

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

Band: 032 (1979)

Artikel: Ponts en acier des cinquante dernières années

Autor: Massonnet, Ch.

DOI: <https://doi.org/10.5169/seals-25600>

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. 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. [Siehe Rechtliche Hinweise.](#)

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. [Voir Informations légales.](#)

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. [See Legal notice.](#)

Download PDF: 02.04.2025

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



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 épinglant 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 supprime 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	Rhin	Elbe	Vallée	Rhin	Save	Rhin
endroit	Cologne	Dresde	Mangfall	-	Belgrade	Cologne
Nom du pont	Cologne-Mühlhein	id.	Darching	Frankenthal	id.	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^2 (acier T1 d'U.S. Steel) à 800 N/mm^2 (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 grenillées 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 (Kollektiven 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 aisé 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 JUNGINGEN [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 détient 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-Homburg (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 neufs, 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'oeuvre 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^2 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 $l_f = l$!

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 10×7.7 avec deux porte-à-faux et chaussée de 22 mètres, dont certaines piles ont 150 mètres (1961 - 1963).

Le pont de Winnigen sur la Moselle, dû au bureau LEONHARDT [60] a des piles impressionnantes. Le pont de l'Ile 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 (cisaillement, 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 ($108 + 260 + 108 \text{ m}$) [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'engrener 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/mm²), 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 constituants (c'est-à-dire 200.000 N/mm²) 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 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/mm² 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'ancrage 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 été 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 réalistiquement 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'aciers 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] MASSONNET, Ch.: 10e Congrès AIPC, Tokyo 1976, Rapport Final, pp.459-486.
 - [9]¹ 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).
 - [9]²
 - [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 der Verbundkonstruktionen, W.ERNST u.Sohn, Berlin, 1959.
 - [13] FRIIZ, 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 Verkehrsbauten, 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'île 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.