La nécessité d'accepter des tractions dans le béton précontraint

Autor(en): **Mathieu, H.**

Objekttyp: **Article**

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

Band (Jahr): **8 (1968)**

PDF erstellt am: **24.05.2024**

Persistenter Link: https://doi.org/10.5169/seals-8837

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Inhalten der Zeitschriften. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern.
Die auf der Plattform e-periodica veröffentlichten Dokumente stehen für nicht-kommerzielle Zwecke in Lehre und Forschung sowie für die private Nutzung frei zur Verfügung. Einzelne Dateien oder Ausdrucke aus diesem Angebot können zusammen mit diesen Nutzungsbedingungen und den korrekten Herkunftsbezeichnungen weitergegeben werden.
Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. Die systematische Speicherung von Teilen des elektronischen Angebots auf anderen Servern bedarf ebenfalls des schriftlichen Einverständnisses der Rechteinhaber.

Haftungsausschluss

Alle Angaben erfolgen ohne Gewähr für Vollständigkeit oder Richtigkeit. Es wird keine Haftung übernommen für Schäden durch die Verwendung von Informationen aus diesem Online-Angebot oder durch das Fehlen von Informationen. Dies gilt auch für Inhalte Dritter, die über dieses Angebot zugänglich sind.

Ein Dienst der *ETH-Bibliothek*
ETH Zürich, Rämistrasse 101, 8092 Zürich, Schweiz, www.library.ethz.ch

http://www.e-periodica.ch

La nécessité d'accepter des tractions dans le béton précontraint

Die Notwendigkeit, Zugspannungen im Spannbeton zuzulassen

It Is Necessary to Accept Tensile Stresses in Prestressed Concrete

H. MATHIEU
Ingénieur en Chef des Ponts et Chaussées
Chef de la Division des Ouvrages d'art B
du Service d'Etudes Techniques des Routes et Autoroutes
(ancien Service Spécial des Autoroutes)
Ministère de l'Equipement et du Logement (France)

La présente communication se réfère à une note que nous avons établie le 19 Avril 1967 à l'intention de la Commission française chargée d'établir, sous la présidence de M. l'Ingénieur Général BONNOME, un nouveau Règlement de béton précontraint. Nous avons bénéficié, dans cette étude, des encouragements et d'observations de M. GUYON, ancien président de la Fédération Internationale de la Précontrainte, et de M. R. PELTIER, Ingénieur Général des Ponts et Chaussées, ancien Directeur du Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Rapporteur Général de la Commission. Nous les remercions pour les précieux conseils qu'ils ont bien voulu nous donner.

o
o o

S'il est exact que, comme l'indique le rapport préliminaire, l'"Ecole française", c'est-à-dire les Règlements français de calcul et les principaux constructeurs français, ont pendant de longues années soutenu l'idée d'une précontrainte complète, il paraît utile d'indiquer que cette idée s'est trouvée souvent controversée dans notre pays au cours de ces dernières années. En effet un effort de réflexion a conduit à douter d'abord de la réalité d'un grand nombre de précontraintes que l'on avait calculées comme "complètes", puis par suite à douter de leur nécessité. Par voie de conséquence il est apparu que les avantages que l'on recherchait par la "précontrainte complète" n'étaient pas directement liés à celle-ci et que de nouveaux critères de sécurité pouvaient lui être substitués.

1 - Caractère inéluctable des tractions dans les ouvrages en béton précontraint :

1.1-Diverses causes de traction, admises dans notre pays depuis de longues années, dans les ouvrages précontraints, sont bien connues. Il s'agit essentiellement :

- de tractions en phase provisoire dans toutes les parties des ouvrages ;

- de tractions dans les zones d'ancrage, où il est à noter que

les câbles sont particulièrement exposés à la corrosion, mais en général relativement peu exposés à la fatigue;

- de tractions à peu près perpendiculaires aux câbles de précontrainte, dans les ouvrages précontraints dans une seule direction; de telles tractions tendent à ouvrir des fissures parallèles aux câbles;

- de tractions (flexion de hourdis et cisaillements des âmes des poutres) que l'on admet en général ne pas fissurer effectivement le béton, compte tenu des coefficients de sécurité réels attachés aux modes de calcul habituels des efforts. En ce qui concerne les hourdis, il convient de noter cependant qu'il s'agit de parties d'ouvrages où les câbles sont tout particulièrement exposés à la fatigue aussi bien qu'à la corrosion, et que pourtant, depuis de longues années, malgré le grand nombre de câbles ainsi exposés, aucun accident ni incident n'a jamais été signalé dans notre pays, même dans les cas où les hypothèses les plus favorables de calcul ont été admises.

1.2 - Bien d'autres causes d'importantes tractions, dont certaines sont assez peu connues, se rencontrent dans les ouvrages, même calculés comme soumis à des précontraintes complètes.

a) - le Règlement français ne prescrit la précontrainte complète qu'au temps t infini, c'est-à-dire toutes pertes de précontrainte effectuées. Or une telle vérification ne peut être que conventionnelle, portant sur un état mal connu, comme le montrent la diversité et les variations au cours des années des appréciations que l'on a faites des pertes de précontrainte (frottements, relaxation, fluage) Cet état risque de n'être jamais atteint ou d'être dépassé selon que les pertes de précontrainte sont surestimées ou sous-estimées. Au mieux, il ne doit être atteint théoriquement qu'au bout de longues années (durée du fluage du béton), alors que les surcharges sont appliquées aux ouvrages dès l'âge de 90 jours environ. A ce moment des tractions sont dues d'une part à un excès de précontrainte et d'autre part, en particulier pour de nombreux passages inférieurs d'autoroutes, à la circulation d'engins lourds de terrassements dont l'agressivité (poids, effet dynamique et nombre, alors que le béton est encore jeune) dépasse largement dans certains cas celle des surcharges réglementaires. Il importe de ne pas méconnaître ces tractions. C'est pourquoi, profitant de ce que le calcul électronique auquel il recourt largement sous forme de notes de calcul complètes permet de multiplier aisément les stades de vérification, le S.S.A.R. a procédé systématiquement, depuis deux ans, à un calcul des contraintes avec surcharges à l'âge de 90 jours, c'est-à-dire pertes en grande partie non effectuées, mais sans exiger la précontrainte complète à ce stade, la sécurité supplémentaire que permet cette vérification étant recherchée exclusivement par l'addition d'armatures passives.

Nous indiquons, en donnant deux exemples d'ouvrages courants, avec aciers de précontrainte à relaxation normale, les résultats que l'on obtient ainsi, en appliquant le Règlement français de béton précontraint qui apprécie assez sévèrement les pertes de précontrain te :

- à mi-portée d'une travée indépendante à poutres préfabriquées de 35m de longueur, on trouve dans les talons des compressions à l'âge de 90 jours de 40kg/cm2 environ plus élevées qu'au temps t infini; mais sur la fibre supérieure, du fait de l'excentrement de la précontrainte, la compression est au contraire réduite de 6kg/em2,

et cette seule cause suffit déjà à faire apparaître des tractions de la même grandeur dans le hourdis coulé en place entre les poutres. Dans les zones d'appui en revanche, le centrage de la précontrainte fait qu'à 90 jours les compressions sont uniformément plus élevées, de 7kg/cm2 environ, qu'au temps t infini.

- dans une dalle pleine de 53cm d'épaisseur, à quatre travées continues, on trouve une compression moyenne d'environ 8kg/cm2 plus élevée à l'âge de 90 jours qu'au temps t infini. Mais en raison de l'excentrement de la précontrainte, au droit des appuis intermédiaires la compression est réduite de 13kg/cm2 sur la fibre inférieure, et cette seule cause suffit déjà à faire apparaître des tractions d'une dizaine de kg/cm2 sur cette fibre à l'âge de 90 jours.

b) - dans le cas de structures en vue desquelles le Règlement français a été tout particulièrement établi, à savoir les tabliers à poutres préfabriquées séparées par hourdis coulé en place, la seconde précontrainte et le retrait différentiel du hourdis par rapport aux poutres introduisent d'importantes tensions dans ce hourdis.

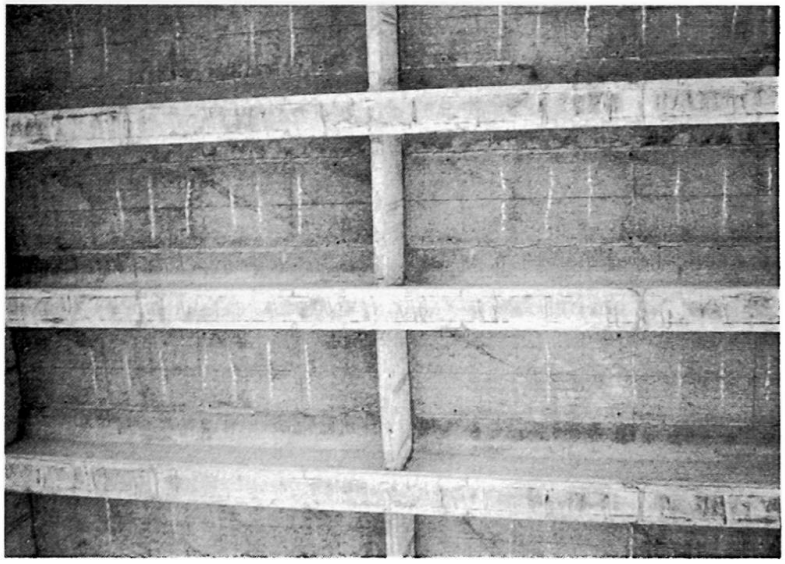
Ces tensions, dans l'exemple que nous avons cité ci-dessus, atteignent 18,6kg/cm2 à mi-portée sur la fibre supérieure après application de la deuxième précontrainte; on est alors en phase provisoire et il ne s'y ajoute aucune flexion locale notable. Lors de la mise en service, supposée à l'âge de 90 jours, cette traction s'est abaissée à 7kg/cm2 par suite de l'application du poids des superstructures et des pertes de précontrainte intervenues entre temps, mais il vient alors s'y ajouter les contraintes supplémentaires de flexion locale sous le trafic, contraintes qui par application du Règlement français de surcharges atteignent 40kg/cm2 en traction sur la fibre supérieure à l'encastrement du hourdis sur les entretoises, et qui ne sont compensées que de façon très partielle et aléatoire par le supplément de flexion générale.

On peut ajouter d'ailleurs que les tractions sont localement très accrues par les réductions locales de la section résistante du hourdis, dues aux câbles transversaux.

Quant à l'atténuation souvent supposée, du retrait différentiel (2/10 du retrait total dans notre exemple) par le fluage, elle nous paraît discutable parce que la compression à vide de la fibre supérieure des poutres préfabriquées est peu élevée (40 à 50kg/cm2) de sorte que le fluage, qui croît plus vite que proportionnellement aux contraintes, peut agir davantage pour accentuer, par flexion, la cambrure des poutres et par conséquent la traction du hourdis. D'ailleurs un calcul complet fait sur un exemple par M. FAUCHART, Ingénieur des Ponts et Chaussées attaché au SETRA, a montré que même dans l'hypothèse d'un fluage proportionnel aux contraintes, la moitié seulement de la contrainte de traction par retrait différentiel disparaissait peu à peu du fait du fluage.

Le calcul de tabliers de ce type ayant négligé ces causes de traction du hourdis coulé en place, il a été constaté, dans certains d'entre eux, une fissuration transversale systématique du hourdis coulé en place, fissuration concentrée au droit des câbles de précontrainte transversale (cf Photographie). Dans de tels cas, il est certainement souhaitable de reconnaître l'existence de tractions et d'armer ces hourdis en conséquence (ce que prescrit d'ailleurs le Règlement français)

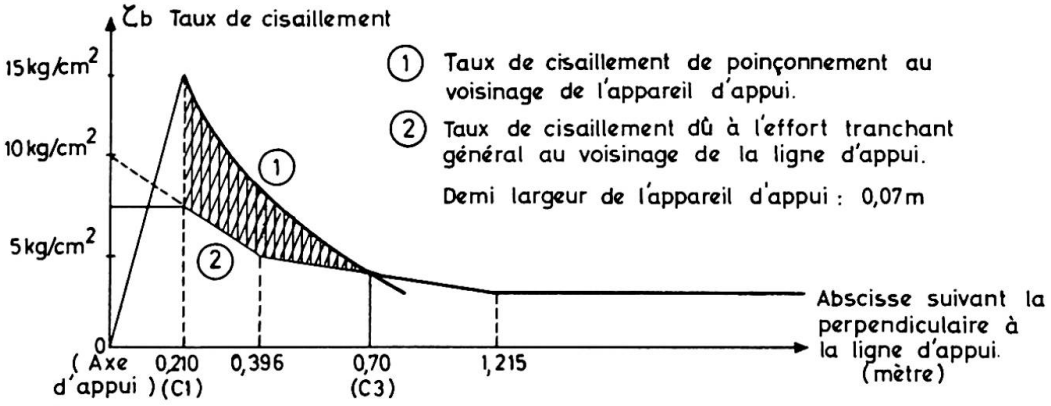
c) - dans le cas des ponts dalles même droits, la concentration des réactions d'appui en quelques points, généralement non



Fissures dans un hourdis coulé en place entre poutres préfabriquées. Photographie S.S.A.R.

prise en compte dans le calcul, introduit en fait des tractions locales notables. La distribution des efforts tranchants autour des points d'appui peut être assez bien connue dans les cas courants selon une méthode simple que nous avons mise au point avec le concours de M.M. GERBAULT, Ingénieur des Ponts et Chaussées et MOLLARD, Ingénieur des Travaux Publics de l'Etat, dans le document type du S.S.A.R. "Répartition des armatures de cisaillement aux environs des points d'appui concentré des ponts-dalles". Par intégration de ces efforts tranchants on calcule aisément que dans le cas par exemple d'une dalle pleine à travées continues de 53cm d'épaisseur, dont les points d'appui sont espacés de 3,40m, le supplément de contrainte de flexion dû au poinçonnement, même limité par défaut à l'effet de l'aire hachurée sur la figure n°1 ci-dessous, afin de ne pas être trop pessimiste en raison de l'écrêtement favorable éventuel des moments fléchissants par l'appareil d'appui, atteint 8,6kg/cm2 au droit d'un point d'appui sur pile. La compression résiduelle minimale que l'on calcule habituellement sans tenir compte du poinçonnement étant à peu près nulle sur la fibre supérieure, cette seule cause suffit pour provoquer des tractions locales de 8 kg/cm2. En outre, entre appareils d'appui, une perturbation de moindre importance peut être signalée sur la fibre inférieure.

Figure n° 1



Il peut toutefois être noté, à cette occasion, que la marge de sécurité dont on dispose vis-à-vis de la fissuration dépasse largement la limite de résistance du béton à la traction : en effet il s'agit de contraintes locales de flexion dans une section rectangulaire pleine et il est bien connu que, dans certaines limites de dimension tout au moins, la rupture par flexion d'un prisme ne se produit que lorsque la contrainte $\frac{6M}{a^3}$ dépasse de 60 % environ la résistance du béton à la traction simple. Ceci est d'ailleurs la raison pour laquelle le Règlement français relatif à l'exécution du béton armé détermine la résistance à la traction du béton par la formule $\frac{3,6\ M}{a^3}$ quand elle est mesurée par un essai de flexion simple.

L'apparition tardive de la fissuration par flexion locale dans une dalle pleine précontrainte a d'ailleurs été vérifiée par essais sur modèle réduit (cf. Pont de Choisy-le-Roi).

1.3.- A ces causes principales de tractions s'ajoutent des causes secondaires. En particulier :

a) - non prise en compte, dans le calcul d'ouvrages hyperstatiques, de tassements qui ne sont pas toujours négligeables. Certains accidents ont montré que la souplesse des dalles précontraintes leur permettait de bien se comporter en présence de certains mouvements théoriquement inacceptables. Dans l'un d'entre eux, un tablier dalle à trois travées continues d'environ 18m de portée centrale et 12m de portées de rive a supporté sans dommage des tassements des deux appuis d'extrémité atteignant 16cm, et après relevage a pu être remis en service sans nécessiter aucune réparation.

b) - non prise en compte, dans le calcul, d'efforts secondaires tels par exemple que la flexion latérale ou la torsion d'âmes de poutres, efforts qui cependant sont assez importants pour qu'on ait reconnu dans le Règlement français, la nécessité de disposer des armatures passives auxiliaires dans ces parties d'ouvrages.

c) - les hétérogénéités de composition et de compacité du béton quand il est mis en oeuvre à la main (cas général du béton coulé en place), les hétérogénéités de fonctionnement tenant par exemple aux variations de température.

1.4.- Tout ce qui précède est général et concerne notamment les ouvrages dont le fonctionnement mécanique est classique. Lorsqu'on en vient à considérer des ouvrages dont la forme et par suite le fonctionnement classique sont plus complexes, on constate que :

- d'une part des zones plus vastes que dans les ouvrages classiques échappent à la précontrainte complète, faute de pouvoir être câblées d'une manière pratique et économique ;

- d'autre part des zones de concentration d'efforts, auxquelles ne peuvent correspondre des concentrations comparables de précontrainte, obligent soit à dimensionner l'ensemble de l'ouvrage d'une manière largement surabondante, soit à accepter certaines tractions locales ;

- enfin la variation des directions des efforts principaux est importante d'un point à l'autre et d'un cas de charge à l'autre, de sorte que les efforts sont toujours plus ou moins biais par rapport aux directions des armatures.

Les figures n° 2 et 3 ci-après en donnent un exemple.

Pont-dalle précontraint biais à 35 grades

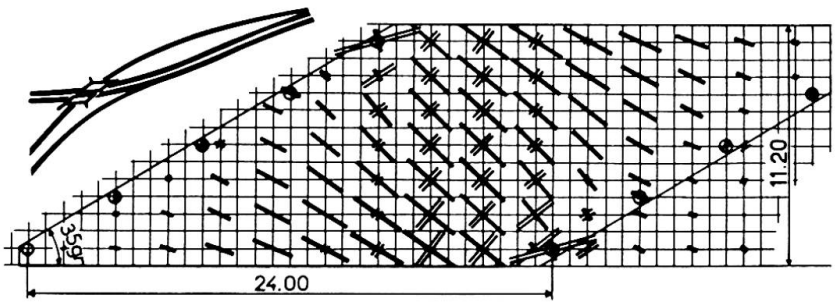
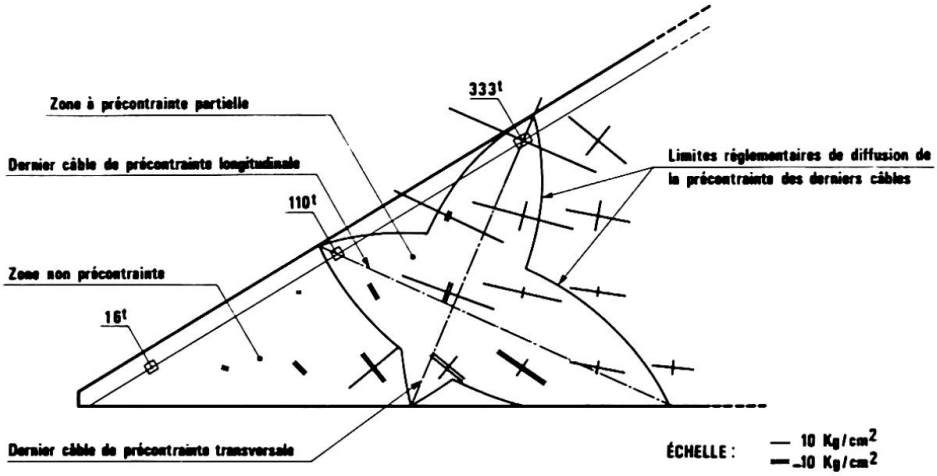


Figure n° 2

Figure N° 3



Dans cet exemple le premier dessin montre la distribution des moments fléchissants sous une charge uniforme. Le second dessin montre les contraintes suivant la face inférieure au voisinage de l'angle aigu. D'autres zones de précontrainte partielle existent, en particulier au-dessus des points d'appui des angles obtus.

2 - Dans quelle mesure des tractions menacent-elles la sécurité des constructions précontraintes ?

Les craintes que l'on a eues en présence de tractions ont toujours été motivées par la possibilité de dommages aux armatures de précontrainte, soit par corrosion (insuffisance d'étanchéité), soit par fatigue. On a traditionnellement rattaché la sécurité vis-à-vis de ces risques au maintien de compressions dans toute la masse du béton, ou à la limitation des tractions.

Qu'en est-il réellement ?

2.1 - du point de vue de la corrosion : on suppose traditionnellement que l'état de compression de la surface du béton précontraint est en relation directe avec les risques de corrosion des armatures. Admettons que ces risques ne soient pas attachés à la pénétration d'eau et d'air par les ancrages, ni réduits par les gaines et leur injection. Admettons aussi, car c'est un fait très fréquent pour le moment, que les chapes d'étanchéité ne suffisent pas à procurer la sécurité désirée. On compterait donc sur l'état de compression de la surface du béton précontraint pour assurer la protection, ou un complément de protection, contre la corrosion.

Or plusieurs considérations montrent à notre avis qu'il n'y a pas de relation directe entre l'état de compression de la surface du béton et la protection recherchée.

a) - le béton comprimé, tout au moins au-dessous de 15 à 30 kg/cm2, est par lui-même, le plus souvent, très incomplètement étanche. L'expérience des ponts non revêtus et des réservoirs (coupoles de fond) le prouve directement de façon quotidienne : les cas où des surfaces de béton mis en oeuvre à la main, de quelques dizaines ou centaines de mètres carrés, sont entièrement étanches, sont l'exception. Nul ne peut ignorer les fréquentes craquelures superficielles des tabliers, craquelures dont l'ouverture est souvent de plusieurs millimètres, donc considérablement plus grande que la micro-fissuration, sous traction, d'un béton sain bien armé

On ne peut également ignorer l'existence dans de nombreux ouvrages, de joints de construction qu'on traite le mieux possible, mais qui n'en restent pas moins des zones d'hétérogénéité intéressant des sections entières, et traversées par des armatures de précontrainte.

b) - Il semble bien que la porosité du béton joue de toute manière un rôle important dans la circulation de l'air et de l'eau; en effet, un béton non fissuré paraît se dessécher tout aussi bien qu'un béton armé abondamment microfissuré.

c) - Comme indiqué au § 1.1, il est déjà couramment admis un certain nombre d'exceptions au principe de non traction dans les ouvrages, par exemple celle d'ouvrages armés transversalement aux câbles de précontrainte. Autrement dit, les fissures longitudinales cousues, selon les règles du béton armé, par des armatures passives sont déjà réputées non dangereuses en béton précontraint, et l'expérience nous paraît le confirmer de façon très générale. Comme il est bien connu qu'en béton armé les fissures transversales sont nettement moins dangereuses, pour la corrosion, que les fissures longitudinales, aucune raison ne nous paraît exister pour qu'en béton précontraint des fissures dont la couture serait soigneusement assurée prennent une importance particulière lorsqu'elles sont transversales ; et il ne semble pas qu'aucune constatation ait jamais été faite à ce sujet.

d) - Il est bien connu que c'est une couverture convenable, par un béton de bonne qualité, qui assure seule d'une manière durable la conservation des armatures passives. Les auteurs de diverses publications recommandent de 3 à 7,5cm d'épaisseur de couverture. En béton armé il ne faut pas aller trop loin, mais en béton précontraint on le peut, pour la protection des armatures actives.

En conséquence la protection contre la corrosion des armatures de précontrainte ne nous semble pas être directement fonction de l'état de compression ou de traction de l'ensemble de la surface du béton dans la direction parallèle aux câbles, mais bien plutôt de la qualité et de l'épaisseur du béton situé immédiatement autour des câbles, et de l'absence de grosses fissures dans cette épaisseur.

Si par exemple l'on considère une dalle de 50cm d'épaisseur où l'axe des câbles se situe à 10cm au-dessus de l'intrados, peut-on considérer de façon plausible que la compression complète et inconditionnelle des 40cm situés au-dessus est vitale ou même importante pour la conservation ? N'est-il pas au contraire beaucoup plus raisonnable de considérer qu'une exigence limitée aux 10cm immédiatement supérieurs aux câbles, symétrique par conséquent par rapport aux 10cm inférieurs, serait une base beaucoup plus sérieuse, étant bien entendu qu'en outre les 30cm de l'extrados seraient en ce cas convenablement cousus comme un béton armé ordinaire ? Certes on peut discuter à l'infini sur les limites jusqu'auxquelles des fissures risqueraient de s'étendre, sur les ouvertures qu'elles pourraient avoir à différents niveaux et sur les risques qui pourraient en résulter. Aussi des règles d'application sont très certainement nécessaires, elles seront sans doute prudentes et même il nous paraît probable qu'en un premier temps tout au moins, jusqu'à ce que l'on ait une expérience suffisante, on estimera préférable de limiter d'une manière ou d'une autre les tractions jusqu'à une assez grande distance des câbles. Mais nous ne voyons aucune raison a priori d'exclure que l'on soit plus hardi par la suite. A notre avis personnel les cas les plus délicats seront ceux où des cisail-

lements importants existeraient dans le béton au voisinage de certains câbles.

A noter, subsidiairement, que l'existence nécessaire d'armatures passives nécessitera certaines précautions supplémentaires vis-à-vis de majorations accidentelles de surcharges :

- en fonctionnement quasi normal : compte tenu que les taux de travail des armatures passives croîtront beaucoup plus vite que proportionnellement aux surcharges (effet de flexion composée) il pourrait y avoir lieu, dans les cas où les tractions seraient importantes, de déterminer ces taux de travail sous sollicitations pondérées, comme le font déjà normalement les Règlements français pour le béton armé et la construction métallique. En effet, un danger notable serait qu'un faible dépassement de surcharge entraîne un dépassement de la limite élastique des armatures passives, empêchant la fermeture de fissures accidentelles. Bien entendu, dans la grande majorité des cas, les armatures passives ne subiront pas de contraintes importantes, n'étant pas nécessaires pour équilibrer les efforts extrêmes, et un calcul sous sollicitations pondérées sera sans objet.

- à la rupture : s'assurer si les résistances du câblage et des armatures passives s'ajoutent bien; si au contraire leurs ruptures sont largement échelonnées, on ne peut cumuler intégralement ces résistances. Cette dernière vérification ne concerne d'ailleurs pas la résistance à la corrosion.

2.2 - <u>du point de vue de la fatigue</u> : les facteurs directs de sécurité sont bien évidemment les suivants : valeurs extrêmes des contraintes des armatures actives, distribution du nombre de répétitions des variations de contraintes en fonction de l'amplitude de ces variations.

Si on s'écarte de la conception du béton précontraint intégral, ces facteurs peuvent utilement être pris en considération directement comme critères de sécurité vis-à-vis de la fatigue des armatures. Bien entendu, dans le cas général, on remplacera l'examen de la loi de distribution des variations de contrainte en fonction de l'amplitude par une valeur totale pondérée du nombre d'oscillations en fonction de l'amplitude des variations, comme on le fait déjà en matière de calcul de chaussées. Toutefois dans ce calcul il sera bon de porter une attention particulière sur le fait que le nombre d'oscillations peut, par suite de vibrations, être très supérieur à celui des passages de surcharges. Dans le cas particulier de nombreux ponts de voiries locales situés dans des régions agricoles, le critère du nombre de variations de contrainte ne jouera sans doute pas, les valeurs maximales de ces contraintes devant en revanche être considérées.

Cette prise en compte directe nous paraît seule rationnelle pour fixer des limites valables de sécurité à la fatigue des armatures parce que nous ne voyons aucune possibilité de relation directe entre la résistance à la fatigue et le fait que l'ensemble de la section de béton soit comprimé : en effet l'existence de compressions fixe certes par voie empirique certaines limites aux variations maximales des contraintes, mais ces limites sont variables dans une assez large mesure d'un ouvrage à un autre selon les dispositions du projet, de sorte que la sécurité qui en résulte n'est pas homogène.

Ainsi, pour prendre un premier exemple qui soit relativement

défavorable tout en restant fréquent et de conception classique, nous considérons à nouveau une travée indépendante à poutres préfabriquées de 35m de longueur. On y trouve, à mi-portée, sur la base d'un coefficient d'équivalence $n=E_a/E_i=5,3$, une augmentation possible de contrainte des armatures de 4,5kg/mm2 sous les surcharges réglementaires françaises (et une réduction possible de 0,5kg/mm2). Dans cet exemple la contrainte de rupture garantie des aciers R_G est de 160kg/mm2; leur limite élastique garantie, égale à la traction initiale au vérin, est de 140kg/mm2; pour les câbles de seconde précontrainte, qui restent les plus tendus, la contrainte à vide à mi-portée est estimée être de 111kg/mm2 à la mise en service et s'abaisser à 94kg/mm2 au temps t infini. Dans cet exemple les contraintes oscillent donc de 0,69 à 0,72 R_G lors de la mise en service, et de 0,59 à 0,62 R_G au temps t infini.

Un exemple moins défavorable est celui d'une dalle pleine à quatre travées continues de 53cm d'épaisseur, précontrainte par câbles filants selon les règles classiques de dimensionnement. Au point le plus sollicité, qui se situe au droit de l'appui central, les contraintes oscillent de 0,62 à 0,64 R_G lors de la mise en service et de 0,54 à 0,56 R_G au temps t infini. La comparaison de ces chiffres à ceux du premier exemple fait déjà apparaître à l'évidence qu'on pourrait, sans danger du point de vue de la fatigue, être plus hardi en matière de quantité de précontrainte pour ce dernier ouvrage.

On peut aisément calculer enfin, en imaginant le cas extrême d'un tirant en béton précontraint soumis alternativement à la compression maximale réglementaire admissible et à une décompression totale, que la variation de contrainte des armatures de précontrainte serait de 7kg/mm2 si le béton est de résistance courante, de 8kg/mm2 si le béton est de 400kg/cm2 de résistance nominale. Telles sont les variations maximales de contrainte que l'on admet déjà, en principe, sans précaution particulière, en dimensionnant les ouvrages selon la conception classique.

Pour déterminer maintenant quelles sont les variations de contrainte admissibles en fait, il paraît difficile de se baser sur des ouvrages réalisés, faute d'expérience suffisante. Mais il peut dès à présent être tiré certaines conclusions des résultats déjà publiés d'essais de résistance à la fatigue d'armatures de précontrainte. Par exemple d'assez nombreux essais de ce genre ont été effectués pour le compte de la Commission Ministérielle permanente française du béton précontraint, en vue de l'agrément des principaux systèmes de précontrainte ; et quoique ces essais aient conduit seulement à observer des ruptures de fils peu nombreuses et localisées généralement aux ancrages, nous pouvons en tirer une enveloppe, sans doute pessimiste, des variations de contrainte admissibles dans les armatures. Cette enveloppe serait la suivante :

- pour résister à 2 millions d'alternances, nombre qui paraît raisonnable pour des ponts soumis à une circulation lourde (soit environ 180 mises en pleine surcharge par jour en moyenne pendant 30 ans), une oscillation de contrainte de 0,05 R_G entre 0,60 et 0,65 R_G donne une garantie complète; il semble probable que la même oscillation entre 0,65 et 0,70 R_G, et même une oscillation de 0,07 R_G entre 0,63 et 0,70 R_G, seraient admissibles.

- pour résister à 100 000 alternances, nombre qui paraît raisonnable pour des ponts de voirie locale habituellement peu circulés, une oscillation de contrainte de 0,10 R_G entre 0,60 et 0,70 R_G

donne une garantie complète.

On peut aussi se référer à certains résultats d'essais publiés par divers auteurs (9ème Session d'Etudes de l'A.S.P. : BIRKENMAIER pages 57 et sq, et BRENNEISEN pages 181 et sq - Bulletin n° 23/24 de l'A.I.P.C. : BATE, pages 66 et 67). Sauf erreur d'interprétation de notre part, ces résultats sont compatibles avec l'enveloppe ci - dessus. Seule la nouvelle norme suisse S.I.A. 162/1966 serait nettement plus hardie en admettant des surtensions de 15kg/mm2 pour les armatures passives aussi bien que pour les armatures de précontrainte (selon M. BIRKENMAIER la rupture par fatigue des armatures de précontrainte se produit pour une variation de contrainte de 25kg/mm2); mais, nous a-t-il semblé, les variations de contrainte prises en compte par la norme S.I.A. sont calculées avec un coefficient d'équivalence de 10, ce qui explique en très grande partie les chiffres élevés annoncés. Ces essais font également apparaître que de très sérieux risques de rupture par fatigue seraient encourus si la tension maximales des armatures en service approchait de 0,8 R_G.

Pour limitées que soient ces conclusions, le rapprochement de tous ces chiffres avec ceux qui sont indiqués plus haut pour des ouvrages réels fait apparaître qu'il reste possible d'admettre, du point de vue de la résistance des armatures de précontrainte à la fatigue, de plus grandes variations de contrainte dans de nombreux ouvrages que selon la conception classique. En effet, pour les ouvrages soumis à une circulation lourde, les variations admissibles de contrainte ne seraient guère modifiées, mais étant prises directement en compte elles pourraient être en fait approchées de beaucoup plus près qu'elles ne le sont lorsque leur limitation résulte du maintien de compressions dans le béton. Et pour les ouvrages peu circulés, elles seraient sensiblement accrues.

Atteindre ces limites supposera des tractions dans le béton. Pour l'évaluation directe des variations de contrainte, il sera donc nécessaire de tenir compte, lorsque des tractions apparaissent, de l'existence possible de fissures et de considérer ainsi que la traction maximale des armatures croît alors plus vite que proportionnellement à la charge, comme il est habituel en flexion composée. D'autre part, dans ce calcul, le coefficient d'équivalence devra à notre avis être pris égal au rapport des modules d'élasticité instantanés de l'acier et du béton, de l'ordre de 6 par conséquent, et non pas aux valeurs qui sont usuelles dans les calculs de béton armé dans lesquels la charge permanente est l'élément principal de traction des armatures.

Un dernier risque attaché à l'influence locale de fissures sur les tensions de certains fils de précontrainte nous parait devoir être considéré : on peut se demander si l'ouverture d'une fissure traversée par un fil (ou une armature) de précontrainte lui impose ou non des surtensions locales importantes qui pourraient en provoquer la rupture par fatigue; après cette rupture, la fissure irait attaquer le fil (ou l'armature) suivant, etc...

Un tel phénomène ne pourrait affecter les différentes armatures que de façon successive parce que l'existence de surtensions notables d'une fraction importante des armatures, par rapport aux tensions résultant d'un calcul global de la section, ne serait pas compatible avec l'équilibre des efforts internes. En béton armé, lorsque les pourcentages d'armatures dépassent un certain minimum, le phénomène n'est pas observé.

Nous pensons que deux cas sont à envisager :

- dans le cas où les armatures de précontrainte sont concentrées en quelques grosses unités, ce sont elles qui imposent, ou plutôt empêchent, les déformations du béton à leur pourtour; le phénomène n'est pas à craindre.

- dans le cas où elles sont constituées de fils séparés, un danger pourrait exister seulement si les fils, ou une partie d'entre eux, représentaient un trop faible pourcentage de la section tendue.

Dans tous les cas la réalité ou l'inexistence d'un tel processus de rupture peut être établie par expérimentation. Dans tous les cas également, seules des fissures dans la partie de la section contenant les câbles pourraient présenter un certain risque à cet égard, et ceci est une nouvelle raison pour limiter certaines exigences à la seule partie de la section contenant les armatures de précontrainte.

Admettons donc que comme indiqué plus haut une évaluation correcte des efforts dans les armatures de précontrainte soit prise pour base de vérification. Pour améliorer la sécurité à la fatigue, dans les cas où cela serait nécessaire pour respecter les limites que l'on retiendra, on pourra agir sur les éléments suivants :

- ne pas placer les armatures de précontrainte trop près de la surface du béton, là où les variations de contraintes et de longueur sont les plus grandes; pour certains ouvrages hyperstatiques le déplacement des armatures sera gratuit, parce que compensé par la variation des moments hyperstatiques de précontrainte.

- réduire la contrainte moyenne des armatures de précontrainte.

Nous n'entendons certes pas dire que de tels moyens sont systématiquement avantageux (et ils ne le seront pas pour des ouvrages des structures élancées soumis à un trafic élevé), mais qu'ils sont techniquement licites.

Conclusion :

Qu'on le veuille ou non, d'importantes tractions existent dans de très nombreux ouvrages en béton précontraint, même dans ceux que l'on a calculés en vue d'une précontrainte complète.

A la suite de l'Association Scientifique de la Précontrainte (Recommandations de 1965), de la Fédération Internationale de la Précontrainte et du Comité Européen du Béton (Recommandations pratiques de 1966) un tournant vient d'être pris dans notre pays par la Commission française du Règlement qui a retenu, en principe, plusieurs genres de vérification du béton précontraint. S'il est prématuré de dire quelles seront ses propositions définitives, il est possible d'indiquer que des tractions seront admises dans certains cas et qu'on s'oriente vers des prescriptions différentes pour les sections d'enrobage des armatures de précontrainte d'une part, et pour le reste des sections d'autre part.

Supposant que l'on cherche en outre à établir des règles de sécurité plus ou moins grandes selon les ouvrages et parties d'ouvrages, nous pensons personnellement qu'il y aura lieu de faire porter ces règles de sécurité, en particulier, sur les trois points suivants :

- l'enrobage minimal des armatures actives;

- les taux de travail extrêmes (maximum et variations) des armatures actives des ouvrages en service, en fonction de l'importance de la circulation sur ces ouvrages;

- la bonne couture par armatures passives du béton tendu, avec bien entendu calcul de leur taux de travail maximal dans les conditions indiquées au § 2.2, et sans doute, dans certains cas, limitation de ce taux en fonction des risques de fatigue pour les armatures passives à haute adhérence.

Le deuxième point conduira à étudier les contraintes du béton dans la section minimale d'enrobage des câbles (par exemple jusqu'à 5 à 10cm du pourtour des câbles, ou tout simplement jusqu'à la distance minimale admise entre les câbles et la surface du béton). Il est probable que dans certains cas, mais à titre secondaire à notre avis personnel, on continuera à exiger la compression permanente de cette zone (mais non plus des sections entières). Le troisième point conduira à mieux ferrailler d'armatures passives les ouvrages précontraints, grâce à quoi ceux-ci tout en étant souvent plus économiques se comporteront mieux.

Les exigences du "béton précontraint intégral", inutilement sévères en ce qui concerne les contraintes du béton, sont seulement conventionnelles et valables à une certaine échelle de sorte que toute analyse plus fine des contraintes réelles fait s'évanouir l'objectif poursuivi. Mais surtout, elles ne portent pas sur les points qui sont réellement importants pour le but recherché. Il paraît justifié, non pas de les abolir purement et simplement, mais de leur substituer des règles de sécurité plus directement efficaces. En raison de leur caractère plus général, ces nouvelles règles permettront de choisir pour les différentes parties des ouvrages le degré de précontrainte le plus adéquat au lieu de limiter uniformément, soit les contraintes minimales du béton, soit les contraintes maximales des aciers.

RÉSUMÉ

Un examen attentif des ponts que l'on a calculés en vue d'une précontrainte complète fait apparaître qu'en réalité leur béton est souvent soumis à des tractions. Si certaines conditions sont satisfaites, les tractions ne sont pas dommageables pour les constructions précontraintes.

ZUSAMMENFASSUNG

Eine aufmerksame Prüfung der als voll vorgespannt berechneten Brücken zeigt, dass ihr Beton in der Tat oftmals Zugspannungen erleidet. Unter gewissen Bedingungen sind die Zugspannungen nicht schädlich für die vorgespannten Bauwerke.

SUMMARY

An attentive examination of the bridges which have been calculated as fully prestressed shows that their concrete is in fact often subjected to some tensile stresses. Under some conditions the tensile stresses do not damage the prestressed structures.