

**Zeitschrift:** IABSE reports of the working commissions = Rapports des commissions de travail AIPC = IVBH Berichte der Arbeitskommissionen

**Band:** 032 (1979)

**Rubrik:** Session I: Past and future trends

#### **Nutzungsbedingungen**

Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften auf E-Periodica. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Zeitschriften und ist nicht verantwortlich für deren Inhalte. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern beziehungsweise den externen Rechteinhabern. Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen sowie auf Social Media-Kanälen oder Webseiten ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. [Mehr erfahren](#)

#### **Conditions d'utilisation**

L'ETH Library est le fournisseur des revues numérisées. Elle ne détient aucun droit d'auteur sur les revues et n'est pas responsable de leur contenu. En règle générale, les droits sont détenus par les éditeurs ou les détenteurs de droits externes. La reproduction d'images dans des publications imprimées ou en ligne ainsi que sur des canaux de médias sociaux ou des sites web n'est autorisée qu'avec l'accord préalable des détenteurs des droits. [En savoir plus](#)

#### **Terms of use**

The ETH Library is the provider of the digitised journals. It does not own any copyrights to the journals and is not responsible for their content. The rights usually lie with the publishers or the external rights holders. Publishing images in print and online publications, as well as on social media channels or websites, is only permitted with the prior consent of the rights holders. [Find out more](#)

**Download PDF:** 02.02.2026

**ETH-Bibliothek Zürich, E-Periodica, <https://www.e-periodica.ch>**



## **SESSION I**

**Past and Future Trends**

**Du passé vers l'avenir**

**Rückblick und Ausblick**

**Leere Seite**  
**Blank page**  
**Page vide**

## **Meilensteine in der Geschichte des Brückenbaus: Die Gestaltung von Brücken ehedem und heute**

Milestones in the History of Bridge Construction. The Shape of Bridges in the Past and Today.

Jalons dans l'histoire de la construction de ponts. La forme des ponts, jadis et aujourd'hui.

**F. HART**

Professor

Technische Universität  
München, BRD

### **ZUSAMMENFASSUNG**

Zunächst werden einige für die Entwicklung von der Antike bis zum 18. Jh. wichtige Brücken vorgestellt. Mit der industriellen Revolution geht die Einheit von Architektur, Städtebau und Brückenbaukunst verloren. Die neuen Brückenkonstruktionen aus Stahl, Stahlbeton und Spannbeton sind für den Laien nicht ohne weiteres verständlich; auch unter den Fachleuten gibt es Kontroversen in der Entscheidung für die eine oder andere Bauweise. In Beispielen versucht der Vortrag diese Problematik aufzuzeigen und positive Entwicklungslinien herauszuarbeiten.

### **SUMMARY**

The paper opens with a survey of some major bridges from classical times to the eighteenth century, when with the advent of the Industrial Revolution, the unity combining architecture, city planning and the art of bridge building disappears. The new bridge structures of steel, reinforced concrete and prestressed concrete are for the lay population not readily comprehensible; even among the specialists controversies arise over the choice of one or another construction method. This paper attempts through examples to point out the dilemma and to offer positive lines of approach.

### **RESUME**

Le rapport mentionne quelques ponts importants de l'antiquité au 18e siècle. A partir de la Révolution Industrielle l'unité qui jusqu'alors régnait entre l'architecture, l'urbanisme et la construction de ponts disparut. Les nouvelles constructions de ponts en acier, en béton armé et en béton précontraint sont peu compréhensibles pour le public; même les spécialistes se disputent sur le choix d'une méthode de construction. Ce rapport essaie — à l'aide d'exemples — de montrer le dilemme et de suggérer de nouvelles possibilités de développement.



Die Geschichte des Brückenbaus auch nur in Stichworten anzudeuten, ist in einem Referat von 30 Minuten nicht möglich. Selbst wenn wir uns auf das Abendland beschränken und die Holzkonstruktionen ebenso beiseite lassen wie die Stege und Seilbrücken der Naturvölker, müssen wir unter den "Meilensteinen" eine enge Auswahl treffen.

Beginnen wir bei den Römern, also etwa mit dem Beginn der Zeitrechnung. Viele von den römischen Brücken der Kaiserzeit dienen heute noch dem Verkehr; sie haben die Jahrhunderte besser überdauert als die Tempel und Paläste und sie zählen zu den eindrucksvollsten Zeugnissen antiker Baukunst. Brücken gehörten damals noch uneingeschränkt in den Bereich der Architektur; in dem Architektur-Lehrbuch von Vitruv sind sie ausführlich behandelt - einschließlich der schwierigen Fundierungsverfahren - Senkkästen und Pfahlrost -, die im Prinzip heute noch gebräuchlich, aber längst in die Kompetenz des Bauingenieurs übergegangen sind.

Stellen wir dem Ponte Milvio in Rom die ein paar hundert Meter tiberaufwärts um 1930 erbaute, mit Marmor verkleidete Stahlbetonbrücke gegenüber. Über beide Brücken sind im letzten Krieg dreimal die Panzerkolonnen hinweggerollt; die neue Brücke hat dabei eine deutlich sichtbare Verformung erlitten, während dem Ponte Milvio die ungewohnte enorme Mehrbelastung buchstäblich keinen Eindruck machte - abgesehen von einigen Defekten an der Geländerbrüstung. Hier zeigt sich ein charakteristischer Unterschied nicht nur in der Statik, sondern in der Bauauffassung überhaupt zu unseren heutigen Konstruktionen: Die gewaltige Baumasse, bei der die Nutzlast im Verhältnis zum Eigengewicht keine Rolle mehr spielt, die dem Bauwerk eine heute nicht mehr erreichbare monumentale Ausdrucks Kraft und Lebensdauer sichert. Auffallend gering für unsere heutigen Vorstellungen ist die Breite der römischen Brücken (6,7 m beim Ponte Milvio). Noch schmäler sind die Bogen bei den grossen Aquädukten: so wirkt die Reihe der bis zu 21 m weit gespannten Bogen des Pont du Gard besonders kühn - nicht weniger eindrucksvoll und monumental, als etwa die dreigeschossige Bogenstellung am Kolosseum in Rom, (obwohl oder vielleicht gerade weil dem Aquädukt als Zweckbau die plastische Bereicherung durch eine vorgesetzte repräsentative Säulen- und Gebälkordnung fehlt). Die vollkommene Übereinstimmung von Ingenieurkonstruktion und architektonischem Ausdruck wird vielleicht noch deutlicher, wenn wir zwei römische Brücken von bescheideneren Dimensionen betrachten, die eine verfeinerte Gestaltungsabsicht erkennen lassen: Der Ponte Fabrizio in Rom mit seiner betonten, sorgfältig proportionierten und modellierten Durchflussöffnung über dem Mittelpfeiler und die unter Kaiser Augustus begonnene Brücke in Rimini, wo an die Stelle des für die Römerbrücken typischen Sekundärerbogens ein reines Architekturmotiv tritt - eine flache Nische, eingefasst von Lisenen und Gebälk und wo durch ein kräftiges Konsolgesims die massive Brüstung von der eigentlichen Brücke abgesetzt erscheint, ähnlich wie die Attika auf den römischen Triumphbögen.

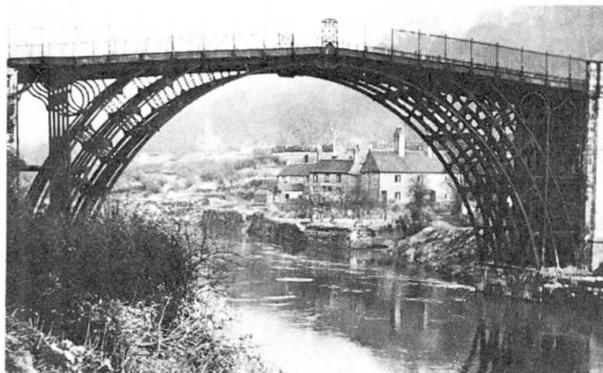
Die Bogenbrücken des Mittelalters zeigen eine grössere Vielfalt und Freiheit in den Bogenformen und in der Differenzierung der Spannweiten innerhalb des Bauwerkes. Die Wölbprofile entfernen sich z.T. entschieden vom römischen Halbkreis, neben überhöhten - gestelzten oder parabelähnlichen - Wölbungen, treten weitgespannte flache Segmentbogen auf, wie beim Ponte Vecchio in Florenz und bei der berühmten Brücke von Avignon. Die Scaliger-Brücke in Verona wächst mit ihren zinnenbekrönten Wandungen unmittelbar aus der Scaligerburg heraus; der Flachbogen ihrer Hauptöffnung übertrifft mit ca. 50 m Spannweite die weiteste römische Brückenwölbung um fast 20 m. Die Brückenbauten der Renaissance- und der Barockzeit bringen keine neuen Rekordspannweiten, aber eine Verfeinerung in der geometrischen und stereometrischen Durchbildung und im Zusammenhang damit den Übergang zu sehr flachen elliptischen oder Korbbogen-Wölbungen. Ein wichtiger

Schritt in dieser Richtung ist der schon von den Zeitgenossen als Meisterwerk bewunderte Ponte Santa Trinita in Florenz von dem Architekten Ammanati (um 1560).

Einen Höhepunkt erreicht die Kunst des Brückenbaus mit den Werken von J. R. Perronet, der von 1747 an 50 Jahre lang die Ecole des Ponts et Chaussées in Paris leitete - die erste Pflanzstätte des modernen Bauingenieurberufs. Die Disziplin der Stereotomie, des Steinschnittes, die hier entwickelt wurde und die einen Anstoß zur Erfindung der darstellenden Geometrie bildet und damit den Übergang von der rein handwerklichen zu einer wissenschaftlichen Ausbildung und Berufsauffassung einleitet, spielt auch in der klassischen französischen Architektur des 17. und 18. Jhs eine wichtige Rolle und somit bleibt im Städtebild die Einheit von Architektur und Brückenbau noch gewahrt. Die praktische Ausführung und Baustellen-Organisation der grösseren Brückenbauten stellt aber nunmehr so hohe Anforderungen, dass sich der Brückenbauer bereits als Spezialist ausbilden und betätigen muss. Die Glanzleistung von Perronet, der Pont de Neuilly zeichnete sich aus durch ein besonders flaches Wölbprofil - Pfeilhöhe  $f = 1/12 L$  - und durch eine besonders geringe Breite der Pfeiler -  $b = 1/12 L$  -. Bei diesen extrem flachen Wölbungen war es für die Standfestigkeit des Bauwerkes entscheidend, dass das tragende Lehrgerüst in sämtlichen Öffnungen gleichzeitig und ganz gleichmässig abgesenkt wurde - in Neuilly ging das Ausrüsten innerhalb von 15 Minuten vor sich. Diese Leistung ist umso erstaunlicher, als die Brücke die damals noch ungewöhnliche Breite von 15 m hatte. Gewölbte Massivbrücken wurden noch bis in unser Jahrhundert hinein gebaut, um 1920 erreichte man mit einer Stampfbeton-Wölbung in Frankreich beinahe die 100 m-Marke.

Als Abschluss des knappen Ueberblicks über die Vorgeschichte des modernen Brückenbaus mögen drei Bilder dienen, welche dartun, dass bis zur industriellen Revolution, also etwa bis 1800, die Brücke ein in Konstruktion und Material gleichartiges, im repräsentativen Anspruch gleichwertiges oder vorrangiges Werk der monumentalen Architektur war und damit auch zum festen Bestandteil des Stadtbildes vielfach zum Wahrzeichen wurde: Die Römerbrücke in Salamanca, die steinerne Brücke in Regensburg und am Ende schliesslich der Ponte Vittorio Emmanuele in Turin.

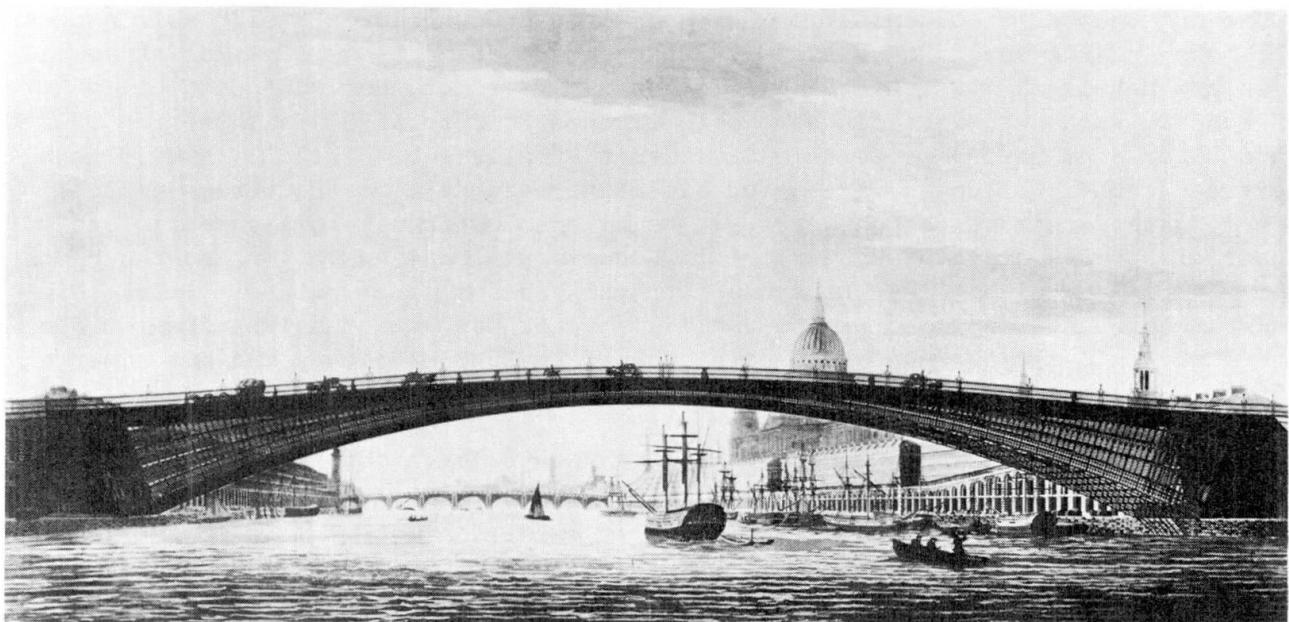
Mit der Einführung von Eisen bzw. Stahl als Primärbaustoff anstelle von Stein und Holz hebt eine neue Epoche an - nicht nur im Brückenbau, sondern in der Baukunst überhaupt. An ihrem Beginn steht ein eisernes Tragwerk von 100 Fuss Spannweite - die gusseiserne Brücke über den Severn bei Coalbrookdale, erbaut 1779 von A. Darby, dem Inhaber jener Eisenhütte, in der 50 Jahre vorher der erste Koks-hochofen in Betrieb gesetzt worden war. Da das Material keine Zugfestigkeit hat, sind die Gusseisenbrücken im Prinzip ähnlich konstruiert wie die steinernen Bogenbrücken. Ihre Zeit reicht in England bis gegen die Mitte des 19. Jhs - bis das Gusseisen aus den Tragkonstruktionen verdrängt wurde vom Schmiedeeisen, welches seit der Einführung des Puddelverfahrens in ausreichenden Mengen geliefert werden konnte.



Coalbrookdale-Brücke, erste eiserne Brücke (1779)



Das phantastische Projekt einer 600 Fuss weit gespannten gusseisernen Bogenbrücke über die Themse in London, von Th. Telford (1802) ist leider wegen der Schwierigkeiten des Grunderwerbs für die ausgedehnten Auffahrtsrampen nicht zur Ausführung gekommen. Der Kupferstich, in dem es überliefert ist, zeigt wie ein Traumbild noch ein letztes Mal die bezwingende Einheit von Architektur, Städtebau und Brückenbaukunst. Th. Telford war kein Architekt oder was wir heute darunter verstehen; er war einer von den handwerklich geschulten, wagemutigen englischen Pionier-Ingenieuren, die Brücken ebenso entwarfen und ausführten wie Straßen, Kanäle, Eisenbahnen, hatte aber noch keine wissenschaftlich-theoretische Ausbildung; wie ja auch die Konstruktion der Gusseisenbrücke noch nicht auf einer exakten statischen Berechnung beruhte.



Brücke über die Themse (Thomas Telford 1801, London)

Der Berechnung eher zugänglich und schon bald unterworfen, war der zweite Typ von Eisenbrücken, die Hängebrücke, die den zugfesten Baustoff Schmiedeeisen zur Voraussetzung hat. Die ersten Hängebrücken, unter ihnen die grossartige, 175 m weit gespannte Menai-Brücke von Telford (1826), in England und Amerika waren noch als Kettenbrücken ausgebildet. Der französische Ingenieur M. Seguin ersetzte die geschmiedeten, durch Bolzen verbundenen Kettenglieder durch Kabel aus gezogenen Stahldrähten. Unter den Rhônebrücken, die er gebaut hat, bietet die von Donzère dem Passanten ein Brückenerlebnis von besonderer Intensität: Eine sehr schmale Fahrbahn, schlanke Hausteinpylonen mit hoher Bogenöffnung, das Geflecht der Kabel und Hänger, die überstehenden hölzernen Querträger mit der Geländer-Absteifung - alle Teile sind sichtbar und zum Greifen nahe; und wenn der scharfe Mistral bläst, dann spürt man körperlich die Schwingungsbeanspruchung einer reinrassigen Hängebrücke.

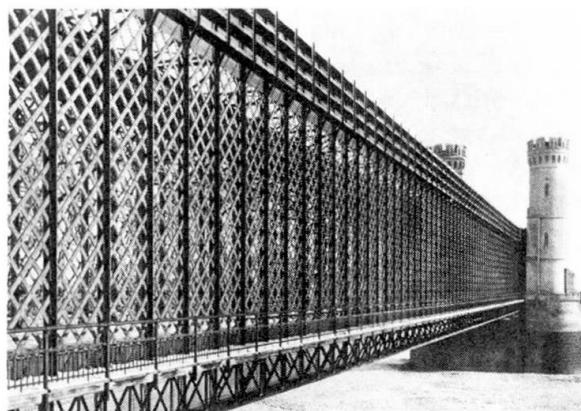
Die Hängebrücke hält von nun an über 60 Jahre die Spannweiten-Rekorde: Der Grand Pont in Fribourg 273 m, die Eisenbahnbrücke über den Niagara 317 m und schliesslich die Brooklynbrücke in New York 486 m (1883). Konstruiert und erbaut von dem Ingenieur H. Roebling, wirkt diese Brücke mit ihrem vierfachen Netz von Hänge- und Versteifungsstäben heute noch sensationell.



Brooklynbrücke, New York (1883) - 486 m

Der Technologie ihrer Zeit am weitesten voraus ist die erste vollwandige Balkenbrücke aus Schweisseisen: Die 141 m weit gespannte Britannia-Brücke von R. Stephenson (1850) - ein ca. 9 m hoher und ca. 4 m breiter geschlossener Kastenträger, durch den die Eisenbahn wie durch einen Tunnel fährt. Die Nebenspannungen - Torsion, Beulen, Temperatureinflüsse usw. - dieses Tragwerks exakt zu berechnen, war bei dem damaligen Stand der Theorie noch nicht möglich. Stephenson war sich dieser Unzulänglichkeit bewusst (und versuchte sich mit Modellversuchen ein Bild von den zu erwartenden Verformungen zu machen); vorsorglich versah er die gemauerten Pylonen mit einem Aufsatz der als Auflager für ein Hängekabel gedacht war, für den Fall, dass die Träger nachgeben sollten.

Als vierter Typ von Eisen- bzw. Stahlbrücken tritt mit dem Ausbau des Eisenbahnnetzes der Fachwerkträger in den Vordergrund. Vorläufer sind die in der ersten Hälfte des 19. Jhs in den USA gebauten Fachwerkbrücken - zunächst noch ganz in Holz, dann mit eisernen Zugstäben anstelle der Pfosten ausgeführt (Howe-Träger). An der Trentbrücke bei Newark in England (1851) sind gusseiserne Druck- und schmiede-eiserne Zugstäbe mit Bolzengelenken verbunden. Auf dem Kontinent beginnt die Entwicklung mit den Gitterbrücken - der Kasten der Britannia-Brücke erscheint hier sozusagen in ein Netzwerk von Flacheisenstäben aufgelöst - so bei den Talbrücken von G. Eiffel im französischen Zentralmassiv, bei der 1940 zerstörten alten Weichselbrücke in Dirschau.



Weichselbrücke bei Dirschau, erste deutsche eiserne Grossbrücke (1857) - Stützenweite 131 m

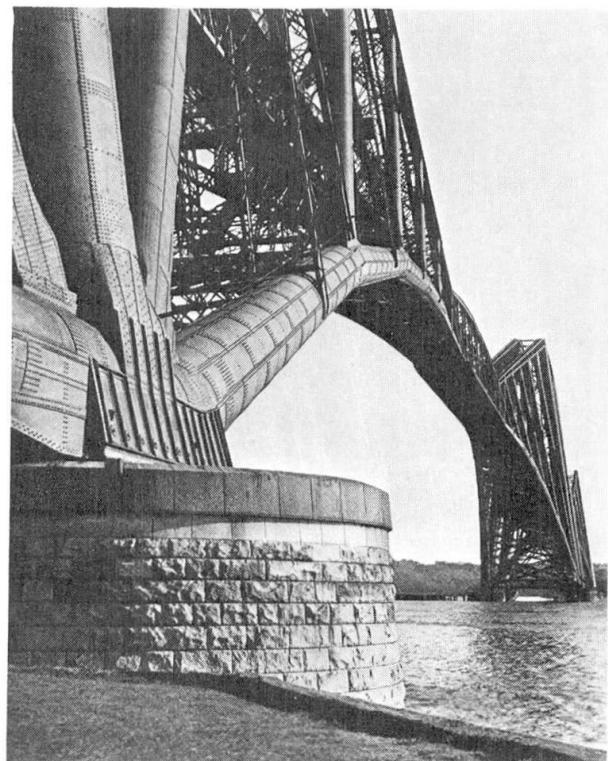
Die "klassischen" Fachwerk-Balkenbrücken, von deutschen Ingenieuren wie Pauli, Gerber, Schwedler zur Perfektion entwickelt, zeigen eine reiche Vielfalt von Typen (Parallel-, Parabel-, Fischbauch-Träger usw.), die mit Hilfe der fortgeschrittenen graphischen Statik aus einem theoretischen Kalkül - möglichst vorteilhafte Verteilung der Zug- und Druckkräfte in den Gurten und Füllstäben - entwickelt sind und die in den historischen Brückenkonstruktionen keine unmittelbaren Vorbilder mehr haben. Damit war eigentlich die Trennung von Architektur und Brückenkonstruktion besiegelt. Für unser heutiges Verständnis einigermassen bizarr sind speziell die Formen des Auslegerträgers (cantilever), nach seinem Erfinder auch Gerber-Träger genannt.



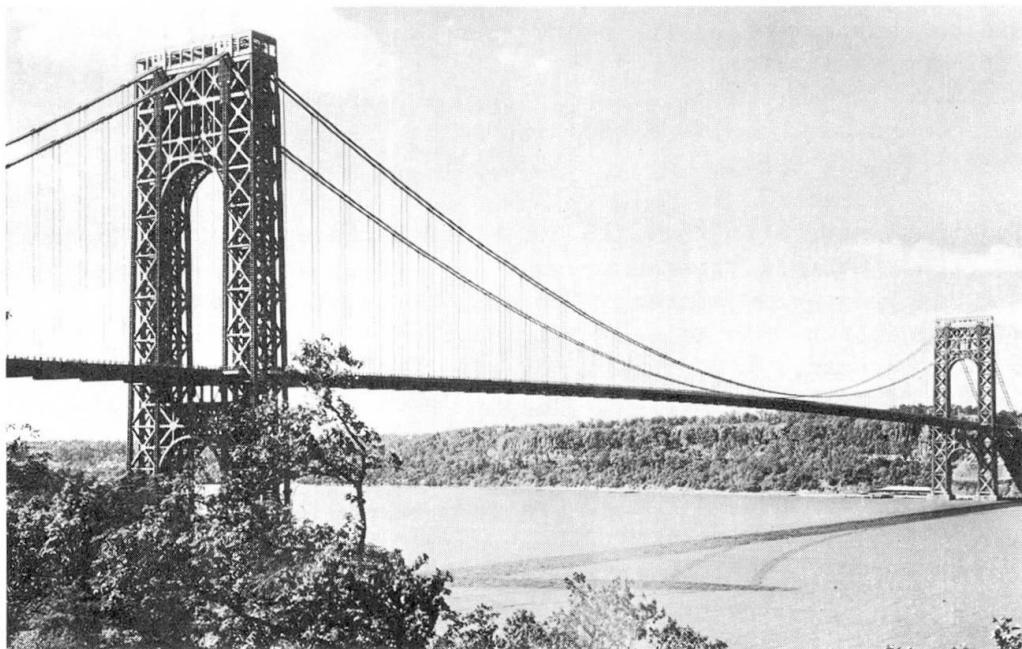
Die imposante Firth-of-Forth-Brücke in Schottland (1890) hat mit ihren 520 m Spannweite der Cantilever-Fachwerkkonstruktion für 40 Jahre den Weltrekord gesichert. Bemerkenswert und aktuell ist sie auch als die erste grosse Fachwerkbrücke mit Druckgliedern aus Flussstahlrohren, eine Bauart, die hier ebenso wie die Dimensionierung der gewaltigen Pfeiler und Kragarme im Hinblick auf die enorm hohe Windbeanspruchung gewählt wurde.

Dass die Brückenbauer der Fachwerkaera mit sichtlichem Ehrgeiz auch eine der Umgebung des Bauwerks angepasste, ästhetisch befriedigende Gestaltung anstrebten, das zeigt sich in der zunehmenden Beliebtheit der Fachwerkbogenbrücke. Bei der ersten Vertreterin dieser Gattung in Deutschland, der Rheinbrücke in Koblenz-Pfaffendorf (1864) waren es national-romantische Assoziationen, welche über dem Rheinstrom einen Bogen verlangten. Der Fachwerkogen erfährt je nach der Topographie eine Fülle von Abwandlungen in der Anordnung der untergehängten oder aufgeständerten Fahrbahn, im Uebergang von der Stromöffnung zu den Flutöffnungen usw.. Diese formalen Lösungen sind für den interessierten Laien funktionell einleuchtender als die in einer statischen Spekulation ausgeklügelten Stabkombinationen des Fachwerk balkens. Trotzdem bleibt auch bei den eindrucks vollsten Bogenfachwerkbrücken des ausgehenden 19. Jhs etwas, was den Zeitgenossen unerklärlich bleiben musste. So ist es z.B. nicht ohne weiteres erkennbar, warum bei der Garabit-Brücke von Eiffel die Form des an den Auflagern nadel scharf zugespitzten Zweigelenkbogens gewählt wurde, während die Wuppertal-Brücke bei Münsten umgekehrt als eingespannter Bogen ausgeführt wurde, der zum Scheitel hin unwahrscheinlich dünn wird.

In welchen Widerspruch von ästhetischer Ambition und konstruktiver Gewaltlösung die Brückenkonstrukteure um die Jahrhundertwende geraten konnten - bedingt durch den für die gesteigerten Anforderungen noch unzureichenden Stand der Berechnungsmethoden, das zeigt sich in den Vorprojekten für die Brücke über den Hudson in New York, die sich über 20 Jahre hinzogen - ganz obstruse Kombinationen aus Hängekabel, Fachwerk balken, Sichelträger, Cantilever, kurzum aus dem ganzen Reperoire, das die Ingenieure im 19. Jh. erarbeitet hatten. Die ausgeführte George Washington-Brücke von dem Schweizer Ingenieur O. H. Ammann, mit der schliesslich 1931 die 1000 m-Grenze bezwungen wurde, ist demgegenüber von einer strahlenden Klarheit der Form - das Ergebnis nicht einer besonderen Gestaltungsabsicht, sondern einer echten Ingenieurleistung; nur durch die weit vorangetriebene rechnerische Erfassung und Beherrschung aller Kräfte und Verformungen war es möglich geworden, die zeitlose Form der reinen Hängebrücke in einer unerhörten Dimension zu verwirklichen und ihre Sicherheit zu garantieren.



Eisenbahnbrücke über den Firth of Forth, Schottland (1890)



Wie weit hier der Ingenieur den Architekten hinter sich gelassen hatte, das wird deutlich, wenn man den als stählernes Raumfachwerk ausgebildeten New Yorker Pylon vergleicht mit dem nur wenige Jahre später von prominenten deutschen Architekten ausgearbeiteten Entwürfen für den massiven, ca. 160 m hohen Pylon der von Hitler geplanten utopischen Elbe-Hochbrücke in Hamburg - sie muten uns z.T. heute noch wie Operndekorationen an, obwohl inzwischen die internationale Architektur insgesamt einen Trend zum Opernhaften angenommen hat. Gegenüber diesen Projekten wirken die Tortürme der Conway-Castle-Brücke von 1826 bezwingend einfach. Telford hat sie ganz unbefangen von der benachbarten Burg übernommen - im Denkmalreiz stehen sie dem Original nicht nach. Der aus Granitquadern aufgeführte Pylon der Brooklyn-Brücke in New York hat eine ähnliche Überzeugungskraft, Roebling hat mit der Wahl des Spitzbogens für die verdoppelte Durchfahrtsöffnung der zweibahnigen Straßenbrücke einen sicheren Instinkt bewiesen - ein verdoppelter Rundbogen hätte unweigerlich komisch gewirkt.

Als ein Tiefpunkt in der oft beklagten "Kluft" zwischen Architekt und Ingenieur ist der Torturm der Nibelungenbrücke in Worms (1897) anzusehen. Hier könnte das bösartige Scherzwort der Bauingenieure entstanden sein "Architektur ist das, was man weglassen kann". Das Portal der Elbebrücke in Hamburg (1887) hatte sich noch eher mit der Stahlkonstruktion der schlängenförmig gekrümmten "Lohse-Träger" verbunden, die zu einem Wahrzeichen Hamburgs geworden sind. Der Architekt legte vorsorglich sein Brückenportal zweitorig an. Die zweite Toröffnung wies lange Zeit ins Leere, die Verdoppelung der Fahrbahn liess 40 Jahre auf sich warten.



Nibelungenbrücke bei Worms (1897)



Dass die Mitwirkung von Architekten an Brückenbauwerken aber nicht auf applizierte, mehr oder weniger mittelalterliche Türme beschränkt blieb, sondern dass sich schon um die Jahrhundertwende eine echte Zusammenarbeit mit dem Ingenieur anbahnte, dafür ist die Rheinbrücke von Mainz-Kastel ein schönes Beispiel; hier hat der Architekt F. v. Thiersch das Verhältnis der Spannweiten und die feine Kurve der Brückenfahrbahn bestimmt; sie galt mit Recht damals als die schönste deutsche Stahlbrücke (1898).

Bei der Hindenburg-Brücke in Köln (1916), einer Kettenbrücke, wo für die Tragglieder zum ersten Mal Nirostastahl verwendet wurde, hat ein Architekt nicht nur beim Entwurf des Tragwerks, sondern auch bei der Detaildurchbildung der Stahlkonstruktion mitgewirkt. Die Köln-Deutzer-Brücke, die nach dem Krieg an der gleichen Stelle entstand, konstruiert von unserem Altmeister der Ingenieurbaukunst F. Leonhardt, zeigt in der Schlankheit ihrer vollwandigen Stahlträger und in ihren eleganten Konturen einen bemerkenswerten Fortschritt gegenüber den bei den Autobahnbrücken des Dritten Reiches mit einer gewissen Einseitigkeit bevorzugten streng geradelinigen und parallelflanschigen Blechträgerbrücken. Die Luftaufnahme von Köln dokumentiert eindrucksvoll das erfolgreiche Bemühen um die gute Einfügung der neuen Brücken in das Stadtbild – die Severinsbrücke mit dem A-förmig gespreizten Pylon ist die bekannteste Leistung des Brückengestalters G. Lohmer; doch lässt sich dieses Bild nicht mit den früher gezeigten historischen Stadtbildern vergleichen. Man spürt, dass diese Brückenkonstruktionen einer lebhaften und anhaltenden Entwicklung entsprungen und unterworfen sind und keinen Anspruch auf ewige Dauer erheben.

Neben Köln und Hamburg ist wohl Koblenz die für die Geschichte des Brückenbaus ergiebigste deutsche Stadt. Die Balduinbrücke über die Mosel, im 14. Jh. erbaut, gehört mit Regensburg und Würzburg zu den grossartigen mittelalterlichen, ehemals mit Türmen bewehrten Brückenanlagen. Sie wurde 1880 verbreitert – man setzte schmale Fussgängerstege mit einem Parallelfachwerkträger aus Stahl auf die Vorsprünge der Strompfeiler – eine Behelfsmassnahme, die sich als langlebig erwies und die heute schon einen gewissen Denkmalsreiz hat.

Für eine neue Strassenbrücke über die Mosel wurde 1929 ein Firmenwettbewerb ausgeschrieben – ein spannendes Kapitel in dem zähen Wettbewerb zwischen Stahlbeton- und Stahlkonstruktion, der für die damalige Entwicklungsstufe des Brückenbaus charakteristisch ist. Der Wettbewerb wurde zweimal wiederholt – in der letzten Runde lagen ein Stahl- und ein Stahlbetonprojekt dicht beieinander an der Spitze. Dass schliesslich der Stahlbeton den Sieg davontrug, das lag an der personellen Besetzung des Preisgerichts. Amüsant ist es im Protokoll zu lesen, dass .. "die Eisenbetonbrücke mit ihren schlanken Bogen das Stadtbild gefällig rahmend.... reizvoll offen lässt" und besser mit der Balduinbrücke harmoniert als "das einförmig hohe Band des Stahlbalkens", welches "schwer auf dem Strom lastet".

Die 1934 fertiggestellte Koblenzer Moselbrücke ist ein Markstein in der Entwicklung des Stahlbetonbaus. Der mittlere von den Dreigelenkbögen war 120 m weit gespannt, die Aufständerung der Fahrbahn war verdeckt durch eine massive Wandung in den Bogenzwickeln. Auch mit dieser "massiven" Brücke wurden die Bomben fertig und als man sie 1953 neu aufbaute, war der Spannbeton soweit gediehen, dass man sie genau in der alten Form, aber nun konstruktiv eleganter und sinnvoller als einen gewaltigen Kastenträger ausbilden konnte, der von den Pfeilern zu den Scheitelgelenken hin auskragt. An dieser Umbau massnahme werden die Vorzüge der Spannbetonbauweise, Wegfall des Lehrgerüstes und der Schwierigkeiten im Ausgleich der Horizontalschübe evident.

In der Geschichte des Brückenbaus, etwa von 1930 an, ist es erstaunlich, dass sowohl der Stahlbetonbau, der schon 1916 mit der Langwieser Brücke in der Schweiz die 100 m-Marke erreicht hatte, ebenso wie der Stahlbau noch weit in die 60er Jahre hinein an der Bogenbrücke festhielt - mit technisch wirtschaftlichen Gesichtspunkten allein ist dies kaum zu erklären.

Als schöpferische Leistungen sind die Stahlbeton-Dreigelenkbogen und Stabbogenbrücken des Schweizer Ingenieur-Architekten Maillart, Bauten wie die Salgina-tobel- oder die Schwandbachbrücke (1930, 1933) unübertroffen. Die Erstere ist ein Beispiel dafür, wie ungewohnt neue Tragwerksformen auch für Fachleute lange Zeit geblieben sind: Die Aufsichtsbehörde zwang Maillart, eine massive Geländerbrüstung aufzusetzen, die den Eindruck der rassigen, insektenhaften Schlankheit abschwächt; man fürchtete, das "statische Gefühl" des Betrachters könnte verletzt werden. Auch die Stahlbauer vollbrachten vor allem in den USA noch einige Glanzleistungen von Fachwerkbögen: Die New Yorker Kill-von-Kull Brücke mit der Rekordspannweite von 496 m (1931) und die Glen Canyon-Brücke in Arizona (1958). Besonders eindringlich zeigt sich das Ringen um die kühnste Brückenlösung in der Gegenüberstellung der beiden grossen schwedischen Bogenbrücken: Die aus einem gewaltigen Zwillings-Stahlrohr über 288 m frei vorgebaute Tjörn-Brücke (1960) und die 269 m weit gespannte Sandöbrücke, die auf einem eingeschwommenen hölzernen Lehrgerüst betoniert werden sollte, das während des Bauvorganges aus ungeklärten Gründen einstürzte (1939) und achtzehn Arbeitern das Leben kostete. Mit dieser Katastrophe hatte die auf Vollschalung gegossene Stahlbetonwölbung wohl ihre innere Berechtigung verloren. Welch enormen Aufwand ein solches Schalungsgerüst darstellt, das kommt suggestiv zum Ausdruck in dem Bild von der Einrüstung der Aglio-Brücke in der Autostrada del Sole - sie ist imposanter als die ausgeführte Brücke.



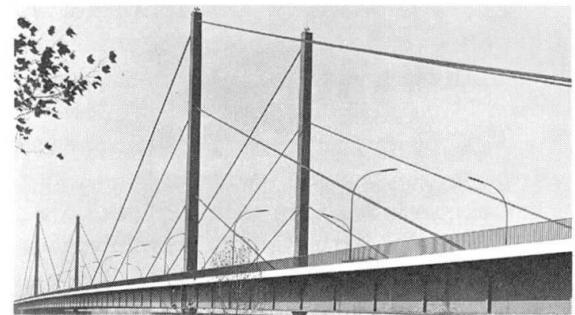
Tjörnbrücke in Schweden (1960)

Das bekannte Bild der Autobahnbrücke in Limburg (1938/41), die als die schönste deutsche Autobahnbrücke galt, wirkt leise antiquiert und ich glaube, wir können hier ein Kriterium für die heutige Gestaltung von Brücken ableiten, worin diese sich von der Architektur unterscheidet: Das Ingenieurbauwerk muss nicht nur die Einheit von Funktion, Konstruktion und Form spüren lassen, sondern darüberhinaus die Oekonomie, d.h. ein optimales Verhältnis von Aufwand und Wirkung und zwar realisiert mit den fortgeschrittenen technischen Errungenschaften seiner Entstehungszeit. Wenn es diesen Kriterien standhält, dann veraltet es nicht, sondern behält die Frische der Errungenschaft. Dies trifft in höherem Masse zu z.B. für den Göltzschtal-Viadukt in Sachsen (1850) oder für den etwa gleichzeitig entstandenen Chaumont-Viadukt in Frankreich - beide Bauwerke brauchen den Vergleich mit dem Pont du Gard nicht zu scheuen. Die Bogen der Limburger-Brücke sind im Krieg zerstört worden und wurden zunächst durch eine Behelfskonstruktion aus Stahlfachwerk-Trägern ersetzt. Die heutige Brücke, als Spannbetonkonstruktion im Freivorbau mit Abspannung ausgeführt (1963), lässt nun wirklich das Lahntal "reizvoll offen", lastet nicht auf der Landschaft und harmoniert besser mit dem Limburger Dom, weil sie ihm nicht mehr Konkurrenz macht.



Zum Abschluss kurz ein summarischer Ueberblick über neuere Entwicklungen - soweit sie mir für eine gewandelte Auffassung von Brückengestaltung wichtig erscheinen:

Im Stahlbrückenbau ist, nachdem die 1000 m-Grenze auch in Europa verschiedentlich überschritten wurde, an die Stelle der Hängebrücke bei mittleren Spannweiten die Schrägseilbrücke getreten. Ein schönes und frühes Beispiel ist die Nordbrücke in Düsseldorf, mitgestaltet von dem Architekten Tamms (1958). Die sog. Mittelträgerbauweise, bei der die parallelen oder konvergierenden Seile nur in einer Ebene zwischen den beiden Fahrbahnen angeordnet sind (Leverkusen, Bonn-Nord) und die zum erstenmal 1937 bei dem Wettbewerb um die Elbe-Hochbrücke in einer der rivalisierenden Stahlbauenanstalten als Alternativvorschlag konzipiert wurde, leuchtet mir persönlich nicht recht ein; ich sehe darin eine gewisse Verarmung in der räumlichen Qualität. Interessanter und wohl auch für die Quer- und Torsionssteifigkeit der Fahrbahn günstiger erscheinen mir die Lösungen, bei denen zwei Seilebenen in Verbindung mit einem A-förmigen Pylon sich gegeneinander neigen. Noch überzeugender ist diese räumliche Wirkung bei den "Nielsen"-Rohrbrücken mit untergehängter Fahrbahn, z.B. bei der bekannten, 250 m weit gespannten Fehmarnsund-Brücke (1963). Das Vordringen der Rohrprofile ist ein unverkennbarer Trend in der Stahlkonstruktion, der sich neuerdings auch im Hallen- und Hochbau stark bemerkbar macht.



Nordbrücke in Düsseldorf (1958)

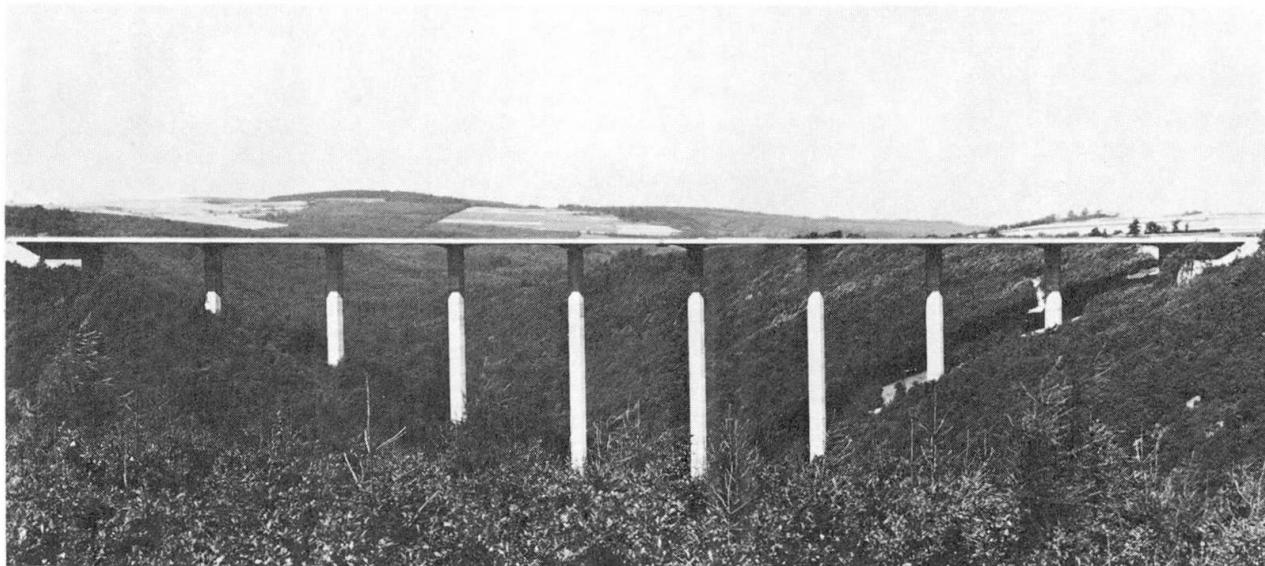


Fehmarnsund-Brücke (1963)

Wie rasch man sich an den reizvollen Effekt der Nielsen-Bauweise gewöhnt hat, das zeigt der Verbesserungsvorschlag, den der Kollege Tiedje für eine Strassenüberführung in Stahlbeton über die Autobahn gemacht hat - die konventionelle Lösung mit zwei parallelen Bogen wirkt dagegen ausgesprochen langweilig. Vergleicht man diesen Gestaltungsvorschlag mit einer etwa 10 Jahre jüngeren Lösung der gleichen Aufgabe in Spannbeton - die Wegüberführung Sonnenberg bei Wuppertal, so wirkt dieses Jonglier-Kunststück mit der Aufständerung der vom Tragbogen losgelösten Fahrbahn unangenehm und unzeitgemäß.

Eine echte Ingenieurleistung und -lösung, wie die Po-Brücke bei Cremona (1958) mit ihren vierbeinigen Tischpfeilern und den eingehängten Fertigbalken, mag, verglichen mit klassischen Brückenschöpfungen, auf den ersten Blick spröde und primitiv erscheinen, sie hat aber in der Entschiedenheit, mit der sie den gebietserischen Forderungen der konstruktiven Rationalität nachkommt, etwas Grossartiges und sie wird ihre Ausdruckskraft für die von ihr zu erwartende Lebensdauer behalten.

Der Spannbeton hat einen entscheidenden Antrieb erfahren und findet seinen überzeugendsten Formausdruck in den neuartigen Aufgaben, die sich von den Massstäben und Zielsetzungen der alten Brückenbaukunst weit entfernen - die städtischen Hochstrassen und Verkehrskreisel, die kilometerlangen Talübergänge und Gebirgsstrecken der Autobahn, die Uebergänge und Meerengen und Meeresbuchten. Hier



Elztalbrücke 1965

kommt es nicht mehr auf die Rekordspannweite an, hier haben wir keine in sich geschlossenen überschaubaren Bauwerke mehr vor uns mit einem ausgewogenen Verhältnis von Weite und Höhe, von Pfeiler und Öffnung, sondern ein breites Verkehrsband, das sich durch die Gegend oder über das Wasser spannt und das rationell und mit möglichst geringen Eingriffen in die Topographie unterstützt werden muss. Dabei spielt in der Wirtschaftlichkeit wie für die Schonung der Landschaft der Freivorbau die entscheidende Rolle: die Fahrbahn schiebt sich selbst vor; die Brücke ist also Bauwerk und Gerüst in einem und sie gewinnt dadurch eine neue Dimension im formalen Ausdruck. Einige neuere Brückenbauwerke, ein kleines, ein mittleres und zwei grosse mögen dies verdeutlichen: Der Fussgängersteg in Durham, von O. Aarup, (der - aus zwei am Ufer aufgestellten Y-förmigen Fertigteilen zusammengedreht - in der Straffheit seiner Erscheinung ausgezeichnet mit dem Vierungsturm der Kathedrale harmoniert); die Elztalbrücke (mit ihren bis zu 100 m hohen Stützen, wo sich das Prinzip der Pilzdecke mit dem Freivorbau verbindet); die Siegtalbrücke Eiserfeld (mit den charakteristischen Pfeilerköpfen für die Vorschubrüstung) und schliesslich die Brücke über den See von Maracaibo in Venezuela von R. Morandi.

**Leere Seite**  
**Blank page**  
**Page vide**

## Ponts en acier des cinquante dernières années

Stahlbrücken in den letzten fünfzig Jahren

Steel Bridges over the last Fifty Years

**CH. MASSONNET**

Professeur

Université de Liège

Liège, Belgique

### **RESUME**

L'auteur passe d'abord en revue les principales sources de progrès réalisés au cours du dernier demi-siècle: évolution des règles fondamentales de conception, des règles concernant la stabilité structurale, progrès concernant le matériau, les procédés d'assemblage, les appareils d'appui, les tabliers à dalle orthotrope et les systèmes de montage. Il passe ensuite en revue les principaux types de pont: en treillis, à poutres (à âme pleine ou en caisson), à haubans, suspendus, en arc et spéciaux. Il termine en épingleant quelques questions non résolues.

### **ZUSAMMENFASSUNG**

Der Autor gibt zunächst einen Überblick über die wichtigsten Gründe des Fortschritts, der während der letzten 50 Jahre erreicht wurde: Entwicklung von Entwurfsprinzipien und von Regeln, die sich auf Stabilität, Verbesserung der Baustoffe, Verbindungsmethoden, Lagereinrichtungen, Berechnung von orthotropen Platten sowie Montagesysteme beziehen. Dann werden die verschiedenen Arten von Brücken erörtert: der Weg vom Fachwerk zum Träger (vollwandige Ausbildung oder Kasten), seilverspannte Brücken und Bogenbrücken, Spezialformen. Zum Schluss wirft der Autor einige noch ungelöste Probleme auf.

### **SUMMARY**

The author first reviews the main sources of progress achieved during the last half-century: evolution of fundamental design rules, of the rules related to structural stability, progress in the material, the joining procedures, the support devices, the orthotropic bridge floors and the erection systems. Then he reviews the main types of bridges: trusses, beam bridges (with plate- or box girders), cable-stayed, suspension bridges, arches and special bridges. At the end, some unsolved questions are brought forward.



## 1. INTRODUCTION.

Donner en douze pages une peinture raisonnablement complète des énormes progrès réalisés au cours du dernier demi-siècle est pratiquement impossible. La seule façon que l'auteur ait trouvée pour résoudre cette quadrature du cercle est :

- 1) d'éviter toutes figures et photographies dans le texte écrit, tandis qu'il illustrera la présentation orale par une profusion de diapositives en noir et en couleurs ;
- 2) de ne souligner que les sources fondamentales de progrès et de renvoyer à la littérature pour tous les détails ;
- 3) de donner des références aussi condensées que possible.

On analysera d'abord les principales sources de progrès (par. 2), puis on passera rapidement en revue les principaux types de ponts en acier (par. 3 à 7) pour présenter en conclusion quelques-unes des principales questions sans réponse à l'heure actuelle.

## 2. PRINCIPALES SOURCES DE PROGRES

### 2.1. Evolution des règles fondamentales de conception, sous l'influence partielle des ordinateurs.

En tant que professeur de Théorie des Structures, je crois que le fait qui supplanté tous les autres est l'énorme progrès, réalisé en un demi-siècle, dans notre compréhension de la réponse statique et dynamique des structures aux actions extérieures. Ce fait n'est pas particulier aux structures en acier, mais joue ici un rôle particulièrement important, parce que les ponts en acier ont d'habitude des formes plus complexes que ceux en béton. Le progrès réalisé entre 1929 et 1959 était déjà considérable, mais l'apparition sur le marché européen, vers 1959, des premiers ordinateurs électroniques commerciaux et leur développement spectaculaire depuis lors (qui est loin d'être terminé), ont fortement accéléré notre maîtrise de structures de plus en plus complexes. En résumé, on peut dire qu'aujourd'hui, il n'existe plus de structure de pont, même courbe, biais, tordue et à largeur éventuellement variable, qui ne puisse être analysée de façon précise dans les domaines élastique et plastique.

La plupart des ponts d'avant 1930 étaient conçus selon le principe de l'indépendance des fonctions. On calculait d'abord le tablier. Dans ce tablier, la surface de roulement, normalement une dalle en béton armé, était dimensionnée en premier lieu, puis oubliée. On calculait alors les longrines et entretoises de ce tablier, sans tenir compte de leur action composite avec la dalle en béton, puis on les oubliait. Les charges concentrées étaient supposées transmises comme telles aux poutres principales, en perdant de vue l'important effet répartiteur du tablier [1].

Des entretoisement spéciaux, appelés contreventements supérieur et inférieur, étaient ajoutés pour résister à l'action du vent, après quoi on introduisait d'autres pièces spéciales pour reprendre les efforts de freinage des véhicules.

Ce principe donnait des structures très lourdes, dans lesquelles les contraintes maxima étaient souvent ridiculement basses. Il pouvait cependant arriver que certains éléments locaux soient surchargés, parce qu'ils participaient en fait à la déformation d'ensemble de la structure, ce qui avait été perdu de vue. Comme les ponts en treillis - à barres supposées articulées - avaient la faveur des constructeurs à cause de leur calcul très simple, certains ponts étaient inesthétiques et beaucoup avaient en tous cas un aspect d'une forêt de barres et contenaient, de ce fait, de nombreux nids de corrosion.

Si l'on peut se risquer à énoncer des principes dans un domaine aussi complexe que la conception optimale d'un pont, je m'aventurerais à les libeller comme suit :

- a) réduire le nombre de types différents d'éléments supportant les charges ;
- b) organiser la structure de façon à faire jouer simultanément à chaque élément différents rôles structuraux ;
- c) dimensionner chaque élément de façon qu'il soit optimal.

Il est évident que, avant ces principes, il faut mettre le choix judicieux du système structural (ponts à poutres, ou à haubans, etc...) c'est-à-dire le choix du système le mieux adapté au problème, vu la portée de l'ouvrage, la nature de l'obstacle à franchir, la qualité du sol, le caractère du trafic, les possibilités de montage, etc...

Comme exemple concret de ce qui précède, exemple qui m'est familier parce que nous en fîmes des essais sur modèle à l'Université de Liège, je prendrai le "pont de Commerce" [2], dessiné en 1958 par mon ami H. LOUIS, qui était à cette époque un membre très actif de l'A.I.P.C. Ce pont est remarquable pour son esthétique ainsi que parce qu'il constitue le premier pont belge en acier A52 entièrement soudé. La tôle du tablier de ce pont a cinq fonctions distinctes :

- 1) fournir une surface de roulement pour les véhicules ;
- 2) constituer la semelle supérieure de la dalle orthotrope en acier ;
- 3) participer à la membrure supérieure raidie des deux maîtresses-poutres en caisson ;
- 4) représenter une poutre de contreventement très efficace ;
- 5) et, finalement, constituer aussi l'élément du pont transmettant les efforts de freinage aux appuis.

Pour souligner davantage le changement de point de vue, notons qu'en 1929, un pont tout acier ou mixte à deux maîtresses poutres à âme pleine sous voie et un contreventement inférieur en treillis était calculé comme une poutre à section ouverte, en négligeant l'effet de ce contreventement, tandis qu'aujourd'hui il devrait - et il est souvent - calculé comme un tube à section rectangulaire.

## 2.2. Evolution des Règles concernant la stabilité structurale.

Parallèlement à la théorie élastique générale du premier ordre, la théorie de la stabilité structurale a fait des progrès considérables. Ces progrès et le point de vue esthétique sont probablement les deux raisons principales pour lesquelles les ponts en treillis, qui étaient la seule solution de la période 1885-1929, ont été très largement remplacés par des ponts en tôle dans lesquels l'élément de base est la plaque raidie et non le profilé. Parmi ces ponts en tôle, on trouve des poutres pures, à âme pleine ou en caisson, des ponts à haubans et des ponts suspendus. La hardiesse croissante des constructeurs dans l'emploi de la tôle entre 1929 et 1960 est bien mise en évidence par la table ci-dessous, qui donne les proportions des âmes de divers ponts allemands à âme pleine.

La plupart de ces ponts en tôle emploient des raidisseurs à section ouverte, malgré que l'auteur ait fait en 1962 la théorie des plaques éventuellement encastrées sur leurs bords et raidies par des raidisseurs tubulaires [3] et ait également démontré leur meilleure efficacité expérimentalement [4]. Dans ces dix dernières années, les raidisseurs tubulaires ont cependant été employés fréquemment avec succès, surtout par P. DUBAS.

Obstacle endroit	Rhin Cologne	Elbe Cologne- Mühlheim	Vallée Dresde id.	Rhin Mangfall Darching	Rhin Franken- thal	Save Belgrade id.	Rhin Cologne du Zoo
Date	1929	1930	1936	-	1941	1955	1966
hauteur de l'âme, $h$ , en mm	6000	7400	5500	6000	9601	10.000	
épaisseur, $t$ , en mm	20	19	20	22	14	22	
rapport $b/t$	300	390	275	273	685	455	
nombre de raidisseurs	5	3	3	3	7	-	
type	sym.	sym.	sym.	dissym.	dissym.	dissym.	
Observations	deux âmes	-	-	pont-rail	-	-	
Référence	[83]	-	-	-	[58]	[84]	

Parallèlement à l'emploi intensif de la tôle, on a observé un choix accru des poutres en caisson. On rencontre des versions à un seul caisson, deux caissons parallèles ou un caisson cellulaire. Ces caissons ont une très grande rigidité torsionnelle et ont été souvent employés, après la guerre, comme maîtresse-poutre unique de ponts sur une seule file d'appui, éventuellement courbes ou hélicoïdaux.

Cependant, les accidents survenus pendant leur montage à quatre ponts en caisson entre 1969 et 1971 (voir p. ex. [5]) ont déclenché un effort de recherche énorme, dont on peut déduire :

- 1) que dans les quatre cas, il y avait des erreurs constructives de détail ;
- 2) que la théorie linéaire du voilement des plaques, [6],[7] qui était utilisée dans le dimensionnement de tous ces ponts en tôle jusqu'en 1971, oublie la résistance postcritique des plaques, qui est très variable selon le mode de chargement des panneaux; elle doit donc être corrigée [5 , 8], sinon abandonnée [9] ;
- 3) que les imperfections géométriques et structurales, à savoir les déformations initiales et les contraintes résiduelles, abaissent la résistance ultime des structures en tôle et doivent être contrôlées en usine et sur le chantier [10].

On ne s'étendra pas sur le problème de la répartition transversale des charges dans les ponts à poutres multiples, où la méthode dite GUYON-MASSONNET [11] a eu un succès extraordinaire depuis 1950. Quoi que tout soit possible sur ordinateur, il est aberrant de calculer un pont à poutres multiples par éléments finis, mais, par contre, parfaitement raisonnable de le calculer par la technique des bandes finies, qui est cent fois plus rapide à égalité de précision et qui est indispensable dans le cas de ponts à plusieurs caissons, où la méthode de GUYON-MASSONNET a une précision insuffisante. Je montre cependant quelques vues du pont mixte de Charenton, parce que sa travée principale a une portée de 89 mètres, ce qui est beaucoup pour ce type d'ouvrage.

Avant de quitter le thème du dimensionnement, disons quelques mots de la poutre-à âme pleine ou en caisson - mixte, c'est-à-dire solidaire d'une dalle supérieure en béton armé ou précontraint. Ce système est actuellement le plus économique dans le domaine des portées de 40 à 100 mètres environ. Plusieurs théories plus ou moins raffinées (p. ex. [12],[13]) ont été développées pour tenir compte du caractère viscoélastique du béton jeune. Un grand nombre de systèmes ont

été imaginés, comprenant un abaissement des appuis intérieurs des poutres continues, une précontrainte longitudinale partie de la dalle, des séquences adéquates de bétonnage de cette dalle par tronçons, l'emploi de dalles préfabriquées, éventuellement étuvées pour diminuer leur fluage, etc... [14],[15]. Le but essentiel de ces techniques est de supprimer ou, au moins, de réduire la fissuration du béton tendu sur les appuis internes des poutres continues. La tendance actuelle est d'éviter dans la plupart des cas ces opérations de réglage qui sont très coûteuses et dont l'efficacité est assez incertaine.

Une variante intéressante du pont mixte est celle où le tablier est en béton léger. Les figures , montrent des vues du pont de Polleur, sur l'autoroute en construction entre Liège et la frontière allemande vers Coblenze, où le contreventement inférieur en treillis collabore avec la dalle en béton léger et les deux maîtresses-poutres à âme pleine pour former un tube mixte, calculé d'ailleurs comme tel par éléments finis dans mon service, en collaboration avec l'ingénieur-conseil GREISCH. On peut ici se demander si l'augmentation des prix du pétrole ne va pas freiner le développement de certains bétons légers, dont les grenailles sont obtenues par cuisson au four.

### 2.3. Le matériau.

Des progrès considérables ont été réalisés dans le matériau de base, l'acier. L'acier doux ( $\sigma_y = 235 \text{ N/mm}^2$ ) a pratiquement disparu et celui qui est le plus utilisé actuellement est l'acier normal à haute résistance ( $\sigma_y = 355 \text{ N/mm}^2$ ). Une variété de cet acier, dite acier patinable, breveté par la United States Steel sous le nom d'acier COR-TEN, a la propriété de s'oxyder sous la forme d'une rouille très compacte, de sorte que cette oxydation cesse rapidement et le pont peut ne pas être peint si l'atmosphère n'est pas trop corrosive. Des aciers soudables pour structures ont aussi été développés dans la gamme de 700 N/mm<sup>2</sup> (acier T1 d'U.S. Steel) à 800 N/mm<sup>2</sup> (acier japonais). Ils sont particulièrement indiqués dans les éléments très sollicités. L'acier à très haute résistance japonais a été largement utilisé dans le pont d'Osaka (cf. par. 3). Parallèlement aux progrès dans la résistance, on a réalisé des progrès dans la qualité, mesurée par la soudabilité et l'aptitude à éviter la rupture fragile. Une large part de ces progrès a été obtenue par des recherches coordonnées par l'Institut International de la Soudure (I.I.W.).

### 2.4. Les procédés d'assemblage.

En 1929, tous les ponts en acier étaient rivés. Cette technique a été complètement abandonnée et remplacée par la soudure et, plus récemment, par l'emploi des boulons à haute résistance préserrés. Il semble que le premier apôtre du soudage des ponts ait été le professeur polonais Stefan BRYLA [16]. Le nouveau procédé se développa rapidement, surtout en Belgique et en Allemagne, jusqu'à ce qu'une série d'accidents juste avant la guerre (à divers ponts du Canal Albert en Belgique [17], au pont du Zoo à Berlin [18], etc...) et pendant la guerre dans les Liberty Ships, aient démontré que l'emploi correct de la soudure était une science compliquée. Aujourd'hui, 40 ans après les débuts, les ingénieurs doivent se spécialiser dans l'étude du soudage s'ils veulent réellement dominer le sujet. Une série de questions restent d'ailleurs pendantes, dont la principale est l'appréciation du danger exact que représentent les défauts inévitables dans les zones soudées au point de vue de la rupture fragile. Une nouvelle science, la Mécanique de la Fracture, dont IRWIN jeta les bases en 1958 [19], a fait des progrès énormes ces dernières années [20] sans, cependant, avoir atteint sa maturité.

La valeur des boulons à haute résistance préserrés, surtout dans les assemblages sollicités en fatigue, a été découverte accidentellement aux Etats-Unis [21] en

1949 et cette technique qui a d'abord été développée là-bas. Dans la plupart des assemblages, les boulons empêchent le glissement relatif des pièces en contact par le frottement sec de leurs faces. Dans un petit nombre d'assemblages, les boulons sont sollicités axialement. La nouvelle technique est apparue en Europe vers 1955 et s'y est développée rapidement. Les boulons et leurs techniques de serrage ne sont cependant pas exactement les mêmes des deux côtés de l'Atlantique. Les nouveaux boulons américains n'ont plus de rondelles, et le peinturage des surfaces frottantes est accepté aux U.S.A., mais pas en Europe. Si ces surfaces sont grenaillées ou sablées, on peut compter sur un coefficient de frottement sec de 0,5; autrement, il tombe à environ 0,3. Pour le serrage optimal de ces boulons, je renvoie, pour la technique américano-japonaise, à un "survey" tout récent de la Commission II [22] et, pour la technique européenne, aux travaux de la Commission IX de la CECM [8]. Les trois avantages principaux des assemblages à boulons préserrés sur les assemblages rivés sont : leur extrême rigidité, un meilleur rendement sous sollicitation statique et surtout une résistance beaucoup plus élevée à la fatigue. De plus, la mise en oeuvre des boulons est pratiquement silencieuse, ce qui est un sérieux avantage sur le rivetage en cas d'emploi en ville.

L'expérience montre que des assemblages à boulons préserrés, travaillant par frottement, sont nettement supérieurs en fatigue aux assemblages rivés ou soudés. Les assemblages soudés ont été classés en diverses catégories de sensibilité croissante à la fatigue, mesurée par leur limite d'endurance. Si la courbe de fréquence intégrale (Kollektiv en allemand) de la sollicitation est connue pour un assemblage, celui-ci peut être dimensionné de façon sûre et économique par la théorie de la résistance en service (Betriebsfestigkeit) dont les bases ont été jetées par GASSNER [23]. On peut consulter à ce sujet [24] et les travaux de la Commission 15 de l'IIS. Le collage des assemblages de pont, malgré de nombreux essais, est toujours dans la phase expérimentale. Le collage de la dalle en béton armé sur les poutres en acier a été appliqué à un petit pont en acier près de Graz par K. SATTLER.

Avant d'abandonner le problème des assemblages, nous devons dire un mot de l'assemblage de la dalle en béton à l'acier dans les ponts mixtes. Actuellement, il semble que le goujon NELSON, soudé au pistolet, domine tous les autres systèmes très variés imaginés depuis cinquante ans [25]. On tend de manière croissante à assembler les panneaux de béton à l'acier par des boulons à haute résistance préserrés reprenant l'effort rasant par frottement.(Cf. réf. 14, p. 87 à 102).

## 2.5. Appareils d'appui.

En 1929, les appuis étaient exclusivement en acier et se calculaient par les formules de HERTZ. Ces appuis étaient coûteux, parce qu'ils prenaient des dimensions importantes dans les grands ponts. Ils étaient difficiles à entretenir. Un premier progrès important survint à partir de 1960 par l'emploi d'un acier spécial à haute résistance (dénommé en Allemagne Panzerstahl) [26] qui permet de réduire sensiblement les dimensions. Mais le progrès le plus décisif fut réalisé au début des années 60 [27], [28] par l'emploi conjugué de deux matières plastiques artificielles, le néoprène ou caoutchouc artificiel et le téflon. Le néoprène a un coefficient de POISSON voisin de 0,5 et, quand il est, soit fretté par son emploi en couches minces alternées avec des tôles d'acier, soit par son confinement dans un bac circulaire de faible hauteur, il se comporte comme un liquide qui se prête aisément à tous les mouvements relatifs, grâce à son très bas module d'élasticité. Si l'on ajoute à ce type d'appui une couche de téflon sous acier inoxydable poli, qui présente sous très fortes charges des coefficients de frottement inférieurs au pour cent, on arrive à des combinaisons d'appui économiques et permettant le lancement aisément de grandes poutres. Ces appuis ont été acceptés par les administrations à partir de 1966. Un exemple très

frappant est le déplacement latéral de 50 mètres imposé du pont de Düsseldorf-Oberkassel [29] en 1975, pour lui permettre de prendre dans un minimum de temps son emplacement définitif. Les 50 mètres furent parcourus à la vitesse de 1 mm par seconde et le plus incroyable est représenté par les précautions prises par les autorités pour empêcher le pont de glisser (et de tomber dans le Rhin) sous l'effet du vent. Le fait que la réaction verticale du pylone sur le chemin de roulement atteignait 12.000 tonnes et que, sous ces pressions considérables, le coefficient de frottement du nylon n'était que de 0,8 pour cent [29].

## 2.6. Tabliers à dalle orthotrope.

Le poids mort d'un tablier en béton devient prohibitif à partir d'environ 80 mètres de portée. C'est pourquoi de nombreux inventeurs [30], [31], [32], [33] ont consacré leurs efforts au développement d'un tablier léger. En France, un progrès marquant a été obtenu par ROBINSON [30].

En Allemagne, SCHAECHTERLE et LEONHARDT conçoivent et essaient à la fatigue à partir de 1936 divers types de tabliers légers [32] [33]. Le résultat le plus marquant de ces recherches est la dalle orthotrope, développée, semble-t-il, à partir de 1934. Il est difficile, quand un progrès est dans l'air, de séparer les chercheurs, les constructeurs et les calculateurs. Dans le cas présent, il semble correct de dire que la dalle orthotrope a été un développement coopératif de SCHAECHTERLE et LEONHARDT du côté client et de la firme MAN du côté entrepreneur, sans oublier le professeur KLÖPPEL, qui a fait sur ces plaques des essais importants, statiques et par fatigue [34]. La première méthode de calcul est due à CORNELIUS [35], mais elle fut rapidement remplacée par la méthode dite PELIKAN-ESSLINGER [36], [37], [38] dont les américains ont fait une adaptation [39] et qui reste d'application aujourd'hui. Comme la théorie de la plasticité et les essais de KLÖPPEL l'ont montré, la dalle orthotrope possède une sécurité extraordinaire ( $s \approx 10$ ) contre des surcharges statiques locales, à cause des contraintes de membrane qui s'y développent pour de grandes déformations de la tôle. On doit donc admettre qu'une dalle orthotrope doit être dimensionnée, non pour l'état limite de ruine, mais pour l'état limite de serviceabilité, c'est-à-dire à la fatigue. Ceci justifie en principe l'emploi de la méthode PELIKAN-ESSLINGER qui est purement élastique. Mais alors, je m'étonne, avec plusieurs autres spécialistes, en pensant aux innombrables cordons de soudure d'une telle plaque, de constater qu'on ne parle ni de contraintes résiduelles, ni de zones affectées par la chaleur (HAZ).

Quoi qu'il en soit, les premiers ponts possédant une plaque orthotrope sont ceux de JUNGENGEN [37] construit en 1934 et celui de KIRCHHEIM/TECK, construit en 1936. Le second a été détruit durant la guerre, mais le premier existe toujours. Les ingénieurs conseils étaient SCHAECHTERLE et LEONHARDT.

Incontestablement, le pont qui a "lancé" la dalle orthotrope est celui de Cologne-Deutz, conçu par LEONHARDT en 1948 [40]. Ce pont, malgré ses trente ans d'âge, reste un modèle d'élégance et de légèreté. Il détint longtemps le record de portée des poutres continues en acier; il est sans doute le meilleur exemple de la durabilité des dalles orthotropes. Il faut aussi souligner qu'il représente une des premières exceptions à la règle encestrale et ridicule  $f < 1/700$ , puisqu'on accepta  $f = 1/260$  sous les charges les plus défavorables, ce qui permet un pont continu de 184 m de portée centrale avec 7,80 m de hauteur sur les piles et 3,30 m seulement au centre. Pour ne plus y revenir, je veux souligner que des règles telles que  $f < 1/700$ , basées sur l'ignorance, sont extrêmement coûteuses, et que, seule, une analyse dynamique peut donner une réponse valable au problème de la flexibilité d'un pont.

Le premier exemple de dalle orthotrope pour pont-rail s'est présenté en 1962 lors de la reconstruction du pont Koblenz-Horchheim sur le Rhin (poutre en caisson).



Les premières plaques orthotropes possédaient des raidisseurs à section ouverte. Les raidisseurs fermés ont été employés pour la première fois par K. SIEVERS au pont de Duisburg-Homberg (1952) [41]. Ils sont d'un usage général [42] aujourd'hui, du moins en Belgique (Vilvorde) et au Japon.

On peut mesurer le progrès accompli par l'emploi de la dalle orthotrope en notant que le poids du pont Severin à Cologne [43] n'est que le quart du pont précédent, qui avait un tablier à dalle en béton. Une des raisons du grand succès de la dalle orthotrope est que, non seulement elle est elle-même très légère, mais qu'elle se contente d'une couche de roulement en asphalte de 5 à 7 centimètres d'épaisseur (voire, sur les ponts provisoires d'une couche de résine époxy de un à deux millimètres).

## 2.7. Systèmes de montage.

Pour en terminer avec les différents éléments de progrès dans les ponts en acier, il me faut, certes, mentionner les progrès considérables réalisés dans les appareils de levage, qui permettent couramment de mettre en place des éléments de 50 à 100 tonnes. Dans le cas de ponts sur de grands cours d'eau, lacs, baies, les progrès dans les bigues flottantes ont permis de mettre en place des éléments de plusieurs centaines de tonnes. Ainsi, au pont de Niteroi [44] sur la baie de Guanabara (Rio de Janeiro), on a levé le tronçon médian de la portée maxima de 310 m (qui constitue, soit dit en passant, le record actuel de portée pour les ponts en caisson). Une prestation plus remarquable encore a été réalisée dans le montage du Viaduc des Martigues [45] près de Marseille, où la CFEM a soulevé d'un seul bloc toute la poutre continue du pont, soit un poids de 2.800 tonnes, à la hauteur de 50 mètres. Du fait de ces possibilités, la tendance est à la fabrication par soudage en usine, c'est-à-dire dans les conditions optima, de grands tronçons soudés et à l'assemblage sur place de ces tronçons par boulons à haute résistance, en réduisant au minimum, ou à zéro, le soudage au chantier.

On ne peut dissocier des progrès dans les systèmes de montage, les progrès réalisés dans l'analyse des diverses situations de montage à l'aide des ordinateurs.

Dans certains cas - dont le plus évident est le pont à haubans - le nombre de situations de montage à contrôler s'élève à plusieurs dizaines et l'ordinateur est l'instrument rêvé pour ce genre de besogne.

Nous allons à présent aborder la seconde partie de cet exposé, consacrée à l'étude des formes de ponts les plus adéquates. Le temps disponible ne nous permet qu'un survol des principaux types de ponts en acier, appuyé par des diapositives. Dans le choix des ouvrages présentés, je me suis laissé guider par les ouvrages qui apportent des éléments nouveaux, plus que par ceux qui constituent des records de portée.

## 3. PONTS EN TREILLIS [46].

La faveur dont jouissait le pont en treillis du temps de Benjamin BAKER et du pont de Québec a fortement diminué, sans doute à cause de son aspect peu esthétique ainsi que du coût accru de la main d'œuvre et des frais d'entretien. Tandis que les américains lui sont restés fidèles jusque tout récemment ([47], [48], [49], [50], [51]), le pont en treillis a pratiquement disparu en Europe Occidentale. Il convient de citer cependant la performance réalisée à Hambourg en 1975 par un pont-rail à treillis unique stabilisé par un caisson à forte rigidité torsionnelle [52]. Les japonais ont, dans certains cas, réussi à fondre leurs ponts dans le paysage en employant des barres tubulaires peu visibles et des couleurs neutres comme le gris. Ils ont failli battre le record du pont du Forth par le pont d'Osaka [53], achevé en 1974 et caractérisé par l'emploi



intensif d'acier à 800 N/mm<sup>2</sup> de limite élastique. On peut noter, dans les ponts récents, l'emploi accru de profils fermés soudés, qui sont profilés aux extrémités pour améliorer les noeuds [54]. Sans pouvoir entrer dans les détails, signalons qu'en dépit d'une croyance très répandue, le calcul des treillis pose des problèmes délicats (non résolus à l'heure actuelle) et qui concernent principalement la longueur de flambement des barres comprimées, tant dans le plan du treillis que normalement à ce plan. La théorie classique du treillis articulé (CULMANN-RITTER-CREMONA) est erronée et la théorie du treillis élastique à noeuds rigides (MANDERLA-MOHR-CROSS, etc...) ne l'est pas moins. Il n'existe actuellement pas de règle simple pour déterminer une longueur de flambement. La simulation sur ordinateur, largement pratiquée dans mon service, montre que la plasticité, les imperfections initiales et la déformabilité des noeuds rendent le problème extrêmement complexe. Une solution très séduisante de ce problème a été réalisée par la firme américaine ROEBLING en 19 au San Salvador; le treillis du pont de San Marcos [55] est en effet entièrement fait de câbles prétendus, ce qui donne  $l_f = 1$  !

#### 4. PONTS A POUTRES A AME PLEINE OU EN CAISSON

Ce type de pont a connu une grande vogue en Allemagne dans les 15 ans de reconstruction qui ont suivi la fin de la deuxième guerre mondiale et a eu de remarquables applications en Belgique (Vilvorde) [56] et ailleurs.

Le record de portée a été détenu de 1957 à 1974 par le pont sur la Save à Belgrade (268 m de portée utile [58] par la Société MAN en liaison avec les yougoslaves. La hauteur et la hardiesse des piles, rendue possible par la mise au point de leur bétonnage par coffrages glissants, n'a cessé d'augmenter. Mentionnons, parmi les ouvrages les plus marquants, le pont de l'Europe [59] sur la passe du BRENNER ; c'est un caisson de 10 x 7.7 avec deux porte-à-faux et chaussée de 22 mètres, dont certaines piles ont 150 mètres (1961 - 1963).

Le pont de Winningen sur la Moselle, dû au bureau LEONHARDT [60] a des piles impressionnantes. Le pont de l'Île Lacroix à Rouen [57], construit par la CFEM, mérite d'être cité à cause du très faible rapport hauteur/portée résultant des exigences du profil en long, ce qui entraîne l'emploi d'un acier nouveau à haute performance, l'acier E 460.

La plupart de ces ponts ont été dessinés en se basant sur la théorie linéaire du voilement des plaques ([6], [7]). Comme on l'a dit dans le paragraphe 2, cette théorie donne une sécurité vis-à-vis de la ruine très variable avec le mode de sollicitation (cisaillage, flexion ou compression) et tend à être remplacée par des méthodes à la ruine. Pour les poutres en double té, le schéma proposé dans plusieurs publications par ROCKEY et ses collaborateurs semble le meilleur [9] et est assez développé pour être employé en pratique. Dans le domaine des ponts en caisson, les essais continuent en Allemagne Fédérale, tandis qu'au Royaume-Uni on attend la sortie d'une Norme sur les ponts en acier de grande portée incorporant les nouvelles connaissances obtenues par les recherches déclenchées par les accidents de 1969 à 1971.

#### 5. PONTS A HAUBANS [61]

La construction du pont Nord de Düsseldorf, en 1956 (108 + 260 + 108 m) [62] marque l'apparition d'un nouveau système portant qui a eu, ces vingt dernières années, un succès rapidement croissant: le pont à haubans. On peut dire que, pour des obstacles de plus de 250 mètres, ce pont s'est pratiquement imposé. En Allemagne Fédérale, il a pratiquement détrôné le pont à poutres dans le franchissement de tous les grands fleuves et surtout du Rhin. Il faut dire en passant que ce nouveau système portant a été cultivé aussi par le béton précontraint, qui se révèle un concurrent dangereux pour l'acier, puisque le pont de Brotonne, sur la Seine en amont de Rouen, a une portée entre pylônes de 410 m.



Un avis souvent exprimé est que le pont à haubans est la solution la plus économique pour une gamme de portée totale de 400 à 800 mètres environ. Cependant, selon une étude approfondie menée par LEONHARDT et son équipe [63], le pont à haubans serait en mesure de concurrencer efficacement le pont suspendu pratiquement pour toutes les portées. Une preuve de cette assertion peut être trouvée dans le fait qu'un projet à haubans de 600 + 1300 + 600 m de portée, élaboré conjointement par LEONHARDT et des ingénieurs-conseils italiens, a reçu un des six premiers prix au concours international organisé en 1971 par le gouvernement italien pour le franchissement du détroit de Messine [64]. Cependant, cette affirmation reste controversée.

La sécurité des ponts à haubans, tant en acier qu'en béton, dépend considérablement de la résistance à la corrosion des haubans. Cette question est intimement liée à la constitution même de ces haubans, qui sont toujours constitués de fils tréfilés très semblables à ceux employés en béton précontraint et dans les ponts suspendus, mais qui peuvent être à fils parallèles ou enroulés en hélice. Les haubans à fils hélicoïdaux employés aujourd'hui sont uniquement des câbles clos dont les fils de la couche extérieure ont une forme spéciale en z leur permettant d'engrerer les uns dans les autres et d'assurer l'étanchéité du hauban. L'inconvénient principal de ce type est un bas module d'élasticité (120.000 à 160.000 N/mm<sup>2</sup>), variable selon l'intensité de la sollicitation antérieure, et une boucle d'hystérésis non négligeable. Ces caractéristiques sont de nature à rendre imprécises les méthodes de calcul. Leur avantage principal bien connu est leur flexibilité, qui permet de les fabriquer en usine et de les amener sur place en grosses bobines. La relativement faible résistance à la fatigue de ce type de hauban est assez souvent l'élément déterminant pour le choix de leur section, surtout dans les ponts d'assez faible portée et à trafic lourd. Des progrès substantiels ont été réalisés ces dernières années par les haubans à fils parallèles, qui ont le même module d'élasticité que les fils constitutifs (c'est-à-dire 200.000 N/mm<sup>2</sup>) et un comportement parfaitement linéaire. Les trois principaux inconvénients de ce type de câble, à savoir les dispositifs d'ancrage, la protection contre la corrosion et le transport en bobines ont été brillamment résolus ces dernières années par le Bureau d'Etudes LEONHARDT travaillant en liaison avec la firme BBRV [65]. Des machines de fatigue construites spécialement par le laboratoire Fédéral d'Essai des Matériaux de Zürich-Dübendorf ont montré l'excellente résistance à la fatigue des nouveaux types d'ancrage, tandis que la protection contre la corrosion était assurée par une gaine en polyéthylène et l'injection du hauban dans cette gaine par une pâte de ~~goudron~~ et qu'enfin la flexibilité de ces haubans à fils parallèles était largement accrue par une légère torsion, ce qui permet à présent d'enrouler sans déformation permanente des câbles de plusieurs centaines de tonnes de résistance, comportant de à fils de 7 mm, sur des bobines de 4 à 5 mètres de diamètre. Une des réalisations les plus marquantes est le pont de Saint-Nazaire - Saint Brévin (CFEM) dont les photographies montrent non seulement l'aspect élégant mais encore le mode de montage original des pylônes. [66]

Une autre question assez complexe est le choix du matériau constituant le ou les pylônes. Des pylônes en acier à haute résistance, quoique plus chers que des pylônes en béton, sont plus flexibles, ce qui réduit les moments fléchissants dans la poutre raidisseuse et donne le pont le plus économique [67].

## 6. PONTS SUSPENDUS

Le pont suspendu, qui est sans doute le plus vieux type de pont du monde, en tous cas dans les pays tropicaux, détient fermement depuis toujours le record de portée des poutres en acier. La diapositive permet de mesurer les progrès accomplis en un demi-siècle. La portée maximum entre pylônes était de 480 mètres en 1929 avec le pont de Brooklyn à New-York; elle sera de 1400 mètres quand le pont sur la Humber près de Hull sera achevé et, en même temps, un



record longtemps détenu par les Etats-Unis passera alors en Europe.

Comme étapes marquantes de ce développement, citons :

- Le pont sur le Rhin de Cologne-Mühlheim, ouvert en 1929, qui est autoancré et reste [83] d'un dessin très moderne.
- Le pont sur le Rhin à Cologne-Rodenkirchen (1938-41) de 378 m de portée qui est le premier à avoir une poutre raidisseuse continue au droit des pylônes.
- Le pont George WASHINGTON à New-York, qui fut le premier à franchir la barrière du kilomètre de portée. Il vient de recevoir un second tablier.
- Le Golden Gate bridge, dont les pylônes sont particulièrement élégants et dont l'implantation, à l'entrée de la baie de San Francisco, est unique au monde.
- le pont du détroit de Mackinac, où 600.000 boulons à haute résistance furent mis en oeuvre [69].

En Europe Continentale, les ponts les plus marquants sont celui de Tancarville [70], le pont sur le Tage à Lisbonne [71] où l'acier T1 à 700 N/mm<sup>2</sup> de limite élastique fut pour la première fois employé dans une poutre raidisseuse, tandis qu'on battait aussi le record de profondeur pour les fondations (84 mètres) (72600 tonnes d'acier).

Le pont sur le détroit de Verrazano à New-York de 1300 m de portée [71bis], quoique très élégant, n'apporte guère de nouveautés techniques. Depuis le célèbre accident survenu à Tacoma en 1940, un des principaux problèmes à résoudre était l'augmentation de la stabilité dynamique. On peut affirmer que la solution, donnée à ce problème par les américains, qui a consisté à augmenter la rigidité flexionnelle d'une poutre raidisseuse en treillis, n'est pas rationnelle. Il en est de même pour le pont du Forth [72]. Il semble bien que le progrès le plus marquant était obtenu dans ce domaine par FREEMAN, FOX and Partners, au pont sur la Severn près de Bristol [73], où la poutre raidisseuse en tôle à section plate et fermée a d'excellentes caractéristiques aérodynamiques et présente une rigidité torsionnelle très élevée, deux éléments favorables à l'augmentation de la stabilité aérodynamique, tandis que les déformations de la poutre raidisseuse sous charges locales importantes se trouvent réduites par l'emploi de suspentes inclinées. Notons aussi qu'une section du tablier est en quelque sorte un bateau qui peut être amené sous son emplacement définitif par flottage. Ces caractéristiques remarquables se retrouvent dans le pont d'Istanbul (1074 m), dû à la même firme [74], qui connaît un tel succès de trafic qu'il va être doublé prochainement.

Un voyage d'études avec mes étudiants m'a permis de prendre en avril 1978 quelques vues du pont sur la Humber où l'on en est au tissage du câble par le procédé bien connu du catwalk, et particulièrement quelques photos des dispositifs d'ancre de ces câbles et du stockage des fils.

## 7. PONTS EN ARC.

Les ponts en arc sont esthétiquement parmi les plus séduisants. Malheureusement, si leur montage requiert un cintre ou, plus généralement, des dispositifs supplémentaires dispendieux, ils ne sont plus compétitifs actuellement, sauf peut-être pour franchir des gorges très profondes.

C'est pourquoi les ingénieurs ont cherché et découvert d'autres méthodes de montage, dont la principale est par rotation des deux moitiés d'un arc à deux rotules autour de leurs axes respectifs.

Les très grands ponts en arc sont en treillis. SYDNEY a établi en 1931 un record avec 503 mètres, battu de quelques pieds en 1932 par le Bayonne Bridge construit dans les avancées du port de New-York.



Après 16 années, ce record de portée vient d'être battu par un pont en acier patinable lancé sur une gorge de Virginie Occidentale, qui atteint 519 m de portée et un poids de 29.200 tonnes.

Des ouvrages remarquables ont été construits par les suédois à Stockholm et sur l'Askeröfjord près de Göteborg, portée 278m(1967) où chacun des 2 arcs est composé de deux tubes d'acier de 3,8 mètres de diamètre. Ce pont fut monté par un blondin en tronçons de 40 mètres. On doit aussi mentionner le pont de 330 m sur la Voltava (Tchécoslovaquie) de 540 m de portée totale projeté par le Professeur FALTUS en 1965 [74bis].

Le système bowstring a compté quelques beaux exemplaires, tels le pont de Nimègue, de 240 mètres de portée. Un triple progrès dans la conception a été réalisé par le pont sur le Fehmarnsund (Danemark) dont les deux arcs inclinés se touchent à la clé, dont les suspentes inclinées se croisent et dont le tablier joue le rôle de tirant [75]. Le calcul structural de cet ouvrage est très complexe et fut réalisé sur ordinateur.

Un autre genre de progrès a été réalisé par le pont Kaiserlei [76], dont les arcs tubulaires sont assez stables pour éliminer le contreventement supérieur.

Ces dernières années ont vu apparaître plusieurs ponts à un seul arc, dont le pont Lindenberg à un seul arc sur l'autoroute Liège-Aix-la-Chapelle [77]. De remarquables ouvrages japonais des deux genres précités ont été réalisés en 1973 [78] à Onoura et en 1976[79] à Osaka . Le pont d'Onoura est le premier ouvrage de 195 mètres flotté à partir de l'usine sur 400 kilomètres et mis en place en une pièce en profitant de la marée.

Il faut rattacher aux arcs les ouvrages appelés en Allemand Sprengwerk, dont l'aspect esthétique est indiscutable. Je n'en citerai que trois: d'abord celui de Luxembourg, de portée totale 502 mètres, sans doute parce que je l'aime bien après avoir passé des heures à participer à son contrôle [80]. Ensuite, celui des Martigues, dont j'ai déjà parlé à propos de son montage original et dont je présente deux diapositives. Enfin, le Viaduc italien sur la gorge de Sfalassa, dont les diapositives montrent bien le processus de construction.

## 8. PONTS SPECIAUX.

J'excéderais de loin le temps qui m'est imparti si je passais en revue toutes les catégories de ponts spéciaux tels que les ponts biais ou courbes, les autoroutes surélevées , souvent à poutres tubulaires sur simple pile de supports, les rampes de raccordement hélicoïdales , etc.... Je n'en sélectionnerai donc que deux :

- 1) le pont démontable, indispensable dans les nombreuses cités qui s'équipent actuellement en métros. Le projet belge [81] présenté ici et dû à mon ancien élève, M. E. MAS, a victorieusement concurrencé les projets de diverses grandes firmes internationales et s'est non seulement multiplié en Belgique, mais a été exporté dans diverses grandes villes, parmi lesquelles Téhéran.
- 2) Le pont pour conduites, généralement stabilisé horizontalement et verticalement par câbles [82] dont un des exemplaires les plus évolués, le pont BAABURG, est dû à mon prédécesseur, le professeur BEER et dont les russes nous ont montré l'an dernier, au Symposium de Moscou, plusieurs exemples remarquables par la portée, qui allait de 600 à 800 mètres.

Pour clôturer cet exposé beaucoup trop superficiel, je voudrais épinglez, parmi la masse de questions non résolues, cinq qui me paraissent très actuelles.

## 8. QUESTIONS PENDANTES.

1. Quelles sont les charges sur les ponts; comment définir un train de charge réaliste en tenant compte des charges d'essieu admises, des fraudeurs et des



conséquences politiques d'un contrôle international indispensable (par exemple au sein de la C.E.E.)?

2. Faut-il calculer les ponts routes à la fatigue et, si oui, comment développer des règles suffisamment simples ?
3. Comment tenir compte réaliste des efforts secondaires dans les ponts en treillis (à noeuds rigides) ?
4. Quelles tolérances peut-on admettre dans la planéité des tôles raidies des ponts en tôle et quel est l'effet de ces tolérances sur la résistance ultime de ces ouvrages ?
5. Comment développer des règles simples sur l'emploi optimal d'acières de diverses nuances dans le même ouvrage, compte tenu du point 2, c'est-à-dire de la perte de résistance accrue présentée en fatigue par les aciers à très haute résistance ?

#### BIBLIOGRAPHIE.

- [1] MASSONNET, Ch., et BAUS, R.: Bull. CERES, LIEGE, IX, pp.21-61, 1957.
- [2] A.S.S.\*23, 105, 1958 et AITBTP, 1958
- [3] MASSONNET, Ch., MAZY, G., et TANGHE, A.: Mém. AIPC, 20, pp.223-262 (1960).
- [4] MASSONNET, Ch., MAS, E., et MAUS, H.: Mém. AIPC, 21, pp. 183-228 (1962).
- [5] MAQUOI, R., et MASSONNET, Ch.: Ann. Trav. Publ. Belgique, pp.69-84 (1972) et Costruzioni Metalliche, pp. 84-95, 1973.
- [6] KLÖPPEL, K. et SCHEER, J.: Beulwerte ausgesteifter Rechteckplatten (Vol.1) W. ERNST u. Sohn, Berlin, 1960. [7] KLÖPPEL, K. et MÖLLER : Ibidem, 1968.
- [8] CECM Recommendations for the Design of Steel Constructions, 2e éd., 1978.
- [9<sub>1</sub>] MASSONNET, Ch.: 10e Congrès AIPC, Tokyo 1976, Rapport Final, pp.459-486.
- [9<sub>2</sub>] AIPC-CECM-SSRC -Str.Res.Com.of Japan: Manual on Structural Stability (aussi appelé "Introductory Report" du Colloque Itinérant "Stability of Steel Structures), pp. 145 - 206 (1976).
- [10] Rapport du Task Group de l'AIPC: Les tolérances dans les ponts en tôle d'acier et leurs effets sur la résistance de ces structures (à paraître fin 1979)
- [11] BARES, R., et MASSONNET, Ch.: Le calcul des grillages de poutres et dalles orthotropes: Paris, Dunod- Prague, SNTL - Londres, Crosby-Lockwood - Tokyo, Kyoritsu-Shuppan.
- [12] SATTLER, K.: Theorie des Verbundskonstruktionen, W. ERNST u. Sohn, Berlin, 1959.
- [13] FRITZ, B.: Bauingenieur, 25, 271 (1950) et Bautechnik, 27, 37 (1950)
- [14] La construction mixte acier-béton appliquée aux Ponts. Ed. OTUA, Paris 1967
- [15] A.S.S., 4, 197 (1963) pp.110-124.
- [16] BRYLA, St. et CHMIELOWIEC, A.: 2e Congrès AIPC, Berlin, 561-5611, 1936.
- [17] Ossature Métallique, 87-97 (1945)
- [18] Stahlbau, 35, pp. 225 -
- [19] IRWIN, G.R.: Fracture (Handbuch der Physik, VI) S. FLÜGGE ed., 558-590, 1958.
- [20] LIEBOWITZ, H., éd.: Agardograph N°176 on Fracture Mechanics, 1973.
- [21] a) LENZEN, K.H.: Bull. 481, Am. Railway Engng. Assoc. June-July 1949  
b) MUNSE, W.H., WRIGHT, D.T. et NEWMARK, N.M.: Centennial Convocation ASCE, Sept. 1952  
c) Specifications for Assembly of Structural Joints using high tensile Steel Bolts - Jan. 1951.
- [22] FISHER, J.W., KATO, B. WOODWARD, H.M., et FRANK, K.H.: Field Installation of high-strength Bolts in North America and Japan-IABSE Surveys, S-8/79.
- [23] GASSNER, E., et SCHÜTZ, W., Full-scale fatigue testing of aircraft structures. Pergamon Press, 1960.
- [24] CHAPEAU, W., et BAUS, R.: Application du soudage aux Constructions. Ed. Sciences et Lettres, Liège, 1978.
- [25] CRIF: Note Technique sur les ouvrages mixtes, éd. FABRIMETAL, Bruxelles.  
A.S.S.\* = Acier Stahl Steel, édité par le CBLIA, Bruxelles.

- [26] THUL,H.: Stahlbau,38, 353-360 (1969).
- [27] ANDRÄ,W. et LEONHARDT,F.: Bautechnik 39, 37-50 (1962).
- [28] FRANZ : Z.V.D.I., cahier 12 (1959).
- [29] BEYER,E.,GRASSL,H.,von GOTTSTEIN,F., et ANDRÄ,W.:Tiré à part de Beyer/Lange Verkehrsbauden, éd. Betonverlag, Düsseldorf, 67 pp.
- [30] ROBINSON, Travaux, 316 - 322 (1951).
- [31] SCHAECHTERLE,K.:die Bautechnik, 12, 479-483 et 564-567 (1934).
- [32] SCHAECHTERLE,K., et LEONHARDT,F.:die Bautechnik,14,245-248 et 261-263(1936)
- [33] SCHAECHTERLE,K., et LEONHARDT,F.:die Bautechnik, 16, 306-324 (1938).
- [34] KLÖPPEL,K., et ROOS,E.: Stahlbau, 361-373 (1960).
- [35] CORNELIUS,W.: Stahlbau 21, pp. 21, 43 et 60 (1952).
- [36] PELIKAN,W.: Leichtfahrbahnen-Deutscher Aussch.f.Stahlbau,117-127, éd. Stahlbauverlag, Cologne 1958.
- [37] Pelikan,W.: dans Stahlbau-Tagung Heidelberg,12,3-27,ed.Stahlbauverlag, Cologne 1958.
- [38] PELIKAN,W., et ESSLINGER,M.:Die Stahlfahrbahn, Berechnung und Konstruktion M.A.N. Forschungsheft N° 7, 1957.
- [39] WOLCHUK,R.:Design Manual for Orthotropic Steel Plate Deck Bridges,AIPC,1963
- [40] LEONHARDT,F.:die Bautechnik,pp.193,269,306,332 et 353 (1948); voir aussi A.S.S.,14, 555 (1949 et Stahlbau 26, 193 (1949).
- [41] SIEVERS,K.:Stahlbau 22,1-6,(1953) [42] ASS 36,211(1971) [43] ASS 25,101(1960)
- [44] Brochure sur le pont Rio-Neteroi,Westerham Press, G.B., 1974.
- [45] ASS,juin 1973 [46] ASS,34,172(1969) [47] ASS, 14, 82 (1949)
- [48] ASS,26,76 (1961) [49] ASS,32,299 (1967) [50] ASS,34, 169 (1969)
- [51] ASS,34,169 (1969) [52] Stahlbau 46,85-91(1977) et ASS,9,310-314 (1975).
- [53] Brochure japonaise de 1974 sur le pont d'Osaka [54] ZVDI, 785, 1958.
- [55] Stahlbau 22, 284-286, 1953.
- [56] Brochure Sonobel sur le pont de Vilvorde
- [57] Brochure CFEM sur le pont de l'Ile Lacroix [58] ASS, 5, 213 (1957)
- [58] Schw. Bztg. cahiers 20 et 24,juin 1965 [59] Schw.Bztg,cah. 20 et 24,juin 65
- [60] Brochure Kirschbaum Verlag,Bonn-Bad Godesberg [61] ASS,31,55 (1966).
- [62] Stahlbau,27,1-6, 57-62, 103-107, 147-154, 184-188 (1958)
- [63] LEONHARDT,F., et ZELLNER,W.: Canadian Struct.Engng.Conf., Toronto(1970)
- [64] DANIELI, D.: Costruzioni Metalliche,1,42-59 (1972)et Stahlbau 40,60-63,1971
- [65] LEONHARDT,F.: 7e Congrès AIPC, Rio, 1964, Publ. Prél.,pp. 519-527.
- [66] Brochure CFEM, extrait de Techniques Françaises (B-1-77-202)
- [67] Stahlbau, 39, 156-157 (1970).
- [68] HOMBERG,H.: Stahlbau,24,153-157 et 177-186 (1955)
- [69] ASS,20, 313, (1955) [70] ASS,25, 149 (1960)
- [71] ASS,26,280 (1961) et Stahlbau 34,222(1965) [71bis] Stahlbau 34,129 (1965)
- [72] ASS,28,407(1963) et Stahlbau 33,313 (1964) [73] ASS,32,151(1967)et 36,219
- [74] BROWN,W.C. et al.:Proc.Inst.Civ.Engrs,Pont 1,58,505-568 (1975) (1971)
- [74bis]ZEMAN,J.: brochure tchèque - v.aussi Stahlbau, 34, 380 (1965)
- [75] Stahlbau, 34, 171-186 (1965) [76] Stahlbau 34, 97-110 (1965)
- [77] Stahlbau,cahier 6 (1965)
- [78] Brochure japonaise
- [79] SAKIMOTO,T., et KOMATSU,S.:Liège 2nd Int.Coll. "Stability of Steel Structures" Final Report, pp. 299-301, 1977.
- [80] ASS, 30, 267 (1965) [81] ASS,37, 49 (1972)
- [82] ASS, 23, 450 (1958) [83] Stahlbau 141 (1951)
- [84] Stahlbau , 35, 225 - 235 et 269 - 277, 1966.

## **Stahlbeton-Brückenbau der letzten 50 Jahre**

Fifty Years of Bridge Building in Reinforced Concrete

Construction des ponts en béton armé durant les 50 dernières années

**C. MENN**

Professor

Eidgenössische Technische Hochschule  
Zürich, Schweiz

### **ZUSAMMENFASSUNG**

Einleitend werden zwei typische Brücken aus Beginn und Ende der 50jährigen Entwicklungsperiode bezüglich Tragsystem, Material- und Arbeitsaufwand miteinander verglichen. Diese Gegenüberstellung zeigt deutlich, dass Kostenverlauf, Forschung, Normen, Vorspanntechnik und Modus der Auftragserteilung die Entwicklung am stärksten beeinflusst haben. Anschliessend werden einige markante und richtungsweisende Bauwerke kurz dargestellt.

### **SUMMARY**

Two representative bridges from the beginning and the end of the fifty-year development are compared with respect to structural system, material and work cost. This comparison shows clearly the main influences in the evolution of structural types to be cost development, research, codes, prestressing techniques and the mode of conferring contracts. Finally, several remarkable projects indicative of future trends are briefly discussed.

### **RESUME**

L'auteur présente deux exemples qui reflètent bien l'évolution de la construction des ponts durant les 50 dernières années. On compare les deux ouvrages et en particulier leur système statique ainsi que la quantité de matériaux et de travail nécessaires à leur réalisation. La comparaison fait ressortir clairement que l'évolution des coûts, la recherche, les normes, la technique de la précontrainte ainsi que le mode d'attribution des mandats ont été des facteurs déterminants de l'évolution de la construction des ponts. Enfin d'autres ponts remarquables sont présentés succinctement.



## 1. EINLEITUNG

Brücken haben im Bauwesen eine besonders grosse Bedeutung. Sie sind als Teile eines Verkehrsträgers ausgesprochene Zweckbauten, die hohe technische Anforderungen stellen. Sie sind zugleich aber auch Repräsentativbauwerke, die wegen ihres markanten Standortes dem Stadt- oder Landschaftsbild oft eine einzigartige Prägung verleihen. Brücken dokumentieren deshalb in der Baugeschichte nicht nur den Stand des technischen Könnens, sondern auch den Willen und die Fähigkeit, Wirtschaftlichkeit und Aesthetik miteinander zu verbinden. Wie zahlreiche Beispiele zeigen, schliessen sich diese beiden Entwurfsziele nicht aus. Es ist sogar auffällig, dass oft in wirtschaftlich schwachen Regionen besonders schöne und eindrucksvolle Brücken entstanden sind.

Die Entwicklung des Stahlbetonbrückenbaus liesse sich grundsätzlich nach verschiedenen Gesichtspunkten analysieren. Der Stand der Technik käme wohl am deutlichsten in der zu einem bestimmten Zeitpunkt erreichten Grösstspannweite zum Ausdruck. Dabei würden allerdings nur ganz spezielle Bauwerke berücksichtigt, die sich in konzeptioneller Hinsicht kaum mit dem üblichen Brückenbau vergleichen lassen. Im folgenden wird das Hauptgewicht auf die Kostenentwicklung im Brückenbau gelegt, d.h., die für Zweckbauten wichtige Frage, wie sich die Baukosten im Vergleich zu den Lebenshaltungskosten verhielten, und welche Einflussfaktoren hiefür verantwortlich waren. Diese Zusammenhänge sind besonders wichtig für die Beurteilung der Entwicklungstendenz. Es ist selbstverständlich, dass der Kostenverlauf von Land zu Land beträchtliche Unterschiede aufwies. In den hoch-industrialisierten Ländern war jedoch die allgemeine Tendenz ungefähr gleich, so dass die den folgenden Untersuchungen zugrunde gelegten schweizerischen Verhältnisse durchaus repräsentativ sind.

Vor 50 Jahren, zu Beginn der betrachteten Entwicklungsperiode, erfolgte die Berechnung und Bemessung von Eisenbetontragwerken in der Schweiz immer noch aufgrund der ersten Eisenbeton-Norm, die aus dem Jahre 1906 datierte als die erste Eisenbetonbrücke in der Schweiz erst 15 Jahre alt war. Die Bemessung beruhte gemäss dieser Norm auf einem Spannungsnachweis bei sehr vorsichtig angesetzten zulässigen Spannungen: Beton-Randspannungen  $4,5 \text{ N/mm}^2$ ; Eisen-Zugspannungen  $120 \text{ N/mm}^2$ . Trotz dieser geringen zulässigen Spannungen gelang es allerdings schon damals, Brücken mit beträchtlichen Spannweiten herzustellen. Ein Beispiel hiefür ist die von Mörsch entworfene Gmündertobelbrücke mit einer Gewölbespannweite von 78 m.

Heute sind in der Baustofftechnologie, in der Schnittkraftermittlung von hochgradig statisch unbestimmten Systemen und in der Berechnung der Tragfähigkeit von Stahlbetonquerschnitten zweifellos grosse Fortschritte erzielt worden. Es stellt sich somit die Frage wie sich diese Fortschritte auf die wichtigsten Kostenfaktoren und den Material- und Arbeitsaufwand auswirkten.

Eine erste, wenn auch nur beschränkt aussagefähige, Antwort auf diese Frage erhält man durch einen Vergleich von zwei Brücken aus Anfang und Ende der betrachteten Entwicklungsperiode. Als Beispiel dienen im vorliegenden Fall die 1930 erbaute Salginatobelbrücke und der Pont de Féglise, der 1979 fertiggestellt wird. Beide Brücken überqueren einen relativ tiefen Taleinschnitt und weisen einigermassen vergleichbare topographische und geologische Gegebenheiten auf. Der Pont de Féglise ist zwar bedeutend länger als die Salginatobelbrücke, seine Feldweiten von 100 m sind jedoch mit dem 94 m weitgespannten Bogen der Salginatobelbrücke durchaus vergleichbar.

Die Erstellungskosten spielten bei beiden Brücken eine entscheidende Rolle. Die Salginatobelbrücke diente der Erschliessung eines kleinen abgelegenen Bergdorfes, und zum Bau der Brücke standen nur sehr beschränkte Mittel zur Verfügung. Das Projekt des Pont de Féglise ging andererseits aus einem Wettbewerb hervor, dessen

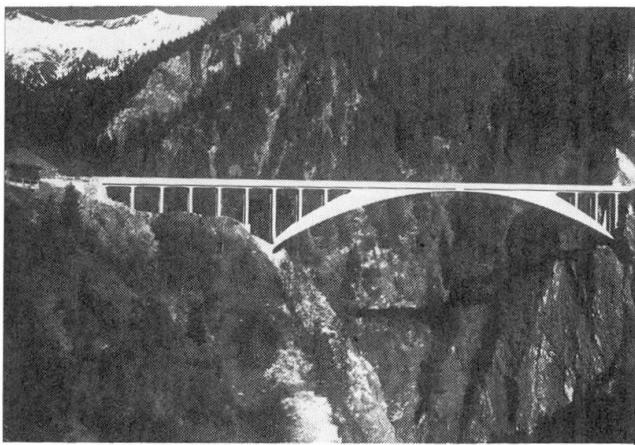


Bild 1: Salginatobelbrücke

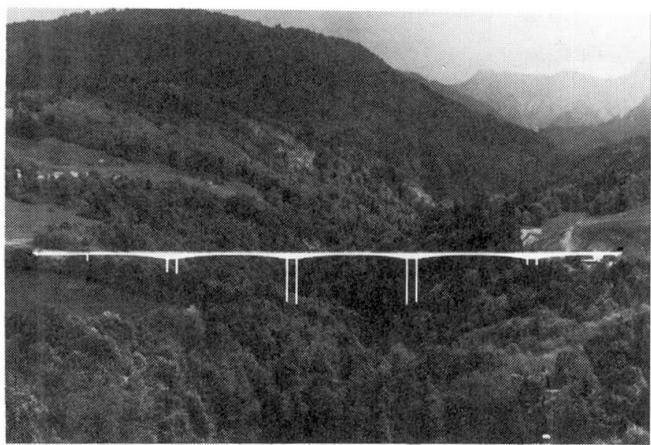


Bild 2: Pont de Fégire

wichtigstes Beurteilungskriterium der Kostenaufwand war. Ein wesentlicher Unterschied zwischen den beiden Bauwerken besteht in der Brückenbreite (Salginatobelbrücke 3,9 m, Pont de Fégire 20,7 m). Die Erschliessung und Installation der Baustelle und die Gewährleistung der Querstabilität des Tragwerks verursachen bekanntlich bei schmalen Brücken zusätzliche spezifische Kosten, die sich bei einer Breite von weniger als 15 m auf den Quadratmeterpreis etwa mit einem Faktor  $1,15^k$  (wobei  $k = \ln 15/B (\ln 2)^{-1}$ ) auswirken. Demgegenüber wurde der Berechnung des Pont de Fégire eine etwas grössere Verkehrslast zugrunde gelegt, deren Einfluss auf die Querschnittsabmessungen allerdings von geringer Bedeutung ist.

Der Baustoffaufwand pro Quadratmeter Brückenfläche (Bogen und Aufbau bei der Salginatobelbrücke; Pfeiler und Träger beim Pont de Fégire) zeigt folgendes Bild:

**Salginatobelbrücke**

Beton	1,05 m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup>
Eisen	103 kg/m <sup>2</sup>
(Schalung	9,2 m <sup>2</sup> /m <sup>2</sup> )

**Pont de Fégire**

Beton	0,90 m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup>
Stahl	80 kg/m <sup>2</sup>
Spannstahl	22,5 kg/m <sup>2</sup>
(Schalung	3,9 m <sup>2</sup> /m <sup>2</sup> )

Daraus lässt sich erkennen, dass der Materialbedarf bei einer Spannweite von 100 m in den letzten 50 Jahren kaum wesentlich gesenkt werden konnte. Im Gegen teil, bezogen auf die Materialfestigkeit, ergäbe sich beim Pont de Fégire sogar ein etwa dreimal grösserer Stahlaufwand. Eine generelle Ueberprüfung der Salginatobelbrücke zeigt zudem, dass auch mit den heute zur Verfügung stehenden Baustoffen und Berechnungsverfahren an diesem Projekt keine ins Gewicht fallenden Materialeinsparungen erzielt werden könnten.

Ein völlig anderes Bild zeigt dagegen der Arbeitsaufwand. Während bei der Salginatobelbrücke pro Quadratmeter Brückenfläche ca. 44 Arbeitsstunden aufgewendet wurden, waren es beim Pont de Fégire nur noch ca. 9 Stunden. Der grosse Arbeitsauf wand bei der Salginatobelbrücke ist fast ausschliesslich auf die komplizierten und umfangreichen Gerüst- und Schalungsarbeiten zurückzuführen.

Interessant und aufschlussreich ist das Verhältnis zwischen Arbeits- und Material aufwand. Es betrug bei der Salginatobelbrücke 43:57 und änderte sich beim Pont de Fégire nur geringfügig auf 40:60. Dieses 2:3-Verhältnis zwischen Arbeits- und Baustoffkosten ist offenbar eine Konstante, die bei etwa gleichbleibendem Kapital einsatz für Installationen und Geräte auch in absehbarer Zukunft eine gute Grund lage für wirtschaftlich optimale Konzeptionen im Brückenbau bleiben dürfte.

In den vergangenen 50 Jahren sind (in der Schweiz) die Materialkosten durchschnitt lich etwa um das Dreifache und die Lohnkosten, inkl. Sozialzulagen, etwa um das Zwölffache gestiegen. Für die Salginatobelbrücke würde das Verhältnis Arbeit/Ma-



terial - selbst bei Berücksichtigung der heute höheren Arbeitsleistung - nicht weniger als 67:33 betragen. Im Vergleich zu den um etwas mehr als das Vierfache angestiegenen Lebenshaltungskosten wäre die Salginatobelbrücke heute etwa 60% teurer. Tatsächlich sind aber die Brückenkosten dank gleichbleibendem Baustoffaufwand, jedoch stark reduziertem Arbeitsaufwand, gegenüber den Lebenshaltungskosten um ca. 40% gesunken.

- Heute würde Maillart für die Salginatobelbrücke bestimmt ein anderes Konzept vorschlagen, wahrscheinlich einen Freivorbau, vielleicht aber auch eine Schrägseilbrücke oder ein Spannband.

## 2. EINFLUSSFAKTOREN AUF DIE ENTWICKLUNG IM BRÜCKENBAU

### 2.1 Kostenentwicklung

Die Kosten eines Industrieproduktes bestehen im wesentlichen aus den Anteilen Arbeit, Material, Energie und Kapital. Bei ungleichmässigem Kostenverlauf bei diesen Produktionsfaktoren drängen sich im Hinblick auf optimale Wirtschaftlichkeit Substitutionen auf. Dies ist im Brückenbau nur mit Konzeptionsänderungen und neuen Herstellungsverfahren möglich.

Wie bereits erwähnt, verlief die Kostenentwicklung bei den beiden wichtigsten Produktionsfaktoren Arbeit und Material völlig verschieden. Die Arbeitskosten erhöhten sich im Vergleich zu den Baustoffkosten um etwa das Vierfache. Das Ziel aller neuen Konzeptionen war somit die Verminderung des Arbeitsaufwandes zu lasten des Material- oder Kapitalbedarfs.

Bei den ausserordentlich arbeitsintensiven Bogenbrücken wurde versucht, dieses Ziel durch einfachere Gestaltung des Ueberbaus zu erreichen: grössere Stützenabstände, Vereinfachung der Tragwerksstruktur bis zum Sprengwerk oder Freivorbau des Bogens. Diesen Massnahmen waren aber enge Grenzen gesetzt. Ins Gewicht fallende Verlagerungen in der Produktionsfunktion liessen sich nur mit einem grundlegend anderen Tragwerkskonzept (Balkenbrücken) und dadurch ermöglichten geschickten Herstellungsverfahren (feldweise Herstellung, Freivorbau, Takschliebeverfahren, Vorfabrikation, etc.) erreichen. So gelang es z.B., den Arbeitsaufwand für Lehrgerüste von etwa 12 Stunden pro Quadratmeter Brückenfläche bei Bogenbrücken, auf sechs Stunden bei Balkenbrücken und vier Stunden bei Ausführung im Freivorbau zu senken. Dafür musste allerdings hochwertigeres und eventuell auch zusätzliches Material aufgewendet werden. Beim Einsatz mechanisierter Lehrgerüste oder bei Vorfabrikation spielt zudem der Kapitalaufwand eine wichtige Rolle. Voraussetzung für alle diese neuen Tragwerkskonzepte bildeten allerdings die Fortschritte in der Baustofftechnologie und die Vorspanntechnik.

### 2.2 Forschung und Normen

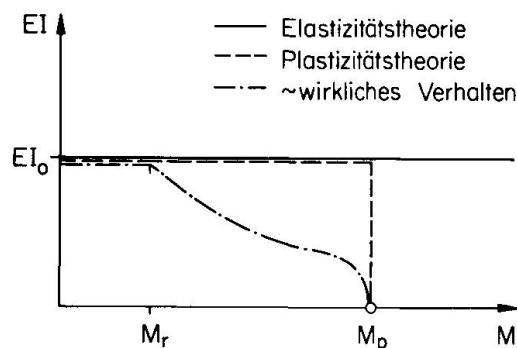


Bild 3: Steifigkeitsverlauf

M<sub>r</sub> Rissmoment; M<sub>p</sub> plastisches Moment

Der Einfluss der Forschung im engeren Sinne (Ermittlung der Schnittkräfte und des Tragwerkswiderstandes) auf die Reduktion der Baukosten ist schwer erfassbar. Die Verwendung des Computers ermöglichte zwar einen viel besseren Überblick über die Schnittkraftverteilung in einem komplizierten Tragwerk. Die Berechnungen beruhen jedoch im allgemeinen auf den Voraussetzungen der Elastizitätstheorie. Der Einfluss der schnittkraftabhängigen Steifigkeit, dem auch die Plastizitätstheorie nur sehr grob Rechnung trägt, wird nicht erfasst, obwohl er von beträchtlicher Bedeutung ist, d.h., eine immer weitergetriebene Verfeinerung der Berechnung auf



relativ groben Voraussetzungen ist kaum sehr sinnvoll.

Die Querschnittstragfähigkeit ist heute, zumindest bei statischer Beanspruchung, gut geklärt. Die dadurch erzielten Einsparungen bei der Bemessung sind allerdings, verglichen mit den bereits vor 50 Jahren üblichen und im wesentlichen von Mörsch entwickelten Grundlagen und Verfahren, relativ bescheiden.

Ausserdem ist zu beachten, dass bei kleineren und mittleren Brücken meistens konstruktive Gesichtspunkte für die Abmessungen der Querschnittselemente massgebend sind. Erfahrungsgemäss beträgt die Minimalbewehrung bei Brückenquerschnitten ca. 50 kg Stahl pro Kubikmeter Beton und die eigentliche statisch erforderliche schlaffe Bewehrung des Brückenüberbaus ist von gleicher Grössenordnung und macht nur ca. 6% der Gesamtbaukosten aus.

Erhebliche Schwierigkeiten bereitet immer noch die Ermittlung der Querschnittstragfähigkeit bei dynamischer Beanspruchung, ein Problem, das vor allem im Grossbrückenbau (hohe Pfeiler bei Windeinwirkung) eine Bedeutung hat. Oft ist aber die Lösung solcher Probleme auf konzeptionellem Weg zuverlässiger und wirtschaftlicher als umfangreiche Berechnungen, und dies gilt bekanntlich nicht nur im Brückenbau. Die grosse Bedeutung der Forschung liegt denn auch weniger in Untersuchungen mit direkten wirtschaftlichen Zielen, sondern vor allem in der sorgfältigen Abklärung der Grundlagen, die mit der Verwendung neuer Baustoffe, neuer Technologien und neuer Herstellungsverfahren verbunden sind.

Die Aufgabe der Normen besteht grundsätzlich darin, die durch Forschung und Erfahrung gesicherten fundamentalen Regeln der Baukunde, die zur Gewährleistung der Sicherheit und Gebrauchsfähigkeit der Tragwerke notwendig sind, festzulegen. Das immer umfangreichere Prüfwesen, das sich nicht vermeiden lässt wenn Projektverfasser und Unternehmer identisch sind, hat allerdings dazu geführt, dass die Normen mehr und mehr "Spielregeln" enthalten, die zwar für den Vergleich und die Prüfung von Projekten notwendig sind, andererseits jedoch auch den Ermessens- und Verantwortungsbereich des Konstrukteurs stark einschränken. Allzu restriktive Normen hemmen deshalb eine fortschrittliche Entwicklung. Umso wichtiger sind sog. Ausnahmearikel, die die Anwendung neuer Technologien und Erkenntnisse ermöglichen und dem Ingenieur die Verantwortung für seine Dispositionen überlassen. Die liberale Form der schweizerischen Normen hat viel dazu beigetragen, dass sich z.B. die Vorspanntechnik sehr rasch durchsetzen und verbreiten konnte, längst bevor sie im Normenwerk verankert war.

### 2.3 Vorspanntechnik

Die Vorspanntechnik hatte in den vergangenen 50 Jahren den weitaus grössten Einfluss auf die Entwicklung im Brückenbau. Obwohl hochwertige Stahldrähte bereits vor 150 Jahren hergestellt und bei Hängebrücken verwendet wurden, kamen nach vielen zögernden Versuchen die ersten ingenieurmässig klar durchdachten und formulierten Ideen und Vorschläge für die Verwendung hochwertiger Stahldrähte als Bewehrungselement im Massivbau erst in den dreissiger Jahren auf. Ob der Wunsch, höchstwertigen Stahl zu verwenden oder Zugspannungen im Beton zu vermeiden zur Vorspanntechnik führte, lässt sich heute kaum mehr mit Sicherheit beantworten.

Vor allem französische und deutsche Ingenieure leisteten zur Entwicklung der Vorspanntechnik hervorragende Pionierarbeit. Aber auch in der Schweiz wurde die grosse Bedeutung der neuen Technik rasch erkannt und fand, nicht zuletzt dank des zuverlässigen BBRV-Systems, eine grosse Verbreitung. Der eigentliche Durchbruch der Vorspanntechnik im Brückenbau erfolgte allerdings erst nach dem Krieg.

Obwohl die grössten Bogenbrücken damals bereits Spannweiten von nahezu 300 m aufwiesen, liessen sich mit schlaff bewehrten Balkenbrücken höchstens Spannweiten bis zu 80 m erreichen. Mit der Vorspanntechnik gelang es jedoch mühelos in den Spann-



weitenbereich von 100 bis 200 m vorzudringen, der bis anhin dem Stahlbau vorbehalten war. Ebenso wichtig wie die Vergrösserung der Spannweite war jedoch auch die herstellungstechnisch günstige einfache Formgebung und die Möglichkeit, Spannbetonbrücken jeder beliebig gekrümmten Linienführung anzupassen.

## 2.4 Auftragserteilung

Das Vorgehen bei der Auftragserteilung ist von Land zu Land verschieden. Die Struktur bezüglich Planung, Projektierung und Ausführung sowie die Grösse des Bauwerks spielen dabei eine wichtige Rolle. Die gebräuchlichsten Verfahren bei der Auftragserteilung sind:

- a) Direkter Projektierungsauftrag; Unternehmerofferten ohne Varianten.
- b) Offizielles Projekt mit Aufforderung an die Unternehmer Sondervorschläge auszuarbeiten.
- c) Projektwettbewerb
  - c 1) Ausschreibung des erstprämierten Projektes
  - c 2) Ausschreibung mehrerer Projekte
- d) Wettbewerb für Projekt und Ausführung (Submissionswettbewerb) mit verbindlichem Preis für die Herstellung des Bauwerks.
- e) Auftragserteilung für grössere Abschnitte; Trasse und Kunstbauten.

Modell a) eignet sich vor allem bei kleinen und mittleren Brücken. Es ermöglicht einer breiten Schicht projektierender Ingenieure, mit der Technik des Brückenbaus vertraut zu werden. Meistens werden jedoch bekannte und bewährte Lösungen vorschlagen, und der Einfluss auf die Entwicklung ist deshalb relativ klein.

Wettbewerbe bieten den grössten Innovationsanreiz. Bei sog. Submissionswettbewerben spielt der Preis eine entscheidende Rolle und der Bauherr gelangt damit meistens zur wirtschaftlichsten Lösung. Sein Einfluss auf das Projekt ist aber gering und es kommt leider oft vor, dass gute und interessante Projekte wegen einer ungünstigen Unternehmerofferte nicht zur Ausführung gelangen.

Bei Projektwettbewerben ist der Bauherr in der Wahl des Projektes wesentlich freier. Da Risiken und Kosten neuer Lösungen jedoch schwer abzuschätzen sind, hält sich die Jury oft an bewährte Systeme. Einen Ausweg aus dieser Schwierigkeit bringt das Vorgehen c 2). Hier hat die Jury die Möglichkeit, einer traditionellen Lösung neue Ideen gegenüberzustellen. Der finanzielle und zeitliche Aufwand ist allerdings sehr gross und erfordert eine gute und langfristige Planung. Im Interesse der Entwicklung sollte aber dieser Weg häufiger eingeschlagen werden.

Bei der Auftragserteilung für ganze Abschnitte besteht bei den Unternehmern die Tendenz, möglichst einfache, rationelle und universell anwendbare Tragsysteme und Bauverfahren zu wählen, d.h. im wesentlichen vorfabrizierte einfache Balken. Es ist deshalb auch verständlich, dass in Ländern mit diesem Auftragsverfahren mehr Wert auf die Entwicklung leistungsfähiger Geräte als qualitativ hochwertiger Tragwerke gelegt wird.

Wenn auch Wettbewerbe vor allem zur Förderung der Entwicklung durchgeführt werden, steht der teilnehmende Ingenieur doch immer in einer gewissen Konfliktsituation zwischen Tradition und Innovation, denn Unternehmer und Jury wirken in bezug auf neue Ideen als Filter: Der Unternehmer, weil er aufgrund seiner Erfahrung und Geräte traditionelle Lösungen zu einem günstigeren Preis offerieren kann und bei neuen Ideen u.U. einen erheblichen Risikozuschlag macht; die Bauherrschaft oder Jury, weil sie oft festgefaßte Ansichten über Ästhetik und Qualität hat, oder weil ihr ganz einfach die Verantwortungsbereitschaft fehlt.

Aus diesen Gründen gelangen neue Ideen oft erst mit grosser Verzögerung zum Durchbruch und bei grossen Bauwerken lässt sich immer wieder feststellen, dass Extrapolationen Innovationen vorgezogen werden. So wurden z.B. traditionelle Freivorbaubrücken bis zu 300 m Spannweite vorgeschlagen, obwohl im Spannweitenbereich über 200 m, wie die Entwicklung zeigt, Schrägseilbrücken in Spannbeton wirtschaftlicher sind.

Besonders bedauerlich ist es, dass sich traditionelle Ansichten über Aesthetik oft ausserordentlich hemmend auf die Entwicklung neuer Strukturen auswirken. Dies führt dazu, dass Konzeptionen, die sich bei mittleren Brücken wohl gut eignen, auch auf ganz aussergewöhnliche Bauwerke übertragen werden, obwohl hier andere Systeme vorteilhafter wären. Bei einer sehr hohen Brücke wäre zum Beispiel ein seilverspanntes Band auf massiven, biegesteifen Pylonen einer traditionellen Balkenbrücke mit schlanken, windempfindlichen Pfeilern und einem Parallelträger bestimmt überlegen.

Das seilverspannte Band, das zwar nicht den heutigen Vorstellungen über Aesthetik im Brückenbau entspricht, weist nämlich folgende grundlegende Vorteile auf:

- Die Biegebeanspruchung infolge Eigengewicht ist sehr klein.
- Die Biegebeanspruchung infolge Verkehrslast wird nicht in den schwierig herzustellenden horizontalen Tragwerkselementen aufgenommen, sondern auf die sehr einfach ausführbaren und durch Eigengewicht "vorgespannten" Pfeiler übertragen.
- Die massiven Pfeiler sind in bezug auf Windlasten unempfindlich.
- Das aus einer massiven Platte bestehende Band lässt sich im Freivorbau sehr einfach und schnell herstellen.
- Das Tragsystem weist auch im Bauzustand eine hohe Stabilität auf.

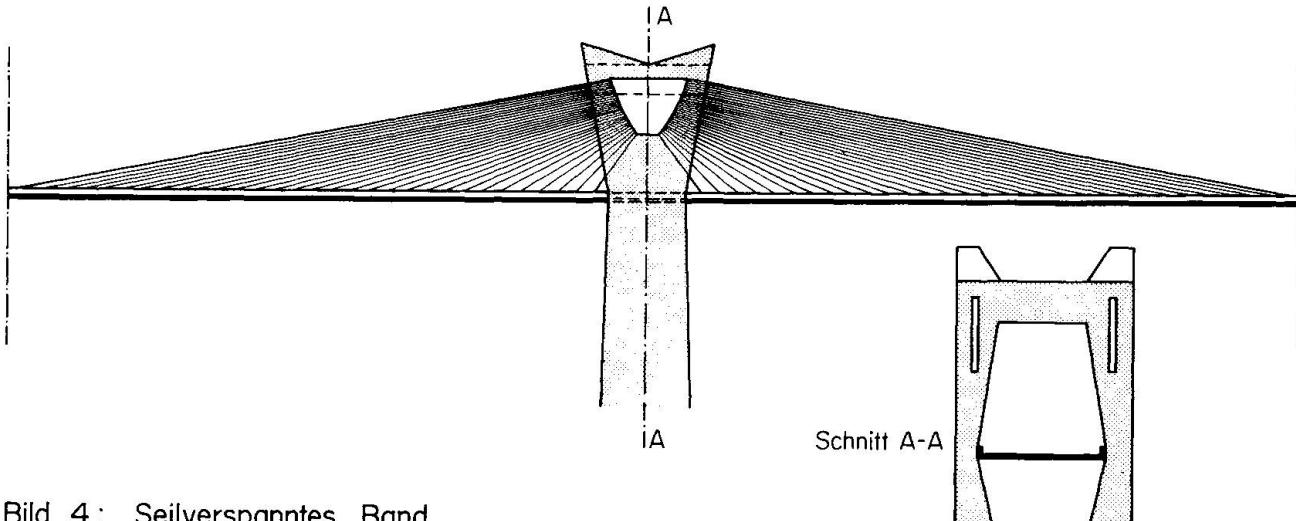


Bild 4: Seilverspanntes Band

### 3. RICHTUNGWEISENDE STAHLBETONBRÜECKEN

Eine Uebersicht über die Entwicklung des Stahlbetonbrückenbaus in den letzten 50 Jahren wäre unvollständig ohne die Erwähnung einiger bemerkenswerter und richtungweisender Bauwerke.

Zu Beginn der dreissiger Jahre hatte der Bau von Bogenbrücken bereits einen beachtlichen Standard erreicht. Das Tragsystem bestand üblicherweise aus einem kräftigen Gewölbe und einem leichten stark aufgelösten Aufbau, der relativ kleine Spannweiten aufwies. Das wohl kühnste Beispiel aus dieser Zeit ist die von Freyssinet ent-

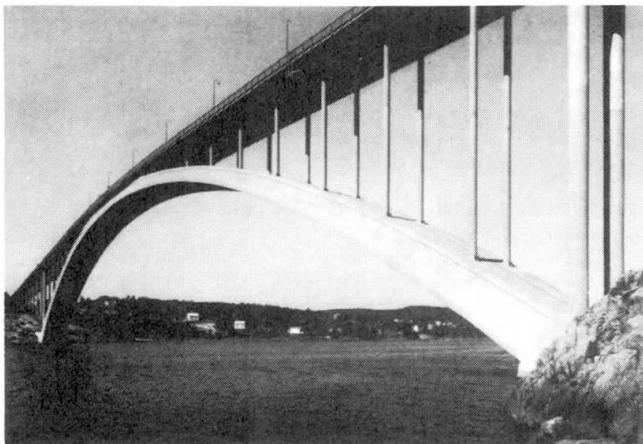


Bild 5: Sandö-Brücke (Schweden)



Bild 6: Schwandbachbrücke (Schweiz)

worfene und in den Jahren 1927 bis 1930 ausgeführte Brücke über den Elorn bei Plougastel, die drei gleiche Bogen mit Spannweiten von 186 m aufweist.

Einen Höhepunkt erreichte der Bogenbrückenbau 1940 mit der Erstellung der 260 m weit gespannten Sandö-Brücke in Schweden. Hier zeigte sich auch, dass die technischen Schwierigkeiten bei derart weitgespannten Brücken nicht in der Berechnung und Bemessung des eigentlichen Tragwerks, sondern in der Bauausführung, d.h. in der Lehrgerüstkonstruktion, lagen.

Mit der Erkenntnis, dass Bogen und Aufbau als Rahmensystem zusammenwirken, setzte sich allmählich die Tendenz durch, das Gewölbe leichter auszubilden und die Biegung infolge Verkehrslast gleichzeitig durch Bogen und Fahrbahnträger aufzunehmen. Bei der Sitterbrücke in St. Gallen kommt diese integrale Tragwirkung in der konstruktiven Gestaltung der Brücke voll zum Ausdruck.

Maillart hat als besonders begabter Konstrukteur dieses integrale Tragverhalten schon viel früher erkannt und bei den von ihm entworfenen Brücken ausgenutzt. Mit seinen außerordentlich leichten Dreigelenk- und Stabbogensystemen gelang es ihm, die Lehrgerüstkosten auf ein Minimum zu reduzieren.

Nach dem Krieg verloren die Bogenbrücken an Bedeutung. Die Vorspanntechnik ermöglichte auf einfache Weise den Bau von Balkenbrücken, bei denen die Gerüst- und Schalungskosten stark gesenkt werden konnten. Trotz Vereinfachung des Tragsystems und der damit verbundenen Verminderung der Schalungskosten waren Bogenbrücken nur noch bei ganz speziellen topographischen Verhältnissen wirtschaftlich. In jüngster Zeit wurde versucht, die Konkurrenzfähigkeit der Bogenbrücken durch Freivorbau zu verbessern. Einige schöne und interessante Beispiele für diese Herstellungstechnik finden sich in Österreich, Deutschland und in der Schweiz.

Im Gegensatz zu dieser Technik dürfte die Herstellung des Bogens aus vorfabrizierten Elementen, wie sie bei der Gladesville-Brücke in Australien erfolgte, kaum wirtschaftliche Vorteile bieten, da sie auch ein Gerüst erfordert, das zudem ungünstig belastet wird und für das gesamte Bogengewicht bemessen werden muss.

Im Vergleich zu den Bogenbrücken war die Bedeutung der Balkenbrücken in den dreissiger Jahren relativ klein. Spannweiten über 40 m waren sehr selten. Das weitaus interessanteste Bauwerk aus dieser Zeit ist die Brücke über den Rio do Peixe in Brasilien, die eine Spannweite von 68,5 m aufweist und im Freivorbau erstellt wurde. Leider fehlen nähere Angaben über das Verhalten dieser Brücke. Wahrscheinlich liessen sich die Verformungen kaum befriedigend beherrschen, jedenfalls fand dieses Beispiel, das einer grossen Entwicklung weit voraus war, keine Nachahmung mehr.

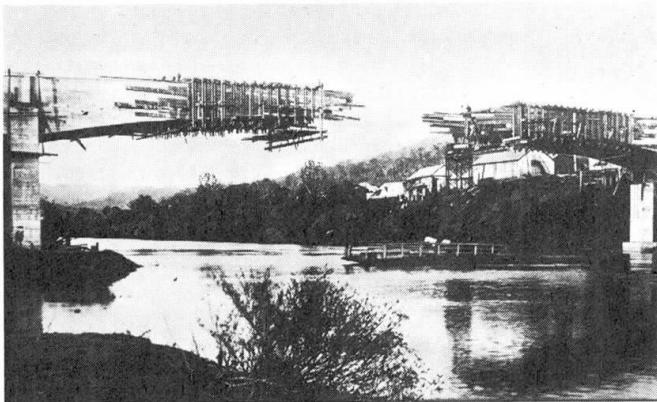


Bild 7: Brücke über den Rio Peixe  
(Brasilien)



Bild 8: Rheinbrücke Worms  
(Bundesrepublik Deutschland)

Spannweiten von gleicher Größenordnung wie die Brücke über den Rio do Peixe wiesen die Waterloo-Brücke in London (65 m) und die Seinebrücke bei Villeneuve, St. George (78 m) auf. Bei diesen beiden in den Jahren 1939 bis 1941 erstellten Brücken beträgt die Trägerhöhe über den Zwischenpfeilern 1/10 der Spannweite; wegen der extrem starken Betonung der Vouten sehen diese Dreifeldträger wie auskragende Bogen mit obenliegendem Zugband aus, ein System, das Finsterwalder bereits 1930 für den Bau der Dreirosenbrücke in Basel vorgeschlagen hatte.

Es könnten vor allem diese Brücken gewesen sein, die Finsterwalder zum Freivorbau in Spannbeton inspirierten. Entscheidend war denn auch die Idee, das "Zugband" bzw. die Zugzone des Voutenträgers vorzuspannen, denn damit liessen sich nicht nur die Verformungen reduzieren, sondern auch die im Stahlbeton unvermeidliche Rissbildung vermeiden. Finsterwalder konnte seine grossartige Idee aber erst 1950 mit dem Bau der Lahnbrücke Balduinstein realisieren. Doch bereits ein Jahr später gelang ihm der grosse Wurf mit dem Bau der Rheinbrücke in Worms, der ersten Spannbetonbrücke über den Rhein und gleichzeitig auch der ersten Balkenbrücke, die Spannweiten über 100 m aufwies. Das schönste Beispiel für diese neue Technik im Brückenbau dürfte auch heute noch die Rheinbrücke in Bendorf mit einer Mittelöffnung von 208 m sein.

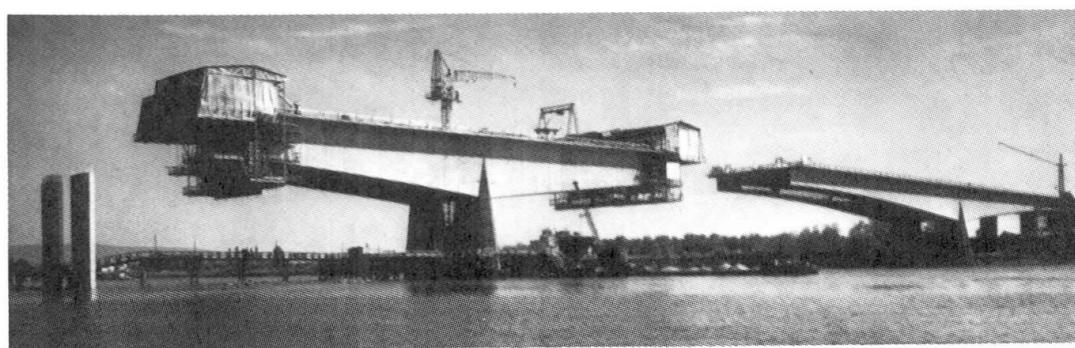


Bild 9: Rheinbrücke Bendorf (Bundesrepublik Deutschland)

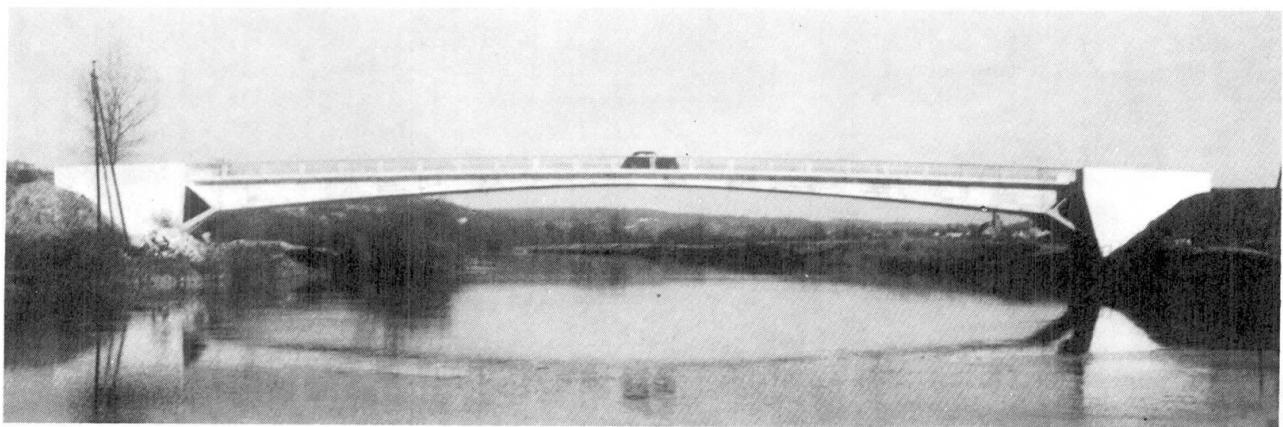


Bild 10: Marnebrücke Ussy (Frankreich)

Lange bevor der Freivorbau den Grossbrückenbau eroberte waren aber schon mehrere kleinere Spannbetonbrücken ausgeführt worden. Dischinger schlug vorerst die Vorspannung ohne Verbund vor, um durch Nachspannen der Spannglieder Kriechverluste zu kompensieren. Dieses 1936 bei der Stadtbrücke in Aue verwendete Verfahren bewährte sich allerdings nicht. Die Vorspannung in den Stahlseilen war mit  $200 \text{ N/mm}^2$  zu gering und erforderte einen dauernden Unterhalt.

Im Gegensatz zu Dischinger schlug Freyssinet von Anfang an jene Verfahren vor, die sich schliesslich als zweckmässig erwiesen und im Spannbetonbrückenbau durchsetzten: Träger mit hoher Vorspannung der Stahleinlagen und sofortigem oder nachträglichem Verbund. Zunächst wurden nach seinen Vorschlägen in Frankreich und Deutschland einige kleinere Brücken gebaut, die aus im Spannbett hergestellten, vorfabrizierten Trägern bestanden. Richtungweisend für die Entwicklung war jedoch sein Projekt für die Marnebrücke bei Luzancy. Sein Entwurf aus dem Jahr 1941 wurde allerdings erst nach dem Krieg ausgeführt. Das Verfahren diente als Vorbild für die Erstellung von fünf weiteren Brücken über die Marne, die als die berühmte Serie von Esbly in die Baugeschichte eingingen. Wenige Jahre später wurde in Belgien nach dem Spannverfahren von Magnel der erste vorgespannte Durchlaufträger über zwei Öffnungen hergestellt.

Nach diesen hervorragenden Leistungen war der Weg für die Anwendung der Vorspanntechnik im Brückenbau frei. Es wurden verschiedene neue Spannsysteme entwickelt, die neben dem Freivorbau auch noch andere interessante Bauverfahren ermöglichten. Vor allem die abschnittsweise Herstellung eines Durchlaufträgers mit Wiederverwendung von Gerüst und Schalung gewann immer mehr an Bedeutung. Interessante Beispiele hiefür sind die 1952 ausgeführte Donautalbrücke Untermarchtal und in der Schweiz die Weinlandbrücke in Andelfingen, die 1956 dem Verkehr übergeben werden konnte.

Von den arbeitssparenden Methoden, die in den sechziger Jahren wegen der rasch wachsenden Lohnkosten eine entscheidende Bedeutung erlangten, können im folgenden nur noch einige wenige richtungweisende Beispiele erwähnt werden.

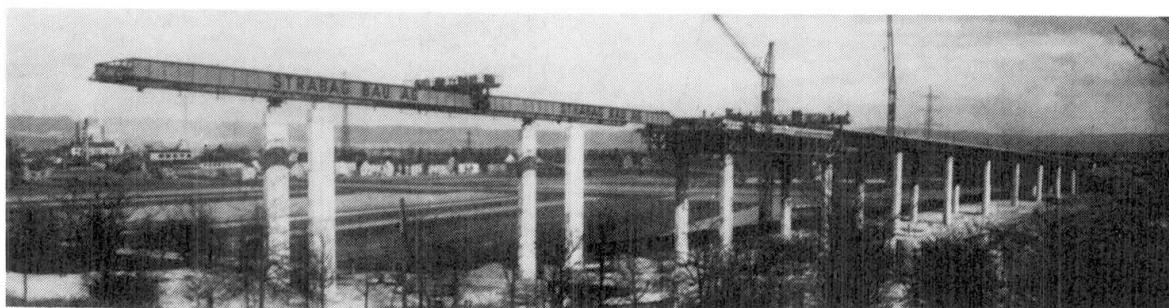


Bild 11: Brücke am Kettiger Hang (Bundesrepublik Deutschland)

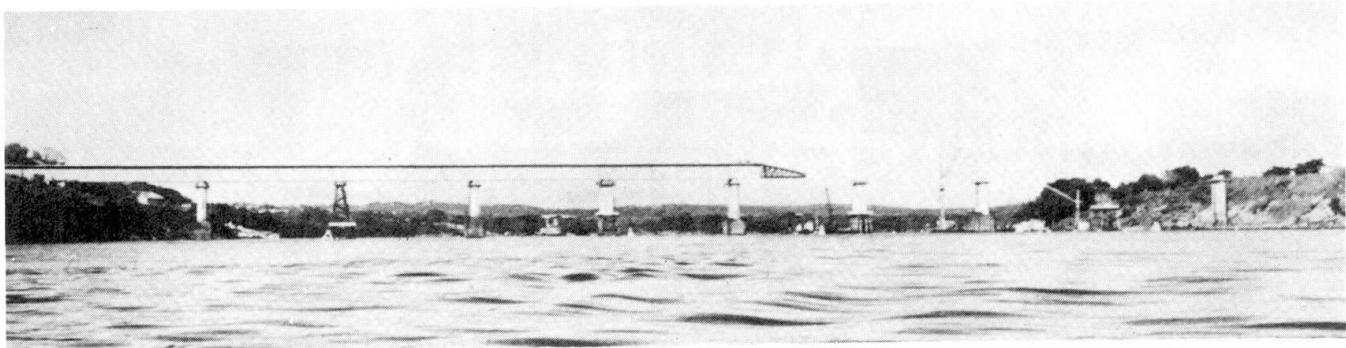


Bild 12: Brücke über den Rio Caroni (Venezuela)

Bei langen Brückenzügen mit gleichmässigen Feldweiten von 40 bis 50 m setzte sich die feldweise Herstellung mit mechanisierten Gerüsten durch. Zum ersten Mal wurde dieses Verfahren bereits 1955 im Zuge der Autobahn Bonn - Koblenz beim Bau der Brücke am Kettiger Hang erprobt. Die Investition für das teure Gerüst war bei der relativ kurzen Brückenzänge allerdings unverhältnismässig hoch. Der Einsatz der über 600 Tonnen schweren Stahlrüstungen lohnte sich erst bei Brückenzängen von über 800 m. Bahnbrechend für die feldweise Herstellung mit Vorbaurüstung war die im Jahre 1964 fertiggestellte Krahnenbergbrücke.

Vom Stahlbau inspiriert ist das von Leonhardt entwickelte Takschiebeverfahren. Erstmals angewendet für den Bau einer 500 m langen Brücke über den Rio Caroni in Venezuela, erlangte diese elegante und wirtschaftliche Methode, die nur geringe Investitionen erfordert, bei geraden und gleichmässig gekrümmten Brücken bald eine grosse Verbreitung.

Ein Herstellungsverfahren mit denkbar geringem Aufwand war immer die Vorfabrikation. Das Versetzen einzelner Träger und deren Verbindung zu einem Brückenquerschnitt ist wohl die einfachste Baumethode, die schon sehr früh angewendet wurde. Technische Probleme ergaben sich erst beim "Vorkopfeinbau" schwerer Elemente mit Spannweiten von 30 bis 50 m. Besonders beliebt und hochentwickelt ist diese Technik vor allem in Italien, aber auch in der Schweiz konnten mit diesem Verfahren einige ausserordentlich wirtschaftliche Brücken gebaut werden.

Neue Wege in der Vorfabrikationstechnik beschritten 1964 die Franzosen beim Bau der 3 km langen Brücke zur Insel Oléron und die Holländer mit der 5 km langen Oosterscheldebrücke. Bei beiden Brücken wurden Querschnittselemente im Freivorbau aneinandergefügt; beim Pont d'Oléron relativ leichte Teile, deren Stossfugen geklebt wurden, bei der Oosterscheldebrücke bis zu 275 Tonnen schwere Elemente mit Fugen aus Ortsbeton. Beide Brücken wiesen einen aussergewöhnlich raschen Baufortschritt auf: der Pont d'Oléron bis zu 30 m pro Tag, und bei der Oosterscheldebrücke konnten in drei Wochen zwei Felder von 95 m Länge hergestellt werden. Noch nie zuvor wurden so grosse Spannweiten in so kurzer Zeit ausgeführt. Nach dem gleichen Konzept wie der Pont d'Oléron wurde in der Schweiz der 2,4 km lange Viadukt von Chillon gebaut.

Ein einfaches Verfahren zur Senkung der Gerüstkosten bei hohen Autobahnbrücken ist die phasenweise Ausführung eines Einzelquerschnittes für beide Fahrrichtungen. Dabei wird der Querschnittskasten, eventuell sogar nur der Querschnittstrog, auf dem eigentlichen Gerüst vorgezogen, und die weitausladenden Konsolen werden später in kurzen Etappen auf einem unabhängigen Nachlaufgerüst hergestellt. Dieses Tragwerkskonzept bietet nicht nur wirtschaftliche, sondern auch ästhetische Vorteile, da die grosse Brückenbreite dank der schmalen Einzelpfeiler nicht mehr erkennbar ist. Dieses in der Schweiz bereits bei mehreren grossen Autobahnbrücken angewendete Verfahren wurde auch bei der Kochertalbrücke in Deutschland, der höchsten Brücke Europas, übernommen.



Bild 13: Brücke über die Oosterschelde  
(Holland)

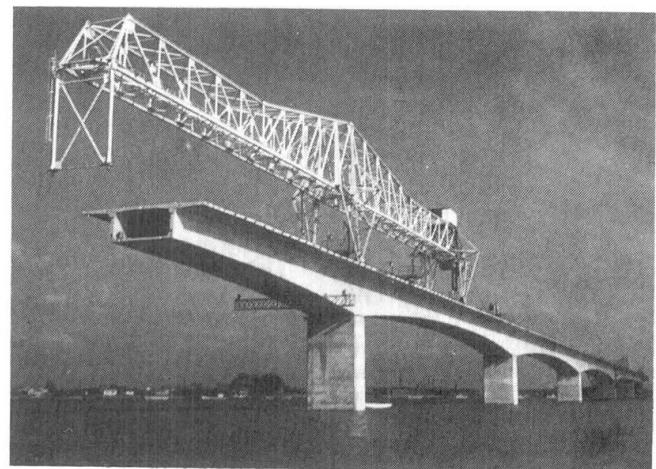


Bild 14: Brücke zur Insel Oléron  
(Frankreich)

Die Entwicklung im Spannbetonbrückenbau ist noch längst nicht abgeschlossen. Mit Schrägseilbrücken dringt der Massivbau nun auch in den Spannweitenbereich von 200 bis 500 m vor. Bei den konzeptionellen Grundlagen: Anzahl der Seilebenen, Verankerungsabstände an Träger und Pylon und Verhältnis zwischen Pylonhöhe und Trägerspannweite zeichnet sich bis jetzt noch keine einheitliche Tendenz ab, und die materialtechnischen und konstruktiven Probleme wie Korrosionsschutz, Verankerungen und Dämpfung der Seilschwingungen sind ebenfalls noch nicht restlos abgeklärt.

Das erste markante Beispiel für diese Bauart ist die 1959 von Morandi entworfene 8 km lange Maracaibo-Brücke, die fünf abgespannte Hauptöffnungen von 235 m Spannweite aufweist. Inzwischen sind bereits mehrere grosse Schrägseilbrücken in Spannbeton ausgeführt worden. Besonders schöne Beispiele sind u.a. die 267 m weit gespannte Walbrücke Tiel in Holland und die elegante Donaukanalbrücke in Wien. Den Spannweitenrekord hält zur Zeit der ausserordentlich kühne Pont de Brotonne über die Seine in Frankreich mit 320 m. Das Tragsystem dieser Brücke ist allerdings relativ weich, da die Biege- und Torsionssteifigkeit der Hauptträgerelemente bei der Aufnahme exzentrisch wirkender Lasten eine wichtige Rolle spielen. Die nur 20 m weniger weit gespannte Columbia River Brücke in den USA weist mit zwei Seilebenen und konzentrierten Seilverankerungen am fixierten Pylonkopf ein wesentlich klareres und direkteres Tragverhalten auf.

Abschliessend kann gesagt werden, dass der Spannbeton-Brückenbau ein hohes Niveau erreicht hat, und dass mit Verbesserungen an traditionellen Konzepten kaum noch wesentliche wirtschaftliche Vorteile erzielt werden können; dagegen ist zu erwarten, dass vor allem Fortschritte in der Materialtechnologie schon bald neue Impulse auslösen werden.

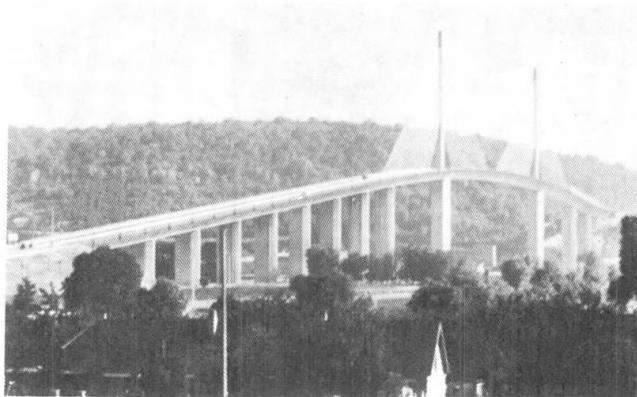


Bild 15: Pont de Brotonne (Frankreich)

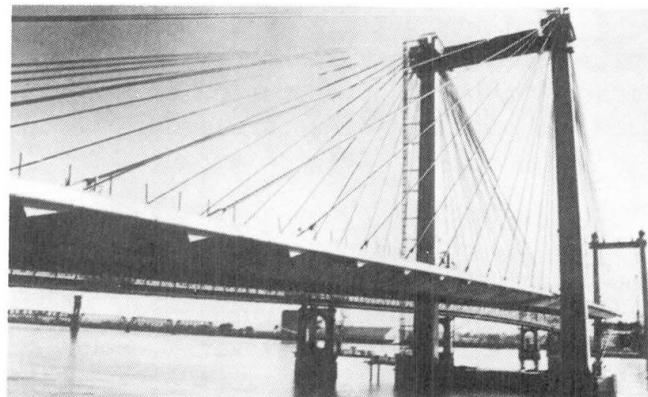


Bild 16: Columbia River Brücke (USA)