

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

Band: 8 (1968)

Artikel: Tendances nouvelles dans le calcul et la construction des ponts de
grande portée et des viaducs (ponts biais, ponts-dalles, sections en
caisson)

Autor: Leonhardt, F.

DOI: <https://doi.org/10.5169/seals-8715>

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: 13.01.2026

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

IV

Développements nouveaux des constructions en béton

IV a

Tendances nouvelles dans le calcul et la construction des ponts de grande portée et des viaducs (ponts biais, ponts-dalles, sections en caisson)

F. LEONHARDT

Prof. Dr., Technische Hochschule Stuttgart

1. Introduction

L'objet de ce rapport est de donner un aperçu de l'état actuel de l'art en ce qui concerne l'établissement des projets, le calcul et la construction des ponts en béton armé et précontraint, ainsi que de faire ressortir les domaines où des problèmes s'offrent à un traitement international et ceux requérant de nouvelles recherches. Du fait du développement rapide et des efforts importants qui se manifestent en cette matière dans de nombreux pays, il ne sera pas possible au rapporteur d'appréhender la totalité des innovations essentielles; le rapporteur demande qu'on ne lui en tienne pas rigueur et qu'on apporte les compléments nécessaires en présentant des contributions à la discussion.

C'est en se plaçant à un point de vue *relatif* qu'il convient d'entendre la notion de «longue portée» dont il est fait mention dans le thème, et l'on considérera ainsi déjà comme longue, dans le cas d'un pont-dalle biais, une portée de 20 m mesurée perpendiculairement aux appuis, ainsi que, dans le cas d'une poutre préfabriquée, une portée de 40 m. On insiste plus particulièrement sur les ponts biais, car ils sont de plus en plus nombreux dans les régions à forte densité de population et présentent des difficultés quant à leur calcul et à leur exécution.

En raison des importants avantages afférents au béton précontraint, ces ponts en béton à grande portée ne sont plus réalisés aujourd'hui en béton armé mais en béton précontraint, car ce type de construction offre de grands avantages tant du point de vue économique que constructif et permet d'allonger très sensiblement les portées. A cet égard, il y a lieu principalement de

faire ressortir le bon comportement du béton précontraint aux sollicitations dynamiques (cf. chap. 14 de [1]) ainsi que l'absence de fissurations nuisibles. Avec un béton de bonne qualité bien préparé, ces deux propriétés sont garanties d'une bonne résistance au vieillissement. Le présent rapport se limite donc aux ponts en béton précontraint.

2. Le degré de précontrainte approprié en fonction des charges de circulation visées au cahier des charges

Dans les premiers temps de l'emploi du béton précontraint, on réalisait toujours une précontrainte totale des ponts, autrement dit on ne tolérait aucune contrainte de traction due au moment fléchissant dans les fibres extrêmes, conformément à la théorie de E. Freyssinet. Dans le cas de charges de circulation élevées, et spécialement avec les sections en T, cette «précontrainte totale» entraînait, dans les membrures tendues, de très fortes compressions initiales qui s'exerçaient en permanence et provoquaient de ce fait d'importantes déformations de fluage. Dans de nombreux pays, on a exigé la précontrainte totale sans tenir compte de la valeur des charges de circulation prescrites ni des coefficients de sécurité. Mais ces prescriptions sont très variables; dans nombre de pays on se réfère à des transports spéciaux extrêmement lourds ou à des véhicules militaires d'un poids de 60 à 100 t sur des surfaces relativement faibles, alors que la circulation normale, en y comprenant les camions poids lourd, ne fait intervenir que le tiers ou le quart de ces charges. Or il se trouve que précisément les poutres en béton précontraint supportent très bien les surcharges exceptionnelles; même en cas de fissuration du béton de la membrure tendue, ces fissures, sous l'effet de la force de précontrainte, se referment complètement après la disparition de la brève surcharge. C'est de façon constante que les essais ont fait ressortir cette aptitude très nette des poutres en béton précontraint à récupérer après de brèves surcharges exceptionnelles. Il est donc sans intérêt, pour éviter des contraintes de traction dans le béton en présence de charges extrêmes rares, d'appliquer une très forte précontrainte aux poutres soumises à la charge permanente dans la membrure tendue, et en outre doit-on tenir compte des déformations de fluage précédemment mentionnées qui modifient le gradient.

C'est à l'influence de U. FINSTERWALDER que l'on doit, en Allemagne, l'introduction précoce et l'application à la construction des ponts de la «précontrainte limitée» qui permet à pleine charge certaines contraintes de traction. Dans les «Recommandations» du Comité mixte FIP-CEB exprimées au Congrès de la FIP qui s'est tenu à Paris en 1966, on trouve aussi présentées trois classes distinctes avec différents degrés de précontrainte, et un certain allongement de traction est admis dans la classe II pour les ponts. Avec la limitation des contraintes de traction ou des allongements, des tractions ne

se manifestent toutefois, dans le cas des sections rectangulaires ou en I, qu'à un pourcentage beaucoup plus élevé de la charge totale de circulation que, par exemple, dans le cas des sections en T. Ce qui n'est pas judicieux.

Le rapporteur considère plus indiqué de faire dépendre le degré de précontrainte de la valeur de la charge de service dont la fréquence d'occurrence est de l'ordre du million. Pour les ponts, il conviendrait de fixer la précontrainte de telle sorte qu'à cette valeur de la charge utile aucune contrainte de traction ne sollicite la fibre extrême, alors qu'aucune limitation ne doit être apportée à la valeur de la traction ou de l'allongement aux charges spéciales d'occurrence rare parfois visées dans les cahiers des charges. Ceci présuppose que l'armature non tendue est choisie de telle sorte que, même dans ces cas de charges extrêmes, il ne se produise que des fissures capillaires invisibles finement divisées.

Ceci est facile à réaliser, car, dans les poutres en béton précontraint, du fait de la position basse qu'occupe la ligne neutre sous l'effet de la force de précontrainte, l'allongement des fibres extrêmes sous charges de service est bien plus faible que dans le béton armé conventionnel. On suppose en outre que les éléments de précontrainte et l'armature non tendue prévue dans la direction longitudinale sont dimensionnés de façon à assurer la sécurité exigée à la rupture correspondant à la pleine charge de circulation. Le dimensionnement pour la sécurité à la rupture peut aussi se trouver influencé par le fait que la valeur imposée de la tension admissible de l'acier de précontrainte est un peu plus basse dans le cas d'une précontrainte limitée qu'avec la précontrainte totale.

L'expérience a montré aussi que les moments de la charge de circulation dont la fréquence d'occurrence est de l'ordre du million atteignent un pourcentage des moments maxima calculés qui est plus élevé dans le cas des faibles portées que dans celui des grandes portées. Si le cahier des charges fait état de véhicules de 60 à 100 t, le degré de précontrainte adéquat devrait être à peu près tel que, pour un pont d'environ 30 m de portée, 50 à 60% du moment maximum de la charge de circulation représentent une charge supportée sans qu'encore se manifeste une contrainte normale de traction, alors qu'avec une portée de 100 m on pourrait peut-être fixer ce pourcentage à 40%. Sur un pont de 186 m de portée sur le Rhin avec forte circulation (tramway et proportion élevée de camions), on a mesuré que les pointes des moments de la charge de circulation normale effective représentaient 14 à 16% du M_p maximum calculé conformément à la norme DIN 1072.

Ce n'est pas exclusivement en vue de rendre économiques les ponts en béton précontraint que le choix du degré de précontrainte adéquat revêt une grande importance, il en a également une eu égard au comportement sous la charge permanente. Il est évident que les fortes déformations de fluage se manifestant après l'érection du pont sont indésirables, car elles modifient le gradient et, notamment dans le cas de faibles portées, détériorent de ce fait les

caractéristiques de viabilité. En appliquant la précontrainte limitée, on fait donc des économies tout en assurant un meilleur comportement sous les charges permanentes et sans qu'en souffre la sécurité.

Les charges de calcul, coefficients d'oscillation et coefficients de sécurité présentent encore de grandes différences selon les pays (Fig. 1 à 3). Ainsi l'Indian Road Congress demande-t-il des convois de camions de 75 t et des coefficients d'oscillation très élevés, alors que les AASHO des USA n'appliquent que 32 t comme charge max. des véhicules. Subissant certaines influences, les règlements français et allemands ont aussi fait état après la guerre de valeurs très élevées. Pour une portée de 40 m, le règlement français donne des moments de dimensionnement trois fois plus grands que ceux des AASHO. Des différences si considérables ne sont certainement pas justifiées dans la pratique. C'est surtout dans les pays en cours de développement, dont la mise en valeur impose de lourds sacrifices financiers, que l'on devrait éviter de taxer la construction des ponts de charges exagérément élevées.

Le CEB et la FIP élaborent des recommandations en vue d'unifier sur le plan international les bases du dimensionnement, et ces recommandations concernent aussi le degré de précontrainte. Il est évident que, dans la construction des ponts, la condition préalable à l'application de telles recommandations est d'uniformiser les surcharges réglementaires.

Il serait souhaitable qu'au Congrès une commission fût formée et chargée d'étudier ces questions.

3. Bases du calcul

Dans nombre de pays on tente d'utiliser exclusivement le calcul à la rupture (calcul d'états-limites, ultimate load design) pour calculer les ouvrages. Mais l'expérience enseigne que, dans les ponts en béton précontraint, c'est à l'état correspondant à la charge de service qu'il faut faire entrer en ligne de compte et, partant, calculer les contraintes et que pour les déformations c'est à l'état poids propre + précontrainte. On sera encore pendant longtemps réduit au calcul de l'état I pour matériaux homogènes d'après la théorie de l'élasticité en ce qui concerne aussi le cisaillement, la torsion, l'introduction des efforts, la redistribution due au fluage des moments et la limitation des fissures, et il faut ajouter que ces principes de calcul classiques donnent, précisément pour le béton précontraint, des résultats proches de la réalité. Jusqu'à présent, seul a été résolu de manière satisfaisante le problème de la vérification de la résistance à la flexion avec prise en compte des courbes caractéristiques réelles des matériaux. Les procédés de calcul à la limite qui s'y rapportent et qui permettent de faire intervenir la redistribution des moments dans les systèmes hyperstatiques sont parfois avantageux pour l'étude de la sécurité. Pour le cisaillement et la torsion il n'y a encore aucune méthode de recherche de la charge de rupture sur laquelle l'accord se soit fait, bien qu'on doive effectuer le dimensionnement pour les

efforts intérieurs à la charge de rupture requise. La pratique est donc fondée à appliquer de préférence la théorie de l'élasticité dans ce domaine, et les chercheurs auront encore beaucoup à faire avant que le calcul à la limite puisse, à tout le moins, être étendu à la totalité du dimensionnement.

4. Ponts biais

4.1. Ponts-dalles biais

Dans les ponts-dalles biais, il y a de nombreux paramètres qui influent sur les efforts principaux et, partant, le dimensionnement. Il s'agit essentiellement de se limiter aux paramètres les plus importants. Les moments principaux dépendent, en grandeur et direction, de l'angle d'obliquité φ , du rapport de la portée l mesurée perpendiculairement à la largeur b , du système d'appui ainsi que de la nature et des points d'application des charges. L'étude théorique par la théorie des plaques se fait de plus en plus à l'aide de calculatrices électroniques, ainsi qu'elle a été pratiquée de façon exemplaire en 1964 à l'Université de Bratislava par J. BALÁŠ et A. HANUŠKA [2, 3, 4]. Les travaux antérieurs du danois N. NIELSEN (1944, Copenhague) méritent également d'être mentionnés [5]. Dans le domaine de la littérature de langue anglaise, il convient de citer les travaux de K. E. ROBINSON [6].

Baláš et Hanuška ont examiné, entre autres, l'influence du coefficient de Poisson μ , et ils ont trouvé que, le coefficient de Poisson augmentant ($\mu = 0$ à 0,33), les moments maximaux et les flèches s'accroissent, particulièrement aux bords libres. Par conséquent, les résultats des recherches de statique sur modèles d'un matériau à une valeur de μ plus élevée (p.e. $\mu = 0,33$) que celle du béton se trouvent du côté de la sécurité.

Du fait des difficultés présentées par l'approche théorique, on a de bonne heure eu recours aux études de statique sur modèles pour résoudre ces problèmes. Vu l'influence importante qu'exerce la position des véhicules très lourds sur la courbe enveloppe des moments maximaux servant de base à la détermination des sections, on part presque toujours des surfaces d'influence pour calculer les dalles biaisées. W. ANDRÄ et F. LEONHARDT ont à cet effet mis au point un procédé qui permet de déterminer directement les lignes d'influence des moments et des pressions aux appuis en tenant compte de l'allongement transversal [7 et 8]. Le développement de cette méthode en vue d'utiliser une calculatrice électronique ne présente aucune difficulté. On peut ainsi aujourd'hui, en quelques jours, tracer les surfaces d'influence requises se rapportant à un pont biais et les exploiter en fonction des charges prévues. Pour chaque point considéré, on a besoin de trois surfaces d'influence de moments pour être en mesure de déterminer les moments principaux m_1 et m_2 à partir de m_x , m_y et m_{xy} .

De précieuses tables auxiliaires ont été établies et publiées à partir d'études statiques sur modèles. Il convient à cet égard de citer le livre de H. HOMBERG et W. R. MARX: «Schiefe Stäbe und Platten» [9] (Dalles telles que $b = l$ et $\varphi = 20^\circ$ à 90°) ainsi que, tout spécialement, les tables de H. RÜSCH et A. HERGENRÖDER: «Einflussfelder der Momente schiefwinkliger Platten» [10] qui traitent des dalles biaisées avec différents $b : l$ et différentes valeurs de l'angle d'obliquité jusqu'à $\varphi = 30^\circ$ (Fig. 4).

Des travaux jusqu'à présent exécutés, il ressort que pour le dimensionnement on peut se limiter à la considération de trois points déterminants, à savoir le centre m de la dalle, le point r au bord libre et l'angle obtus s (Fig. 5). A la Fig. 6 on a représenté les valeurs et les directions des moments principaux en fonction de l'angle d'obliquité φ avec $b = l$ pour une charge superficielle uniformément répartie sur la totalité de la surface du pont (p.ex. poids propre). Nous y voyons que le moment principal au point m dans la direction longitudinale, c'est-à-dire m_1 , augmente de façon sensible à mesure que l'angle devient plus aigu à partir d'environ $\varphi = 60^\circ$, alors que le moment transversal m_2 diminue et devient même négatif quand l'angle d'obliquité est très aigu. Le moment au point r du bord libre augmente dans la même mesure, mais ne dépasse pas essentiellement m_1 au milieu de la dalle, ce qui a une influence favorable sur la hauteur de construction nécessaire. On doit y tenir compte que le moment positif maximum au bord se déplace, φ devenant plus petit, du milieu en direction du coin obtus jusqu'au point approximativement situé à 0,25 l . Des indications à ce sujet sont données dans [3], [9] et [10].

Ce qu'il y a lieu de prendre surtout en considération, ce sont les moments d'encastrement du bord libre qui apparaissent à l'angle obtus, avec naissance, à peu près dans la direction des appuis, d'un moment négatif élevé qui diminue rapidement selon la nature de l'appui, alors que dans la direction perpendiculaire se manifeste un moment principal positif qui est en quelque sorte dû à la résistance à la torsion de la dalle. L'encastrement du bord libre à l'angle obtus provoque évidemment aussi un important accroissement des réactions d'appui à l'angle obtus, et celles-ci dépendent encore de la nature des appuis.

Prenons l'exemple de la Fig. 7 pour montrer comment se développent les moments principaux dans un pont tel que $\varphi = 30^\circ$ et $b = l$ par comparaison avec un pont ordinaire perpendiculaire aux rives. La portée l est de 20 m, et les charges appliquées sont une charge uniformément répartie $q = 3 \text{ t/m}^2$ et une charge isolée mobile de $P = 30 \text{ t}$.

Les tables mentionnées procèdent d'un appui linéaire permettant les rotations. W. ANDRÄ et F. LEONHARDT, dès 1960, ont constaté dans [8] que la réaction d'appui maximale à l'angle obtus ainsi que, par conséquent, les moments peuvent être favorablement modifiés si, au lieu d'un appui linéaire, on réalise un système d'appui sur des points situés à une grande distance les uns des autres. A la Fig. 8 empruntée à cet ouvrage, on voit que l'ordonnée d'influence maximum de la réaction d'appui A_1 peut être ainsi ramenée de 1,8 à 1,1. C'est

de manière correspondante que régresse aussi le moment négatif à l'angle obtus dont on a du mal à venir à bout par des mesures constructives.

A. MEHMEL [11] et HOMBERG [12] entre autres ont abordé aussi, dans des recherches étendues, l'étude de l'influence de la distance des appuis et de l'élasticité des appuis. Il est compréhensible que, rien que par une élasticité légèrement différente des points d'appui, le diagramme des moments de telles dalles biaises se trouve sensiblement modifié. On peut donc recommander de placer les dalles biaises sur des appuis isolés disposés à des distances de 0,15 à 0,25 l , en veillant, grâce à des culées solidaires suffisamment rigides, à ce que ces appuis ne présentent pas de déformations différentielles. Cette dernière condition doit évidemment être aussi étroitement observée dans les études statiques sur modèles.

Des réactions d'appui négatives peuvent apparaître à l'angle aigu, et il est bon de les éviter étant donné qu'en ce point, en revanche, il est nécessaire de disposer un appui mobile qui rend difficile la réalisation d'un ancrage. En choisissant convenablement la distance des appuis et la précontrainte on peut faire en sorte qu'il n'y ait que des réactions d'appui positives.

Ce n'est, jusqu'à présent, qu'en recourant aux surfaces d'influence qu'on peut calculer les moments et efforts tranchants résultant de la précontrainte, en appliquant les poussées au vide des éléments de précontrainte sur les lignes d'influence dans la direction des éléments de précontrainte et en ajoutant la composante horizontale de l'effort de précontrainte en tant qu'effort longitudinal centré ou excentré. Cette méthode, qui est utilisée depuis longtemps en Europe, est nommée par T. Y. LIN la «Load-Balancing Method» [13].

On n'a pas encore suffisamment élucidé quel est le type de précontrainte le mieux approprié aux dalles biaises. Il est établi qu'on ne peut obtenir l'effet souhaité qu'en mettant en œuvre des éléments de précontrainte courbes dont les poussées au vide s'opposent aux charges. A cet effet, on prendra de préférence des éléments de précontrainte à courbure simple, parabolique par exemple ①, pour mettre en tension la zone moyenne de la dalle, tandis qu'aux limites la dalle devra contenir des éléments de précontrainte ② à courbure variable propres à satisfaire aux moments d'encastrement à l'angle obtus (Fig. 9). Ces moments d'encastrement dus au poids propre se trouvent d'ailleurs amoindris du fait des poussées au vide dues à la précontrainte.

On disposera en général les éléments de précontrainte en éventail à partir de l'angle obtus et, dans la partie médiane, on observera un angle d'environ 70 à 80°. Pour les moments d'encastrement à l'angle obtus, il est nécessaire de placer quelques éléments de précontrainte ③ courts et puissants parallèlement à l'appui. A la Fig. 9, on voit un exemple de cette disposition des câbles de précontrainte.

Il est cependant opportun de chercher à simplifier la précontrainte. Il y a par exemple des dalles biaises dont la précontrainte a souvent été effectuée avec des éléments de même courbure parabolique parallèles aux bords libres,

et dans ce cas on peut faire disparaître l'effet de l'obliquité en ce qui concerne le poids propre si les poussées au vide des éléments de précontrainte sont aussi grandes que le poids propre. On ne peut toutefois considérer cette solution comme optimale car elle ne satisfait pas aux moments de la charge de circulation.

Bien que les cisaillements et les contraintes principales de traction obliques soient très faibles dans les dalles précontraintes massives, on tient cependant pour nécessaire de disposer des étriers, de préférence des étriers fermés, aux limites et aux appuis ainsi que, surtout, dans la zone de l'angle obtus, étant donné qu'il existe des moments de torsion près des bords libres qui provoquent le changement de direction des moments principaux.

La précontrainte ne peut évidemment produire son effet que si le raccourcissement du béton n'est pas empêché par les appuis de la dalle, c'est-à-dire qu'il faut assurer la mobilité horizontale non seulement en prévision des variations de longueur dues à la température et au retrait mais aussi en vue du raccourcissement résultant de la précontrainte et du fluage. Il est bon de situer l'appui fixe à l'un des angles obtus. Les appuis à rouleaux ne conviennent pas comme appuis mobiles, car ils ne peuvent être placés perpendiculairement à la tangente à la surface fléchie. On adoptera donc de préférence des appareils d'appui en caoutchouc, notamment avec une couche de glissement en téflon [14] ou des pendules permettant la rotation dans tous les sens, si les dimensions sont importantes.

La jonction du type cadre entre les parois des appuis et les dalles biaisées conduit à des moments distribués de façon encore plus compliquée et rend difficile l'exécution de la construction. On a en Suisse étudié dans le détail et réalisé ces sortes de ponts [15]. Ils ne présentent un avantage que si l'on est contraint de prévoir un ouvrage de hauteur exceptionnellement faible.

C'est en général en béton massif qu'on réalisera les dalles biaisées, même avec des portées allant jusqu'à environ $l = 25$ m. La pose de tubes en vue de l'allégement se heurte à des difficultés pour le flux des forces et le guidage des câbles de précontrainte qui en dépend. Si l'on a à construire des dalles biaisées de plus grande portée, il est recommandé de ménager des cavités rectangulaires à coffrage perdu, de façon à pouvoir amener les nervures en éventail à l'angle obtus et que les câbles puissent être guidés conformément au flux des forces.

C'est un pont biais de cette sorte que, par exemple, F. LEONHARDT a construit en 1955, avec les caractéristiques $l\varphi = 42,6$ m, $\varphi = 44^\circ$ et une hauteur de 1,50 à 1,15 m seulement (Fig. 10) [16].

Un très grand pont-dalle biais à 2 travées, avec 2 fois 40 m de portée biaisée, $\varphi = 23^\circ$, 99 m de longueur d'appui et sans aucun joint, a été construit en 1966 à Stockholm pour l'aménagement de la circulation de Midsommarkransen [22].

Si l'on a à construire des dalles biaisées sur plusieurs travées, il est alors recommandé de déterminer les moments et les réactions d'appui sur modèle. Comme exemple, indiquons le pont de la Bleichinsel d'Heilbronn dont l'étude comportait un tracé non seulement biais mais encore courbe et une largeur

variable (Fig. 11) [7]. Un passage inférieur biais à trois travées avec un angle de biais de 19° seulement est décrit dans [16] à la page 81.

C. SCHLEICHER [17] a dernièrement établi des programmes de calculatrice pour dalles biaisées à épaisseur variable à plusieurs travées, et ils permettent aussi le traitement numérique pour des conditions simples aux limites.

On peut en tout cas dire qu'à l'aide des études sur modèles ou des tables auxiliaires l'ingénieur est aujourd'hui en mesure de satisfaire à toutes les exigences de la circulation en ce qui concerne les ponts biais, dans lesquels la contribution de la dalle à la résistance rend possible de très faibles hauteurs et, tout à la fois, permet des formes simples et esthétiques. Pour le développement futur, il serait souhaitable d'étudier la sécurité à la rupture de ces dalles précontraintes biaisées en vue de simplifier et, peut-être, aussi de réduire la précontrainte. La théorie des lignes de rupture ne convient pas ici, car la sécurité que requièrent les ponts à l'égard des grandes fissures ne permet pas que se manifestent des écarts trop importants par rapport aux moments conformes à la théorie de l'élasticité.

4.2. Ponts-poutres biais

Dans les ponts biais de grande portée qui ne peuvent plus être exécutés avec des dalles pleines ou creuses, la largeur est généralement inférieure à la portée et, de ce fait, l'influence du biais sur la distribution des moments se trouve réduite. L'expérience montre même qu'il peut être opportun de supprimer l'effet du biais sur le système des poutres maîtresses en disposant, aux appuis, non pas des entretoises rigides mais seulement des cadres transversaux déformables (Fig. 12) qui ne provoquent pas d'encastrement des poutres maîtresses. On obtient ainsi à peu près les mêmes moments dans les poutres maîtresses disposées parallèlement et on peut les dimensionner de façon identique. Ce qui est souhaitable si l'on veut préfabriquer les poutres. Les entretoises répartitrices sont placées parallèlement aux appuis pour solidariser les points de même flèche. Il n'est indiqué de disposer les entretoises répartitrices perpendiculairement aux poutres maîtresses que si l'ensemble du grillage de poutres est étroit par rapport à la portée (Fig. 13).

Si plusieurs travées sont nécessaires pour un passage biais, on peut éviter les difficultés inhérentes aux ponts biais en prévoyant une poutre maîtresse rigide à la torsion, une poutre-caisson par exemple, reposant seulement dans l'axe médian sur des appuis isolés, et en disposant suffisamment en retrait les culées perpendiculaires (Fig. 14). Ce type de pont est encore largement traité dans le chapitre des routes surélevées; c'est en 1954, en Californie, pour des ouvrages à passage supérieur en béton armé qu'on y a eu recours pour la première fois (Garey Ave, Pomona, Cal., non publié).

5. Routes surélevées

Dans le cadre de l'aménagement de la circulation dans les villes et les régions à grande densité de population, il est de plus en plus souvent nécessaire de construire de longs ensembles de ponts, qu'on appelle des routes surélevées, dont les formes architecturales revêtent une grande importance, tout particulièrement à l'intérieur des villes. Des ouvrages laids peuvent affecter considérablement la valeur de rapport des environs, alors qu'une route surélevée esthétique influe peu sur la vie de la ville au-dessous même de l'ouvrage. Un exemple positif en est donné par l'ouvrage de la place Jan Wellem à Düsseldorf (Fig. 15). Quant aux exemples négatifs, le monde en offre malheureusement un grand nombre.

Si l'on considère d'un point de vue critique les différentes solutions qui se présentent à propos des routes surélevées et qu'on analyse l'effet qu'elles exercent sur l'environnement, on en vient à conclure qu'il faut s'efforcer de réaliser les caractéristiques suivantes :

1. Structures élancées à une surface inférieure rassurée,
2. Appuis élancés et aussi peu nombreux que possible excluant tout entretoisement trop lourd,
3. Parapets transparents.

Les sections représentées à la Fig. 16 et appartenant à des routes surélevées existantes montrent de quelle ampleur peuvent être leurs différences. C'est sans doute avec la route surélevée de Düsseldorf qu'on a obtenu la solution la plus élégante, grâce à la forme arquée de la surface inférieure la hauteur de l'ouvrage est en quelque sorte invisible. On a ainsi l'impression d'une structure extrêmement élancée. L'effet peut être encore accru par le jeu des couleurs en donnant une teinte foncée à la surface inférieure et claire à la corniche extérieure. Les faibles dimensions des appuis fourchus ont été obtenues grâce à l'emploi d'un acier à haute résistance.

Pour voir l'importance de l'élancement des appuis dans les zones de la circulation urbaine, il suffit de regarder la route surélevée, de section analogue, de la Via Monteceneri à Milan (Fig. 16, Fig. 17 n'a pas été mise à disposition), dont les appuis ont les dimensions les plus faibles sans doute qu'il soit possible de réaliser avec le béton. Les ouvrages de cette nature exigent la continuité sur plusieurs travées.

Que l'on puisse aussi obtenir un bel effet esthétique avec des ponts plus larges comportant deux appuis, c'est là un fait qu'attestent les exemples de la Fischerstrasse de Hanovre (Fig. 18) et du viaduc d'accès au pont septentrional sur le Rhin de Düsseldorf (Fig. 19). Dans les deux cas, on a évité les lourdes entretoises entre les appuis. Ceux-ci sont restés élancés, de sorte qu'il s'exerce un effet incitant à utiliser l'espace compris sous le pont.

C'est de façon tout à fait délibérée qu'on s'est imposé ces exigences esthétiques, car elles répondent à une nécessité réelle des routes surélevées, surtout

dans les villes, si l'on veut que les agglomérations urbaines en question restent «humaines».

Cette forme esthétique est principalement obtenue en disposant l'entretoisement des piliers non pas sous les poutres maîtresses mais plus ou moins à leur niveau (Fig. 20). Les ouvrages continus ne présentent à cet égard aucune difficulté, car on connaît le dimensionnement et les méthodes constructives applicables à l'appui indirect des poutres maîtresses sur les entretoises, que l'assemblage se fasse avec des armatures non tendues ou bien qu'une précontrainte soit mise en œuvre [18]. On attire l'attention sur la nécessité des «armatures de suspension». Les entretoises ont en général un très faible élançement, de sorte qu'on peut diminuer la couverture de cisaillement [19 et 20].

Dans le cas des dalles, pleines ou creuses, on placera les appuis (Fig. 21) directement sous les dalles qui, avec une précontrainte dans les deux directions, présentent une portance très élevée en résistant au poinçonnement, ce qui fait qu'il suffit de prévoir un emploi modéré des étriers dans la région des appuis. Il serait utile qu'on exécutât des essais sur la charge de poinçonnement (punching load) des dalles précontraintes.

Mais pour les poutres préfabriquées à une travée aussi on dispose d'une solution élégante qui consiste, ainsi qu'on l'a fait il y a déjà nombre d'années en construisant une route surélevée à Moscou, à appuyer les poutres sur des talons inférieurs des entretoises (Fig. 22). Le viaduc du métro de Rotterdam en donne un autre excellent exemple, plus récent [21], où l'on voit les poutres préfabriquées reposant sur un talon sur une table encastree dans un pilier (Fig. 23). On est là bien entendu réduit à pratiquer un encastrement robuste des piliers et il y a de nombreux joints.

Avec le viaduc de Hägersten (Stockholm), c'est une solution élégante que les Suédois ont présentée en 1965, en montrant comment un pont à plusieurs travées peut être rendu continu avec des poutres préfabriquées et un platelage en béton coulé sur place, et ce sans qu'il y ait d'entretoises sous les poutres longitudinales [22], Fig. 24.

Le problème de l'appui des routes surélevées a été traité dans son ensemble par LEONHARDT dans [23]. Il y est aussi montré qu'on peut construire les routes surélevées, même courbes, sous la forme de ponts continus de grande longueur et qu'on peut obtenir que les variations de longueur n'affectent que l'axe du pont. Il est de ce fait alors possible, même dans les courbes, d'utiliser des supports pendulaires avec appuis linéaires perpendiculaires à l'axe du pont, qui absorbent les moments de torsion de la poutre maîtresse. C'est ainsi que par exemple a été réalisée à Düsseldorf, entièrement sans joints sur 36 travées, une route surélevée de plus de 800 m comportant des parties courbes (Fig. 29 et 30 dans [23]).

Pour les ouvrages courbes pour route surélevée, c'est sans doute à la poutre caisson qu'il convient d'accorder la préférence, du fait de sa rigidité à la tor-

sion, en tant que poutre maîtresse; la tendance est généralement de choisir un caisson monocellulaire avec une dalle largement en porte à faux des deux côtés (Fig. 25).

6. Ponts au-dessus d'une rivière ou d'une vallée

En ce qui concerne les formes architecturales des grands ponts, les procédés de fabrication exercent une influence de plus en plus sensible. Aussi bien dans la construction avec du béton coulé sur place qu'en utilisant des éléments préfabriqués, l'ingénieur-projeteur doit avoir une idée claire des conditions économiques de fabrication. On ne se sert plus que rarement des cintres conventionnels. Pour les ponts de grande longueur, des «machines» d'échafaudage et de coffrage ont été développées qui se déplacent de travée en travée et sont généralement portées par les piles définitives. Dans la construction avec des éléments préfabriqués, on se sert de grandes poutres métalliques de montage. Le montage en encorbellement a encore été amélioré, aussi bien dans le cas du béton coulé sur place que des éléments préfabriqués. La vive concurrence qui règne est garante, en ce domaine, d'une évolution et de progrès rapides.

Ce n'est pas l'objet de ce rapport de décrire ces développements, quelque grande que soit leur importance pour les ponts en béton. Contentons-nous d'indiquer quelques publications, [24] à [29].

C'est de plus en plus à une grande hauteur que les ponts enjambent les vallées profondes ou larges, la route se situant parfois jusqu'à 150 m au-dessus du fond de la vallée (Pont de l'Europe à Innsbruck, Pont sur la vallée de la Moselle à Winningen, entre autres). Dans ces ponts sur des vallées, les piles représentent des éléments essentiels, non seulement eu égard au coût, mais aussi et surtout pour leur insertion dans le paysage. On constate qu'à cet égard, pour les ponts de grande largeur également, les piles individuelles étroites sous forme de profils creux élancés, même des supports tubulaires, sont particulièrement favorables. Aussi bien en Italie qu'en Allemagne, on a exécuté des têtes de champignon formant une grande table sur ces appuis, en fermant l'ouverture restante avec des poutres ou une dalle. Un exemple de réussite en est donné par le pont de la vallée de l'Elz (Fig. 26 et 27), avec ses piles octogonales, sa pyramide champignon aplatie et la dalle de béton lui faisant suite, qui a été construit avec une machine à échafaudage métallique [30]. A titre de comparaison, on donne l'exemple contraire d'un pont enjambant une vallée comportant les larges piles usuelles anciennes (Fig. 28).

Pour les vallées larges, il faut de plus grandes portées, telles que dans le pont sur la Sieg d'Eisfeld, qui malgré ses 105 m de portée a été construit avec des poutres continues de hauteur constante travée par travée avec une machine à échafaudage métallique (Fig. 29 et 30) [31].

Dans le cas de ces ponts grands et hauts, il est extrêmement favorable d'avoir une superstructure continue sur plusieurs travées, si possible sur toute la

longueur du pont, en vue d'assurer le mieux possible les piles contre le flambage et de permettre l'absorption des efforts dus au vent.

En tant qu'exécutions spéciales de grands ponts, mentionnons en premier lieu les «Ponts-tables avec piliers en V» (Fig. 31) développés par R. MORANDI (Rome), comme principalement le pont de Maracaibo [32] en montre un exemple. C'est aussi d'après ce système qu'a été construit le pont de la Columbia River près de Kinnaird, B.C., Canada.

Les ponts en arc sont rares, car ils reviennent aujourd'hui plus cher que les ponts-poutres. Dans les ponts en arc, le béton précontraint a fait apparaître des portées plus grandes pour les longerons du tablier, ce qui a conduit à des formes telles que celle du pont sur la Glems près de Stuttgart (Fig. 32) [33]. Le pont sur l'Arno, aux environs d'Incisa en Italie, présente une forme semblable, mais avec des différences de détail qui en modifient l'aspect (Fig. 33).

L'étape suivante du développement des ponts en arc conduit aux portiques à contre-fiches, tels qu'ils sont construits de façon privilégiée en Suisse (Fig. 34 et 35) [34]. De grands ponts en béton précontraint ont déjà été construits sur ce système, pour passage de voies ferrées aussi (par exemple le Pont Horrem, avec $l = 85$ m, voir page 296 dans [16]).

Pour finir mentionnons encore les ponts en cadre avec treillis triangulaires comme béquilles, introduits par U. FINSTERWALDER (Fig. 36), qui sont particulièrement appropriés pour la construction de structures élancées sur une travée principale (page 287 dans [16]).

Pour les portées particulièrement grandes en plaine, il y a encore la suspension des poutres au moyen de câbles obliques qui offre maintes possibilités intéressantes (exemple le pont de Maracaibo). C'est aux environs de 1946 que ce système très ancien a pris un nouvel essor sous l'impulsion de F. DISCHINGER pour connaître de vastes applications dans la construction métallique (ponts allemands sur le Rhin). Dans les ponts en béton, les câbles ont de très lourdes charges à supporter, et on peut les réduire en employant un béton léger. L'important ici est l'ancrage sûr de ces câbles, ainsi qu'il est décrit dans [35].

7. La continuité des ponts-poutres sur plusieurs travées

Dans de nombreuses parties du monde il y a encore des doutes à propos des ponts-poutres continus à plusieurs travées, et ces doutes sont l'expression d'une crainte à l'égard des effets néfastes des tassements différentiels des appuis. Ces craintes ne sont pas justifiées, précisément dans les ponts en béton précontraint. C'est dès 1934 que les ponts-poutres continus ont connu une certaine faveur en Allemagne, et des enseignements positifs en ont été recueillis. Les ponts en béton précontraint sont en général élancés et, partant, peu sensibles aux tassements différentiels. Avec la connaissance que l'on a aujourd'hui de la mécanique des sols, il est possible de déterminer avec une précision suf-

fisante les tassements à prévoir, de sorte qu'on peut les faire entrer en ligne de compte dans l'étude du projet. Si l'on prévoit des tassements importants, on peut munir la superstructure d'un système d'appui réglable de façon à compenser les tassements survenus. Ainsi a-t-on construit par exemple à Duisburg, au-dessus d'une région d'affaissements miniers, un grand ensemble de ponts à poutres continues en béton précontraint avec appuis mobiles dans toutes les directions et réglables [36], bien que soient attendus des tassements partiels soudains atteignant 80 cm pour un affaissement total prévue de 2,0 m.

A cela s'ajoute que les moments fléchissants dus aux tassements différentiels tombent, du fait du fluage du béton, à approximativement 40 à 70% de leur valeur selon la vitesse des tassements [37]. De plus, grâce à la limite d'élasticité élevée de l'acier de précontrainte, le béton précontraint témoigne d'une forte capacité de récupération s'il advient des tassements inattendus importants qui sont éliminés par le réglage des appuis.

La tendance actuelle est de construire les ponts-poutres continus travée par travée au moyen de cintres métalliques mobiles, en couplant les câbles de précontrainte à peu près au cinquième de la portée [38] (voir Fig. 10.38 dans [1]).

Les avantages de la continuité sont manifestes: les moments fléchissants des poutres maîtresses sont fortement réduits, ainsi que les déformations, notamment les déformations de fluage. On peut adopter de plus grands élancements, autrement dit l'ouvrage peut avoir une hauteur plus faible ou bien l'on choisit une portée plus grande qu'avec les poutres à une travée. Les appuis doubles aux piles disparaissent, et l'on peut adopter des appuis pendulaires pour réaliser le système d'appui, mobile dans la direction longitudinale, des ponts de grande longueur. L'avantage le plus important consiste en l'élimination des joints transversaux aux appuis, joints dont la présence est particulièrement peu souhaitable eu égard à la rapidité de la circulation actuelle. Ces joints nécessitent toujours un entretien.

Les nombreux ponts-poutres continus qui, plus particulièrement en Europe, ont été érigés ont donné lieu à des observations toujours positives en ce qui concerne la continuité, de sorte que l'on peut sans hésitation ne tenir aucun compte de la défaveur dans laquelle ce type d'ouvrage est encore parfois tenu.

7.1. Le risque de fissuration dans la région des appuis des poutres continues

Dans quelques ponts continus en béton précontraint, ayant surtout une section en T, des fissures se sont produites (Fig. 37) à la partie inférieure des poutres à côté des appuis intermédiaires et à des distances de 0,3 à $2,0h$, bien qu'au droit de l'appui le calcul ait encore établi la présence de compressions pour le cas de charge $g + v_0$ (poids propre + précontrainte initiale). Ce phénomène a été analysé dans la thèse de K. H. WEBER [39], et les causes suivantes ont été mises en évidence:

1. Différences de température entre le platelage et le bord inférieur des poutres maîtresses.
2. Ecart éventuel de la hauteur des câbles de précontrainte au-dessus de l'appui par rapport à la cote du plan.
3. Effort de précontrainte temporairement trop élevé.
4. Trop faible courbure de l'axe des câbles de précontrainte dans la région des appuis.
5. Tractions dues aux pressions sur les appuis, notamment en cas de fortes pressions provoquées par des articulations incomplètes (supports en plomb, articulations en béton, etc.).

Le risque de telles fissures se trouve réduit si l'on applique une précontrainte limitée, car on a ainsi, pour $(g + v_0)$, de plus fortes compressions de flexion inférieures qu'avec la précontrainte totale. En outre, l'axe des éléments de précontrainte doit être courbé sur une courte longueur (0,7 à 1,0h) au-dessus des appuis. Les sections en **I** et en **□** sont plus favorables que les sections en **T**, car l'axe de gravité est moins haut. En vue de la sécurité, on recommande de munir cette zone des poutres continues d'armatures non tendues suffisamment longues en barres minces disposées à une distance d'environ 10 cm, de façon que les fissures éventuelles restent du type capillaire et, par conséquent, invisibles et sans danger.

8. La forme de la section des ponts-poutres

On distingue, dans le monde, deux écoles en ce qui concerne la forme à donner à la section des ponts-poutres :

1. L'école française fait intervenir de faibles distances, de 1 à 3,8 m, entre les poutres principales, ainsi qu'un platelage mince, précontraint dans la direction transversale et seulement très faiblement armé. Les âmes des différentes poutres principales sont là très minces (Fig. 38).

2. L'école allemande a depuis de nombreuses années adopté de grands espacements, de 5 à 8 m, entre les poutres principales et donne ainsi une épaisseur relativement élevée au tablier et aux âmes des poutres principales moins nombreuses (Fig. 39).

Le premier type de section convient pour les poutres individuelles préfabriquées, tandis que le second est approprié à l'emploi du béton coulé sur place.

Dans la dalle, l'école française prend en compte l'effet de voûte d'après Y. GUYON [40]; on n'y utilise presque aucune armature non tendue et les câbles de précontrainte transversale sont placés au centre. L'intérêt économique réside dans cette façon de dimensionner la dalle qui n'est pas admise dans beaucoup d'autres pays.

Selon l'école allemande, c'est à la flexion d'après la théorie des plaques

qu'on calcule les dalles en prenant en compte l'encastrement dans les poutres principales. H. RÜSCH a publié des tables étendues [41] comportant les moments fléchissants relatifs à ces dalles dans le cadre des normes de surcharge du Règlement allemand DIN 1072. K. HOMBERG [42] a récemment établi les surfaces d'influence relatives à des dalles d'épaisseur variable en porte à faux et encastrées dans les poutres principales. A l'aide de ces surfaces d'influence, on a montré que l'on pouvait donner à ces dalles une portée encore sensiblement plus grande sans que l'économie en souffre. Conformément aux propositions de HOMBERG, on construit actuellement quelques ponts ayant des sections du type représenté à la Fig. 40, avec des portées de 8 m en porte à faux et des portées jusqu'à 16 m entre les poutres principales. Ces dalles sont naturellement soumises à une précontrainte dans la direction transversale. Dans les ponts-poutres de cette sorte, on n'emploie pas d'entretoises, ce qui fait que le cintre et le coffrage peuvent être conçus de façon à se déplacer dans la direction longitudinale (Fig. 41). L'exécution de ces ponts-poutres s'en trouve considérablement simplifiée.

Lorsque plus de 2 poutres principales sont présentes, il est constant aujourd'hui de déterminer la répartition transversale des lourdes charges de circulation entre les différentes poutres maîtresses en calculant un grillage de poutres croisées. C'est dès 1938 qu'en Allemagne l'on a commencé à pratiquer ces calculs de grillages (LEONHARDT [43], HOMBERG [44 et 45]). Y. GUYON et C. MASSONNET [46, 47 et 48] ont ensuite établi une bonne méthode de calcul prenant en compte la torsion. Récemment, dans la littérature de langue anglaise ont paru les ouvrages de P. B. MORICE et G. LITTLE [49], de A. W. HENDRY et L. G. JÄGER [50] ainsi que de R. E. ROWE [27]. Dans de nombreux pays, des programmes ont été écrits qui permettent d'utiliser des calculatrices électroniques pour calculer les grillages de poutres croisées, de sorte que l'étude de la répartition des charges ne prend plus beaucoup de temps. Remarquons seulement que, pour la répartition des charges, il suffit en général d'une entretoise à mi-travée, le maximum étant de 2 ou 3 par travée. Il est justifié d'adopter 3 entretoises ou plus si elles ont aussi pour rôle de maintenir approximativement constant, sur toute la longueur du pont, l'effort d'encastrement de la dalle.

C'est un fait connu depuis longtemps que, aussi avec 2 poutres principales, la répartition des charges est plus favorable que d'après la loi du levier. Cet effet a déjà été étudié avec la théorie des formes prismatiques. La thèse de W. ANDRÄ [51] a récemment mis à notre disposition à cet effet une bonne méthode dont l'exactitude a été vérifiée au moyen d'essais sur modèles.

Pour les ponts particulièrement élancés et de grande portée s'est imposée la section de forme caisson (Fig. 42) qui est adaptée à la préfabrication en longueurs partielles telle qu'on l'a mise en œuvre pour la première fois dans le pont de l'Ager [52] et, par la suite, pour maints autres ponts. Les caissons doivent être calculés à la flexion et à la torsion. En ce qui concerne la plaque

inférieure, il faut veiller à avoir une épaisseur suffisante si l'on veut qu'elle absorbe des efforts de compression longitudinaux élevés. Il est opportun de renforcer les plaques inférieures minces avec quelques nervures transversales. Dans le cas de poutres principales (à hauteur variable) avec des membrures inférieures courbes, on ne doit pas négliger les efforts de déviation des compressions longitudinales dans la dalle inférieure. En ce qui concerne le dimensionnement à la torsion, voir le paragraphe 9.

Pour diminuer la portée du panneau inférieur et, aussi, pour raccourcir les piles, on a tendance à incliner les âmes, ce qui donne des caissons à section trapézoïdale (Fig.42). Dernièrement sont apparus également des caissons complétés latéralement par des volumes triangulaires (Fig.43) destinés à soutenir, en quelque sorte en formant une console, le platelage en large porte à faux. Cette solution permet de conférer au pont-poutre un aspect très élancé. Mais il ne faut pas oublier que, pour absorber la composante verticale des panneaux extérieurs inclinés dans les âmes verticales, il est nécessaire de disposer des étriers supplémentaires ou des éléments de précontrainte sur toute la hauteur de l'âme. Indiquons aussi que, d'une manière analogue, il faut des étriers supplémentaires pour soutenir le poids du panneau inférieur, ce qui bien souvent a été omis dans les projets de ponts.

Dans l'évolution des sections, la tendance est de réduire non seulement le nombre des âmes mais aussi leur épaisseur, rapportée à la largeur du pont et à la portée. C'est surtout avec les membrures inférieures cintrées que ceci est possible, car une partie de l'effort tranchant s'y trouve absorbée du fait de l'inclinaison des efforts dans la membrure. Avec des barres de précontrainte verticales ou légèrement inclinées, on oppose une compression supérieure aux efforts de traction principaux de forte pente qui s'exercent dans les âmes. Ce sont les compressions principales obliques résultant de l'ensemble effort tranchant + torsion qui constituent le critère pour déterminer l'épaisseur de l'âme. Ici, la limitation des efforts de compression est plus basse qu'avec les éléments comprimés normaux, ainsi qu'il est montré encore au paragraphe 9. C'est le pont sur le Rhin de Bendorf [53] qui présente la plus faible épaisseur d'âme rapportée \bar{b}_0 qu'on connaisse jusqu'à présent, avec des âmes de 0,37 m d'épaisseur et de 8,0 m de hauteur aux appuis, pour $l = 208$ m et une largeur correspondante de 13,2 m; ce qui donne un

$$\bar{b}_0 \text{ égal à } \frac{b_0 d}{b \cdot l} = \frac{0,37 \cdot 8,0}{13,2 \cdot 208,0} = 0,001 .$$

Les plus grands ponts en béton précontraint du monde ont été construits avec ces caissons, par exemple le pont sur le Rhin de Bendorf avec ses 208 m de portée [53], le pont de l'Escaut Oriental en Hollande [54] et le pont de l'île d'Oléron en France [26] ainsi que beaucoup d'autres encore. Les profils en

caisson sont particulièrement bien adaptés au montage en encorbellement que U. Finsterwalder a introduit avec un si grand succès pour le béton précontraint et auquel diverses variantes ont été apportées.

9. Le dimensionnement au cisaillement et à la torsion

On n'a pas encore élucidé de manière satisfaisante le dimensionnement des poutres en béton précontraint travaillant au cisaillement (dimensionnement au *cisaillement*). La plupart des essais de cisaillement sur poutres en béton précontraint ont été exécutés sans armatures de cisaillement ou sans prendre en compte de façon systématique les nombreuses variables qui interviennent. Les règles de dimensionnement en vigueur dans les différents pays définissent des armatures de cisaillement qui, tantôt, sont excessives et, tantôt, insuffisantes.

Il est établi que les âmes doivent comporter une armature minimale que, d'après les essais de HANSON et HULSBOS [55], pour des étriers verticaux et B 450 (béton d'une résistance à la compression de 450 kg/cm² mesurée sur cubes à 28 jours d'âge), l'on peut fixer à

$$\min \mu_s \beta_s = 6\% \text{ kg/mm}^2 \text{ avec } \mu_s = \frac{F_{e, B\ddot{u}}}{b_0 a}$$

où: a = espacement des étriers
 b_0 = épaisseur de l'âme
 β_s = limite élastique étriers
 $F_{e, B\ddot{u}}$ = aire de la section droite d'un étrier

Cette armature minimale suffit dans de nombreux cas.

Il est aussi établi qu'il est sans intérêt de limiter les tractions obliques principales ou les cisaillements eu égard à la résistance du béton à la traction. Il n'est pas difficile, en mettant en œuvre des armatures ou en appliquant une précontrainte à l'âme, d'absorber parfaitement les efforts de traction principaux. D'autre part, il faut prendre en considération le fait que les compressions principales obliques représentent une limite importante pour les sollicitations des âmes au cisaillement. Des essais exécutés à Stuttgart ont permis de montrer que les éléments de précontrainte injectés de mortier de ciment dans les âmes diminuent tellement la résistance de l'âme à la compression que l'épaisseur du câble de précontrainte doit être déduite de l'épaisseur de l'âme lors du dimensionnement à la compression oblique. Quelques-uns de ces résultats sont exposés au Tableau I. On évite d'avoir à procéder à cette déduction si l'on dispose les câbles immédiatement à côté des âmes et que, après la mise en tension, on les solidarise à l'âme, de façon à résister aux cisaillements, au moyen d'une armature à étriers et d'un enrobage de béton, ainsi que F. LEONHARDT et W. BAUR l'ont proposé depuis 1957 pour les ponts de grande portée et l'ont fait à plusieurs reprises [56 et 52]. C'est en procédant ainsi que U. GIFFORD [57] également a construit des ponts de grande portée à âmes minces.

Il y a également lieu de considérer que, du fait de flexions supplémentaires et d'autres effets secondaires, les compressions à la rupture dans les bielles situées entre les fissures dues au cisaillement peuvent être nettement plus grandes que ne l'indique la théorie courante. Il faut donc user de prudence pour appliquer les valeurs limites. Le Comité mixte FIP-CEB étudie actuellement les propositions qui peuvent être faites touchant la limitation des compressions principales obliques ainsi que le dimensionnement des armatures de cisaillement. Il est néanmoins souhaitable que d'autres essais soient faits dans ce domaine.

Dans [58], B. THÜRLIMANN fait une proposition très intéressante au sujet du dimensionnement des poutres en béton précontraint au cisaillement, et elle représente une bonne base pour poursuivre la discussion de ce problème.

C'est un rôle extrêmement important qui, principalement dans les caissons, est joué par la torsion. Deux grands essais ont été exécutés à Stuttgart, dont il est rendu compte dans [59] et [60], en vue d'étudier le comportement à la torsion des poutres-caissons précontraintes.

Il est apparu que, pour obtenir la sécurité à la rupture qui est nécessaire, il fallait compenser complètement au moyen d'armatures les cisaillements dus à la torsion, et l'on a constaté aussi qu'il n'est pas possible d'obtenir de réduction du fait des efforts longitudinaux exercés par la précontrainte. Il s'est en outre révélé qu'aux angles extérieurs du caisson il fallait disposer les armatures de torsion à des distances relativement faibles (environ 10 cm) pour empêcher le béton de se rompre aux arêtes extérieures par suite du changement de direction des efforts de compression. Dans ces essais, on a constaté que le comportement des treillis parallèles à l'axe destinés à absorber les tractions dues à la torsion était d'ailleurs meilleur que celui des armatures en treillis inclinées sur l'axe d'un angle de 45° .

Si le caisson peut subir la torsion dans les deux directions, il est hautement souhaitable d'utiliser des treillis serrés avec des barres distantes de 10 à au plus 15 cm, car il peut arriver, par exemple dans la dalle inférieure, que des fissures capillaires se croisent. Pour éviter autant que possible la manifestation de ces fissures capillaires aux charges de service, il est bon d'appliquer à ces caissons une précontrainte de degré relativement élevé.

A la charge de rupture (à la rupture des bielles obliques dans l'âme par compression), les compressions obliques dues à la torsion se sont parfois révélées plus de 3 fois plus élevées qu'elles n'auraient dû l'être théoriquement, de sorte que l'avertissement déjà donné plus haut s'applique aussi à la torsion. Le comportement des poutres-caissons précontraintes, à l'état I aux charges de service, est en bonne concordance avec les valeurs calculées avec la formule de Bredt.

10. Application des efforts de précontrainte

Plusieurs travaux de recherches ont été consacrés à l'étude de la grandeur et de la répartition des tractions qui interviennent dans la zone d'application, et l'on a de ce fait aujourd'hui la possibilité de dimensionner correctement les armatures correspondantes. Malheureusement, les connaissances touchant ce point ne sont pas encore très répandues, ce qui fait que ces zones ne cessent d'être le siège de dommages. Un résumé des connaissances actuelles en cette matière est donné au chapitre 9 du livre [1]. On y présente aussi des résultats d'essais intéressant les abouts des poutres où, outre les efforts d'ancrage des câbles de précontrainte, sont également prises en compte les réactions d'appui qui influent sur la position et l'intensité des contraintes de traction (Fig.44).

En de nombreux cas, c'est à la périphérie de voiles que les efforts de précontrainte doivent être absorbés. Avec les méthodes dont on dispose aujourd'hui pour calculer les voiles, on peut sans difficulté déterminer les efforts de traction qui s'y manifestent. A ce sujet, nous renvoyons au résumé de nos connaissances qui est donné dans [61] en matière des poutres-cloisons ainsi qu'aux travaux de W. SCHLEE qui y sont mentionnés.

Dans la précontrainte par fils adhérents, il faut que les éléments de précontrainte de la zone d'ancrage, où l'effort de précontrainte n'est transmis que par adhérence, soient toujours frettés avec des armatures transversales et assemblés à l'âme au moyen d'étriers peu espacés. C'est précisément pour ces armatures que les indications utiles concernant le dimensionnement et la répartition devraient être données dans les manuels et, de cette façon, rendues disponibles aux praticiens.

Dans un grand nombre d'ouvrages en béton précontraint, on se trouve obligé d'ancrer les câbles de précontrainte à l'intérieur de l'élément de construction. Pour ce faire, il est nécessaire de prévoir des encoches ou même des ouvertures. Si l'effort exercé par un élément de précontrainte s'applique de cette manière à l'intérieur d'un voile, il se manifeste alors immédiatement à côté de l'ancrage et dans la direction de la précontrainte des efforts de traction qui rendent à nouveau nécessaire une armature d'introduction. L'intensité des tractions qui s'y développent a été déterminée à l'aide d'une étude photoélastique des contraintes et est indiquée dans [62], de sorte que, dans ce cas également, il est possible de dimensionner correctement les armatures requises (Fig.45).

11. Aciers et éléments de précontrainte, ancrages

En ce qui concerne les aciers de précontrainte, on constate la tendance à adopter de plus fortes sections pour les différents fils ou torons; c'est ainsi qu'aujourd'hui, en Allemagne par exemple, les fils de 12 mm de diamètre en acier St 125/140 sont devenus courants et qu'on prépare l'emploi de fils de

16 mm de diamètre. A l'imitation de ce qui se fait aux USA et en Angleterre, c'est une faveur de plus en plus grande que connaissent les torons composées de 7 et 19 fils de \varnothing 3 à 4 mm.

En ce qui concerne les caractéristiques de l'acier, on s'efforce d'élever la limite d'élasticité proportionnelle, de façon à réduire la relaxation. On y arrive malheureusement parfois aux dépens de la ductilité qui, par exemple dans les ancrages à clavettes, est une qualité absolument nécessaire. Il est douteux que ce développement soit opportun. Précisément pour les ancrages, il est impératif d'avoir un acier dont la ductilité soit suffisante. On n'aurait pas besoin de réduire la relaxation si la contrainte admissible de l'acier lors de la précontrainte n'était pas si élevée qu'elle l'est par exemple en France avec $\sigma_Z \text{ adm.} = 0,85\beta_Z$ (β_Z étant la résistance à la traction). Bien qu'elle n'intervienne que de façon temporaire lors de la mise en tension, une contrainte aussi élevée est contraire à toutes les règles de l'ingénieur relativement à la sécurité qui doit être garantie aussi pendant la construction de l'ouvrage, c'est-à-dire lors de la mise en tension. On peut abaisser légèrement la contrainte admissible et, simultanément, réduire le degré de précontrainte au sens du paragraphe 1 du présent rapport sans que les impératifs économiques s'en trouvent affectés.

En ce qui concerne les éléments de précontrainte aussi se manifeste la tendance à augmenter l'effort de précontrainte de chacun d'eux. Alors qu'on se satisfaisait autrefois d'une tension de 25 à 50 t par élément, il existe aujourd'hui plusieurs procédés mettant en œuvre des câbles de précontrainte de plus de 200 t. Les ancrages et les dispositifs de mise en tension qui y correspondent sont devenus sensiblement plus lourds de ce fait; d'autre part, en ce qui concerne les dispositions constructives, les avantages sont évidents. Avec les éléments de précontrainte concentrés du procédé Baur-Leonhardt, on a entretemps exécuté des câbles faisant intervenir un effort de précontrainte de plus de 3000 t par câble (Pont de Caroni) [63].

C'est de plus en plus au moyen de clavettes que se fait l'ancrage des câbles de précontrainte, et il faut prendre en considération l'inévitable glissement de clavette. La sûreté des ancrages à clavettes devrait faire l'objet d'examens minutieux de façon à pouvoir spécifier les caractéristiques de manière précise, par exemple celles concernant la dureté des clavettes entre autres. En Allemagne, on exige de procéder au contrôle dynamique des ancrages non bétonnés en leur appliquant 2 millions de chargements avec une contrainte inférieure limite de $0,5\beta_Z$ et, pour chaque alternance, une variation d'au moins 1200 kg/cm^2 . Cette dure exigence a mis en lumière maints défauts inhérents aux ancrages et, d'autre part, a conféré une grande sûreté aux ancrages ainsi éprouvés.

On se sert souvent de câbles de précontrainte raboutables que différents procédés mettent en œuvre aujourd'hui. Tout particulièrement à l'endroit du raboutement, il est nécessaire que l'ancrage possède une sûreté et une résistance à la rupture élevées. C'est le plus souvent au moyen de manchons filetés

que l'on opère le raboutement lui-même, et ces manchons doivent être largement dimensionnés étant donné que les filetages normaux n'ont pas une résistance à la fatigue extrêmement élevée. Mais, par un façonnage approprié des filetages, on peut augmenter cette résistance à la fatigue [64].

12. Protection des aciers de précontrainte contre la corrosion

On doit malheureusement constater que quelques cas de dommages causés aux aciers de précontrainte par la corrosion ont été signalés. Dans la mesure où l'agent responsable n'était pas le chlorure des adjuvants du béton ou autres produits semblables, il s'est la plupart du temps révélé que l'injection de mortier de ciment n'avait pas parfaitement enrobé l'acier. Il est donc urgent d'améliorer encore la qualité du mortier d'injection et les conditions d'exécution de l'opération elle-même. Les recommandations de la FIP relatives aux mortiers d'injection ne contiennent malheureusement pas de spécification précise en ce qui concerne le rapport eau/ciment maximal des mortiers d'injection; d'après les directives allemandes on ne doit pas dépasser la valeur de 0,44. Il faut aussi prescrire un adjuvant spécial réduisant l'eau *et* ayant une action expansive pour éviter les vides. Il est en outre nécessaire de veiller plus qu'on ne l'a fait jusqu'à présent à ce que les fils soient répartis en quelque sorte uniformément à l'intérieur de la gaine, de façon qu'il n'y ait pas de résistance différentielle trop accusée à l'écoulement du mortier. Il faudrait aussi encore améliorer le façonnage des gaines afin que les fils ne se trouvent au contact des gaines que sur des longueurs aussi courtes que possible.

Il faudrait également voir si, au lieu du mortier de ciment toujours peu satisfaisant, on ne pourrait pas trouver un autre produit d'injection possédant des propriétés anti-corrosives sûres et une bonne résistance pour l'adhérence.

Il est évident que la protection contre la corrosion exige aussi que le béton entourant les câbles soit étanche et dépourvu de fissures. A cet effet, il faut rapporter la couverture de béton au diamètre de la gaine, cette couverture devant être au moins aussi grande que le diamètre de la gaine ou pour les câbles de grandes dimensions, d'au moins 8 cm.

C'est principalement l'attention des ingénieurs assumant la direction des travaux qu'il convient d'attirer sur l'importance qui s'attache à la protection contre la corrosion pour le maintien des ponts en bon état de service, de façon qu'ils veillent à ce que le soin voulu soit donné à l'exécution de l'injection des câbles de précontrainte.

13. Parapets et glissières de sécurité

Il ne cesse d'y avoir de graves accidents de véhicules sur les ponts, ou même des chutes en bas des ponts. Ces deux types d'accident sont imputables à la

nature de la protection jusqu'à présent mise en œuvre, qui consiste à disposer le long de la chaussée soit une glissière de béton d'une hauteur de 60 à 70 cm soit un trottoir assez haut complété par un lourd parapet. Ces deux protections sont dures et sans élasticité, de sorte que si un véhicule dévie de sa course le heurt est très violent. Si le centre de gravité du véhicule est suffisamment bas, le véhicule est rejeté sur la chaussée avec de graves dommages, et si le centre de gravité est situé plus haut il est inévitable que le véhicule bascule au-dessus du parapet et tombe. Dans [65] O.A. KERENSKY critique aussi les solutions actuellement retenues.

La prise de conscience du caractère inadéquat de ce genre de protection se généralise donc. Elle procède d'une loi de la Nature selon laquelle l'énergie cinétique est absorbée par le travail de déformation ($\text{Force} \times \text{Distance}$). Si le dispositif de protection ne cède pas, cette distance est nulle et il y correspond une force énorme. Des essais exécutés en Californie et en Suède il y a déjà des années ont montré qu'en mettant en œuvre des systèmes de protection doués d'élasticité, des câbles notamment, il était possible d'intercepter les véhicules de manière qu'il ne se produise que de légers dommages et, surtout, que les passagers ne soient généralement pas grièvement blessés.

Au cours de ces deux dernières années, la Deutsche Forschungsgesellschaft für das Strassenwesen a exécuté un nouveau programme de vastes essais desquels il ressort qu'avec des dispositifs appropriés les véhicules, y compris même les poids lourds, heurtant les protections à la vitesse de 80 km/h sous un angle de 20° sont ramenés sur la chaussée avec souplesse et avec, comme seuls dégâts, des tôles endommagées. D'autres essais sont projetés touchant les parapets de pont élastiques. Il ne fait aucun doute que les parapets doivent être construits de façon à intercepter sûrement les véhicules sans les projeter violemment sur la chaussée. A cet effet, il est nécessaire que les parapets se déplacent latéralement de 0,8 à 1,0 m. Leur fixation doit être dimensionnée de manière que le tablier du pont lui-même ne subisse aucun dommage.

Il convient également que le parapet permette de voir au travers, afin que l'utilisateur jouisse d'une vue libre sur le fleuve qu'enjambe le pont. Pour le conducteur il n'y a rien de plus désagréable que de traverser un fleuve sans même en voir l'eau.

C'est en tout cas pour nous, ingénieurs des ponts, une tâche essentielle de mettre au point des parapets adéquats, et c'est là un travail où la coopération internationale est avantageuse.