnels suivant des surfaces de contact planes.

Je signalerai pour illustrer ce point, la remarquable réalisation d'une coque métallique sphérique que constitue le dôme géodésique Fuller. Il y a, aux Etats Unis d'Amérique, de très nombreuses réalisations de ces dômes en alliage léger (dômes Kaiser). En 1961, deux de ces dômes ont été réalisés en Europe, ils étaient les plus grands à l'époque, avec un diamètre de 60 m : l'un a été construit à Moscou, à l'occasion de l'exposition 1961 (il constituait alors le Pavillon américain), l'autre à la Porte de Versailles, à Paris, où il abrite le Palais des Sports. Une remarquable étude de la géométrie de la sphère a permis de réaliser toute cette surface en petits éléments bordés par des génératrices rectilignes constituant des losanges gauches. L'idée de base a été de considérer qu'il n'y a aucun point singulier sur une sphère, chaque point est un pôle. Ainsi les petits losanges gauches sont réunis par leurs pointes et par groupes de six sur divers pôles.

Il est impossible de constituer la surface sphérique avec des petits losanges gauches tous égaux, mais par une fine étude géométrique on montre qu'il est possible de constituer toute la surface avec un petit nombre

d'éléments, chacun reproduit en série. Qui plus est, il n'est pas nécessaire de former ces éléments gauches par emboutissage, il est possible de les obtenir par une série de plis rectilignes à la presse à plier classique des ateliers des constructeurs métalliques.

Enfin, l'assemblage de ces divers éléments dont les bords sont rectilignes se réalise par le procédé classique de rivets spéciaux posés à froid. Ainsi cette solution allie la facilité de fabrication sans nécessiter de gros investissements en machines spéciales, et la facilité de montage des structures traditionnelles en acier.

Ces résultats très intéressants montrent que malgré les difficultés présentées et sur le plan théorique et sur le plan pratique par la réalisation de grandes couvertures en coques métalliques, les Ingénieurs ont dans tous ces domaines fait de gros progrès qui incitent à poursuivre dans la voie de ces élégantes solutions.

Rapide tour d'horizon des résultats acquis dans le domaine théorique et le domaine pratique.

Il est très difficile de faire complètement le point de l'état actuel de la question, certes des lacunes considérables marqueront le rapide tour d'horizon que je vais faire, et je m'excuse auprès des chercheurs et des réalisateurs des oublis malheureux que je vais commettre, j'espère alors que ces oublis seront réparés par les contributions qu'ils voudront bien apporter au congrès de 1972.

Je ne prendrai d'ailleurs très rapidement que les recherches théoriques ou expérimentales ainsi que les réalisations les plus récentes. Pour avoir une vue plus complète de la question il est recommandé de lire les bulletins de l'"International associations for shell structures". On y trouvera, en particulier, de nombreuses études sur le calcul des coques à l'aide de programmes permettant l'emploi d'ordinateurs.

En ce qui concerne les apports récents sur le chapitre du calcul des coques, je signalerai :

- une étude de S.P. Banerjee parue au bulletin de l'I.A.S.S. n° 24 de mars 1965 : "Analyse numérique des coques à double courbure" : la solution des équations simultanées d'un élément de coque est assez difficile, il est donc usuel d'avoir

recours à une méthode itérative pour obtenir indirectement les résultats.

L'auteur propose une méthode variante donnant une solution directe,

- une étude de A. Aass parue dans le même bulletin de l'I.A.S.S. "Effets des bords sur des coques coniques symétriques de révolution". L'auteur présente une méthode d'analyse de l'effet perturbateur d'un bord. Les combinaisons des fonctions de Kelvin et leurs dérivées sont données par des tables. On étudie également les "coques longues" où les conditions de bordure d'un bord n'affectent pas la distribution des contraintes de l'autre bord,
- une étude de Ernani Diaz, parue au bulletin de l'I.A.S.S. n° 23 de septembre 1965 "Equations de membrane pour les surfaces du second degré",
- une étude de M. Gellert, bulletin de l'I.A.S.S. n° 30 de juin 1967 "Solution particulière de l'étude d'un cône plat", on facilite le calcul en cherchant la solution générale par combinaison d'une composante particulière dépendant de la charge et d'une composante homogène,
- une étude de O.A. Andres dans le bulletin de l'I.A.S.S. n° 34 de juin 1968, traitant des "coques membranes ayant la forme d'une surface du 2ème degré avec contraintes de cisaillement pur",
- une étude de Tsuboi, dans le bulletin de l'I.A.S.S. n° 36 de décembre 1968 "analyse des efforts dans une coque P.H. supportée aux quatre coins". Analyse suivant la théorie de Vlasov par emploi d'une double série de Fourier. Le P.H. est supporté aux quatre coins, les réactions étant des forces concentrées normales à la surface moyenne du P.H. supposé aplati,
- une étude de W. Zerna dans le même bulletin de l'I.A.S.S. traite "une nouvelle formulation de la théorie des coques élastiques",
- une étude de P. Ballesteros dans le bulletin de l'I.A.S.S. n° 37 de mars 1969 traitant des "Structures à surface funiculaire - Calcul par ordinateur". L'auteur se propose de trouver la forme d'équilibre de la surface moyenne de la coque quand chargements et distribution des efforts résultants sont connus. Les équations différentielles correspondantes sont résolues par la méthode des différences finies. Plusieurs exemples sont présentés.

Après ce très rapide coup d'oeil sur les recherches théoriques, nous abordons le domaine théorique appuyé par l'expérimentation.

Dans cet ordre, je signalerai les très intéressantes études de L. Kollar parues dans les bulletins de l'I.A.S.S. n° 30 de juin 1967 et n° 39 de septembre 1969.

Ces études abordent un problème particulièrement intéressant pour les coques minces métalliques. Il s'agit du problème de l'instabilité élastique. On y voit que les charges dites critiques lorsqu'on les détermine par la théorie élastique linéaire n'ont pas toujours une réalité physique. On est ainsi amené à considérer un état qualifié de post-critique, ce qui montre bien que ce qualificatif de critique n'a pas réellement un sens physique, ainsi d'ailleurs que le même phénomène a été constaté pour les plaques planes qui peuvent avoir un comportement post-critique, ces charges critiques étant déterminées par la théorie élastique de Timoshenko (voir notamment l'étude de Ch. Massonnet déjà signalée, dans le 28ème volume des Mémoires A.I.P.C.).

Dans son étude, L. Kollar montre que selon les cas, configurations, modes de chargement, la capacité de charge, lorsque celle-ci a atteint le niveau dit critique, peut augmenter, ou rester constante sous déformations croissantes, ou diminuer. On peut ainsi discuter du degré de sécurité vis-à-vis de l'instabilité élastique.

Un développement théorique est donné sur une forme généralisée du diagramme de Southwell basé sur des essais sur modèles.

Une application de cette méthode est faite à l'occasion du projet de construction d'un Hall des Sports, à Budapest.

La couverture du hall de Budapest sera une coupole reposant sur trois appuis, ceux-ci sont en plan les sommets d'un triangle isocèle dont deux côtés mesurent 97,50m et le troisième 112,80m, le sommet de cette coupole étant à 17,40m au-dessus du niveau des trois appuis.

Toujours dans le domaine théorique établi sur des bases expérimentales, je signale la très intéressante étude présentée par Michele Capurso et Alfredo Gandolfi, publiée dans le n° 6, année 1969, de la revue Costruzioni metalliche sous le titre : "Determinazione sperimentale del carico di collasso di contenitori cilindrici nervati soggetti a pressione".

Il s'agit donc de la recherche des contraintes et déformations d'un tube

cylindrique muni de raidisseurs longitudinaux soumis à pression intérieure.

Les résultats expérimentaux tirés d'essais sur cinq modèles ont permis de contrôler, avec une très bonne approximation, les bases théoriques.

Une étude parue dans le n° 34 du bulletin de l'I.A.S.S. présentée par A. Glassman donne une méthode originale pour traiter un problème complexe d'une coque sous certains modes de chargement, en déterminant les paramètres intervenant dans les équations générales d'équilibre par un nombre réduit d'essais sur modèle.

J'aborderai maintenant les exemples de réalisations faisant ressortir différents aspects de conception, d'application très intéressante de la précontrainte de traction appliquée à certains éléments, et d'utilisation des propriétés remarquables des surfaces gauches, donc non développables, posant cependant a priori de grosses difficultés pour des coques métalliques. J'ai signalé déjà, sur ce dernier point, les essais remarquables exécutés en utilisant les hyperboloïdes de révolution et les P.H.

Je reviendrai tout d'abord à la réalisation des couvertures en hyperboloïde de révolutions dont de nombreux modèles ont été exécutés de 1935 à 1940, ces recherches auraient certainement gagné à être poursuivies.

Les hangars à couverture en tôle mince autoportantes en forme d'hyperboloïde de révolutions ont fait l'objet d'un remarquable article de Y. Guyon et J. Mesnager publié en mai-juin 1936 dans les annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics, 1ère année, n° 3.

Il est assez étonnant de voir que Y. Guyon beaucoup plus connu dans le domaine du béton précontraint ait eu, en 1935, l'idée de ces coques métalliques dont 34 exemplaires de 70 x 66 m ont été construits, l'hyperboloïde de révolution étant réalisée par une tôle de 1,4 mm d'épaisseur.

Dans ce type de couverture on trouve en chaque point un méridien qui est une hyperbole concave vers le haut et un cercle parallèle concave vers le bas. Ainsi, que les charges soient dirigées vers le bas ou vers le haut, on trouve toujours des éléments tendus, c'est la même propriété qui est utilisée dans les P.H. réalisés par deux nappes de câbles paraboliques de convexité contraire.

Mais, dans le cas de l'hyperboloïde en tôle, il ne s'agit pas d'une

membrane tendue sur un cadre rigide (P.H. à câbles) mais bien d'une coque. Ainsi sous l'action des suppressions intérieures les cercles parallèles sont tendus, mais par le fait de la compatibilité des déformations, les éléments considérés suivant les hyperboles méridiennes sont comprimés. Dans les réalisations les tôles ont été raidies suivant le tracé de ces méridiennes par des pannelettes à treillis (ce sont des éléments de raidissage et non des éléments porteurs). Y. Guyon avait imaginé une mise en précontrainte de traction de la tôle pour éviter ces raidisseurs, à l'exécution on a préféré prendre la solution avec raidisseurs. Le montage était réalisé à l'aide de bandes de tôle plane qui après levage et repos sur les fermes circulaires (tracées suivant des cercles parallèles) prenaient naturellement un équilibre en chaînette très voisine de l'hyperbole méridienne.

Y. Guyon eut ensuite l'idée d'étendre ce principe de couverture à la construction de hangars métalliques démontables. Deux hangars de ce type, l'un de 28 m, l'autre de 38 m de portée furent réalisés en 1936. Y. Guyon n'a malheureusement rédigé aucun article sur ces réalisations, il en parlé récemment au congrès de Madrid de l'I.A.S.S.

L'idée de base a été de réaliser l'hyperboloïde de révolution par un système réticulé dont les éléments sont des tubes métalliques résistant à la compression et des câbles tendus.

La couverture comporte deux hyperboloïdes de révolution à axe horizontal, les méridiennes hyperboliques concaves vers le haut les cercles parallèles concaves vers le bas (comme dans le cas des hangars fixes). Ces deux hyperboloïdes se coupent suivant un cercle parallèle où ils s'appuient sur une ferme circulaire réalisée par un système réticulé de sections triangulaires avec un entrain en câble tendu.



En chaque noeud du système réticulé constituant un hyperboloïde on trouve : une méridienne hyperbolique, un cercle parallèle, deux génératrices rectilignes.

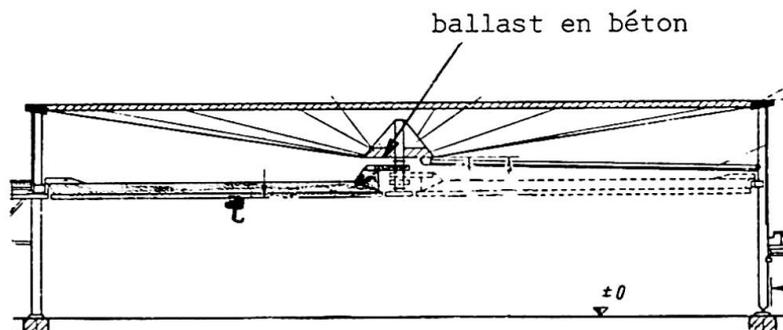
Dans le hangar de 28 m de portée, les génératrices rectilignes étaient matérialisées par des tubes, le méridien et le parallèle par des câbles. Dans le hangar de 38 m de portée on avait pris la solution inverse : méridien et parallèle en tubes, génératrices rectilignes en câbles.

Une force de direction quelconque appliquée à un noeud se décompose en trois composantes dont deux suivant les tubes et une composante de traction sur l'un des câbles, le deuxième câble détendu par la déformation n'intervenant pas. Mais il était possible de faire toujours intervenir les deux câbles en leur donnant une précontrainte de traction (à l'aide de tendeurs à lanterne).

Voici donc un exemple remarquable de coque précontrainte métallique.

Le hangar de 28 m pesait 11 tonnes en tout, soit 20 kg/m^2 . Il était transporté sur deux camions et deux remorques et était monté en 6 heures par une équipe de 20 hommes. Le hangar de 38 m pesait 22 tonnes, transporté sur 3 camions et 3 remorques, il était monté en 9 heures avec une équipe de 30 hommes.

Parmi les réalisations très récentes, il faut signaler tout particulièrement la construction d'un nombre très important d'usines à plan circulaire dont la couverture est une coque conique en tôle mince prenant appui sur une poutre circulaire à la partie haute de la paroi externe circulaire, et dont le sommet est situé au centre à un niveau inférieur. Au sommet inférieur de cette toiture conique se trouve suspendu le pivot d'un portique de manutention dont l'autre extrémité roule sur une poutre circulaire.



Le plan de l'usine a été étudié pour la meilleure utilisation fonctionnelle avec desserte en tout point par manutention mécanique. Ce qui est remarquable dans

cette couverture en coque en tôle mince c'est la réalisation de la précontrainte de traction par la suspension du portique de manutention avec charge accrue par un ballastage en béton. Cette mise en précontrainte évite tout danger de flambement sous les effets du cisaillement dans la coque.

Sur ce système de couverture, on lira avec le plus grand intérêt l'étude du Professeur H. Beer publiée dans le n° 1 de janvier 1963 de la revue Der Stahlbau, sous le titre "Round hall with suspension cone-roof".

CONCLUSIONS EN VUE DU CONGRES DE 1972.

La réalisation de la couverture des grands bâtiments par une tôle autoportante formant coque constitue une évolution dans le sens de la meilleure utilisation de la matière.

L'idée est de renoncer au principe traditionnel d'une couverture passive portée par une structure classique, de même que dans la construction des ponts on tend à incorporer la dalle de chaussée dans l'ensemble du solide élastique qui transmet les charges aux appuis (dalle participante, ou dalle métallique orthotrope).

Le problème spécifique de la coque métallique tient au fait qu'avec des tôles minces très bien adaptées aux grosses contraintes de traction on peut craindre des phénomènes d'instabilité en compression et en cisaillement, et au fait que la réalisation de certaines surfaces, notamment les surfaces gauches, présente des difficultés d'ordre pratique.

Il est très souhaitable que des communications soient présentées en vue de la discussion qui sera faite au congrès de 1972, notamment sur les sujets suivants, sans que cette liste soit exhaustive :

- recherches théoriques générales ou particulières à certaines surfaces,
- problèmes d'instabilité,
- intérêt de la mise en précontrainte de traction,
- recherches expérimentales permettant soit de justifier des théories, soit de fournir la valeur de certains paramètres entrant dans les calculs, soit de

valider l'assimilation de la coque à un modèle plus simple facilement accessible à l'analyse numérique,

- principes et moyens de mise en oeuvre de certaines réalisations,

Des contributions ayant également traité d'autres applications des coques, notamment dans le domaine des réservoirs à liquide ou gaz sous pression, seraient très intéressantes car elles pourraient dégager certains aspects favorables utilisables dans le domaine des couvertures.

On remarquera, en outre, que le thème IIIc n'est pas limité à l'acier mais inclut d'autres matériaux comme les métaux légers et le bois.

D'avance je remercie ceux qui voudront bien ainsi participer aux travaux du Congrès.

BIBLIOGRAPHIE

- | | |
|------------------|---|
| A. Aass | Bulletin I.A.S.S. n° 21, de mars 1965, "Analyse numérique des coques à double courbure". |
| O.A. Andres | Bulletin I.A.S.S. n° 34 de juin 1968 "Coques membranes ayant la forme d'une surface du 2ème degré avec contraintes de cisaillement pur". |
| P. Ballesteros | Bulletin I.A.S.S. n° 37, de mars 1969, "Structures à surface funiculaire - calcul par ordinateur". |
| S.P. Banerjee | Bulletin I.A.S.S. n° 21 de mars 1965, "Analyse numérique des coques à double courbure". |
| H. Beer | Der Stahlbau, n° 1 de janvier 1963, "Round-hall with suspension cone-roof". |
| Michele Capurso | Costruzioni Metalliche, n° 6, année 1969 "Determinazione sperimentale del carico di collasso di contenitori cilindrici nervati soggetti a pressione". |
| Ernani Diaz | Bulletin I.A.S.S. n° 23, de septembre 1965 "Equations de membrane pour les surfaces du second degré". |
| Alfredo Gandolfi | Costruzioni metalliche n° 6, année 1969 "Determinazione sperimentale del carico di collasso di contenitori cilindrici nervati soggetti a pressione". |

- A.A. Gellest Bulletin I.A.S.S. n° 30 de juin 1967 "Solution particulière à l'étude d'un conoïde plat".
- A. Glassman Bulletin I.A.S.S. n° 34 de juin 1968.
- Y. Guyon Annales de l'I.T.B.T.P. Paris, 1ère année, n° 3, mai-juin 1936 "Construction de hangars d'aviation métalliques à toiture autoportante de 70 m d'ouverture".
- L. Kollar Bulletin I.A.S.S. n° 30, juin 1967, "Comportement post-critique des coques en arc - essais sur modèle".
- L. Kollar Bulletin I.A.S.S. n° 39, septembre 1969, "Comportement des coques dans le domaine post-critique".
- B. Lafaille Congrès Berlin 1936.
- Ch. Massonnet 28ème volume Memoires A.I.P.C. "Etude du comportement post-critique des plaques planes".
- J. Mesnager Annales de l'I.T.B.T.P. Paris, 1ère année, n° 3, mai-juin 1936 "Construction de hangars d'aviation métalliques à toiture autoportante de 70 m d'ouverture".
- Tsuboi Bulletin I.A.S.S. n° 36 de décembre 1968 "Analyse des efforts dans une coque P.H. supportée aux 4 coins".
- W. Zerna Bulletin I.A.S.S. n° 36 de décembre 1968 "Une nouvelle formulation de la théorie des coques élastiques".

Résumé

Le problème particulier relatif aux couvertures coques en métal consiste en la réalisation de surfaces de grandes dimensions en tôle mince avec points d'appui très espacés d'où:

- importance des problèmes d'instabilité globale et locale - nécessité de prendre en compte les termes du second ordre (élasticité non linéaire) - intérêt des mises en précontrainte de traction,
- difficultés de réalisations pratiques surtout s'il s'agit de surfaces non développables.

On souhaite des contributions dans les domaines théorique, expérimental et pratique. Le thème ne se limite pas à l'emploi de l'acier, on songe à d'autres matériaux comme les métaux légers et le bois.

On peut aussi sortir du domaine des couvertures. Des enseignements intéressants sont à tirer de problèmes de coques comme de ceux des réservoirs.

Zusammenfassung

Das Problem der Schalendächer aus Stahl betrifft die Herstellung grosser und sehr weitgespannter Flächentragwerke aus dünnem Blech. Daher:

- Wichtigkeit der örtlichen sowie der Gesamtstabilität. Notwendigkeit der Berücksichtigung der Grössen zweiter Ordnung (nichtlineare Elastizität). Vorteile der Zugvorspannung.
- Konstruktive Schwierigkeiten, insbesondere für nichtabwickelbare Flächen.

Beiträge aus den Gebiete der Theorie, der Versuche und der Praxis sind erwünscht. Das Thema ist nicht auf Stahl beschränkt, weitere Werkstoffe wie Leichtmetall oder Holz kommen ebenfalls in Betracht.

Auch ausserhalb des Gebietes der Schalendächer wie z.B. der Behälter können interessante Schlüsse gezogen werden.

Summary

Particular problems concerning metal shell roofs consist to carry out surfaces of large dimensions, made of thin sheet-metal, with supports widely spaced, therefore:

- Importance of total and local buckling. Necessity to take into consideration second order terms (non-linear elasticity). Interest of tension prestressed elements.
- Difficulties about practical applications mainly with non developable surfaces.

Contributions are solicited on theoretical, experimental and practical fields. The scope of investigations is not limited to the use of steel but may be extended to other materials as light metals and wood.

Interesting informations may also be drawn from other fields of shell structures, as tanks, for example.