

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

Band: 8 (1968)

Artikel: Précontraintes partielles

Autor: Thürlimann, Bruno

DOI: <https://doi.org/10.5169/seals-8718>

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: 15.01.2026

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

IVb

Précontraintes partielles

BRUNO THÜRLIMANN

Prof. Dr., Eidg. Technische Hochschule, Zürich

1. Introduction

Dans les éléments en béton armé se forment en général des fissures déjà dans l'état d'utilisation. A l'aide de mesures constructives, on tâche d'empêcher la formation de fissures d'au-dessus de 0,1 à 0,3 mm. Une longue expérience montre que de cette façon, en conditions normales, le fer n'est pas endommagé par la corrosion.

Avec précontrainte, on superpose aux tensions dues aux charges extérieures un état de tensions supplémentaires de façon que les tensions de traction sont exclues ou bien limitées. Ainsi la formation de fissures devrait être empêchée. La présence des fissures secondaires est pratiquement inévitable près des ancrages de câbles comme près des joints intermédiaires, ce qui ne porte aucun préjudice au comportement de l'élément.

Le principe de la précontrainte complète, c'est-à-dire l'annulation de toutes les tensions positives dans le but d'éviter des fissures est très séduisant du point de vue théorique. Mais en pratique, on rencontre souvent bien des difficultés. Citons quelques cas comme exemples: Selon le rapport entre poids propre et charge utile, il peut se produire dans l'état d'utilisation des variations considérables entre les sollicitations (M , N , Q , T) maximales et minimales. Ce rapport peut devenir encore plus défavorable dans les systèmes statiquement indéterminés. Pour le cas de la flexion, avec un moment minimal M_1 et un moment maximal M_2 , les tensions du béton doivent satisfaire, dans le cas de la précontrainte complète, aux quatre inéquations suivantes, et ce aux bords supérieur et inférieur:

$$\sigma_{bo} = -\frac{V}{F} - \frac{z_o}{I} (-Ve + M_1) \leq 0 \quad (1)$$

$$\sigma_{bo} = -\frac{V}{F} - \frac{z_o}{I} (-Ve + M_2) \geq \sigma_{b\ zul} \quad (2)$$

$$\sigma_{bu} = -\frac{V}{F} + \frac{z_u}{I} (-Ve + M_1) \geq \sigma_{b\ zul} \quad (3)$$

$$\sigma_{bu} = -\frac{V}{F} + \frac{z_u}{I} (-Ve + M_2) \leq 0. \quad (4)$$

Comme la précontrainte ne peut créer qu'un état de tensions déterminé, qui est constant, on rencontre de grandes difficultés dès que la variation du moment ($\Delta M = M_2 - M_1$) devient trop grande: On est obligé alors de choisir des profils compliqués ou démesurés (par exemple section en caisson) ou bien de travailler avec de très grandes forces de précontrainte V , pour arriver à satisfaire aux conditions (1) à (4). En examinant après la sécurité à la rupture, on constate qu'elle se trouve souvent bien au-dessus de la sécurité exigée. Si alors on essaie d'être moins rigoureux, en particulier avec l'inéquation (4), c'est-à-dire si on tolère une tension de traction limitée ($\sigma_{bu} \leq \sigma^*$) ou encore si l'on néglige complètement l'inéquation (4), on augmente considérablement les possibilités de variation de la précontrainte (c'est-à-dire choix de V et e) pour une section donnée. On remplace alors l'inéquation (4) par des conditions relatives à l'ouverture des fissures et à la sécurité à la rupture.

Souvent, la précontrainte complète provoque des déformations de fluage exagérées. On ne connaît que trop bien les déflexions grandes et irrégulières d'éléments précontraints élancés, par exemple des dalles de toiture. Comportement qui s'explique par une surcharge importante par rapport au poids propre, ainsi que par l'élancement très prononcé de la dalle (longueur/hauteur). Dans une même série, les dalles donnent des déflexions très différentes.

Un autre exemple est montré dans la figure 2. Il s'agit d'un bâtiment de bureaux, où le poids des piliers ou des murs repose sur une poutre précontrainte. Si la surcharge effective est relativement petite, mais la surcharge introduite dans les calculs grande par rapport à la charge totale, la précontrainte complète provoque souvent une surélévation fâcheuse de la poutre, et qui augmente encore avec le temps.

Dans les systèmes indéterminés (par exemple poutres continues) la précontrainte complète exige souvent un échelonnement de la force introduite dans les câbles. On est obligé de mettre des câbles supplémentaires au-dessus des appuis, dont l'ancrage cause des difficultés constructives. En plus, ces ancrages semblent prédestinés à la formation de fissures, par suite de tensions secondaires. Enfin il est des cas où la précontrainte complète est tout à fait impossible, par exemple dans les poutres de répartition et les dalles de fondations.

Toutes ces considérations démontrent que selon les circonstances, la précontrainte complète mène à des solutions onéreuses et compliquées. Alors la question se pose tout naturellement si cette précontrainte complète ne devient pas inutile, voire même absurde dans bien des cas. Très souvent, la précontrainte partielle semble bien plus indiquée, permettant une construction sensiblement plus économique. Des contraintes démesurées sont évitées, bien des détails constructifs simplifiés. Enfin, il devrait en résulter dans beaucoup de cas une construction plus tenace. Car lors d'une précontrainte complète, la teneur en acier est souvent si haute que l'on obtient une rupture cassante, c'est-à-dire que le béton cède avant que l'armature parvienne à l'écoulement. Précisément pour des constructions assujetties à des chocs, des tremblements de terre ou encore à des explosions, un tel comportement ne peut être apprécié, l'absorption d'énergie pouvant être insuffisante. Donc ici également, la précontrainte semble la bonne solution.

Dans la suite, on trouvera dans une rétrospective rapide l'histoire du développement vers la précontrainte complète et la situation actuelle concernant la précontrainte partielle.

2. Rétrospective

Après de premiers essais restés sans succès, le béton précontraint s'est développé à la base des recherches fondamentales de Freyssinet (brevets 1928). L'école française a toujours soutenu l'idée d'une précontrainte complète et d'une tension des câbles aussi élevée que possible (90% de la résistance à la traction). On comprend que dans cette phase du développement, on parlait avec beaucoup d'enthousiasme d'une matière complètement nouvelle (voir par exemple [1]¹⁾, pages 35–42). L'absence totale de fissures dans le béton précontraint fut particulièrement mise en évidence pour le distinguer le plus clairement possible du béton armé. Encore en 1951, Freyssinet considérait la précontrainte partielle comme un égarement, lui attribuant une qualité inférieure à celle du béton armé et du béton précontraint.

Par opposition à la France et à bien d'autres pays, le développement en Allemagne tendait vers l'emploi de câbles relativement peu tendus (55% de la résistance à la traction). Pour éviter que les câbles prennent des sections démesurées, on tolère des efforts de traction limités dans le béton. Le calcul des tensions se fait en supposant le béton non fissuré. Seulement, on doit couvrir la résultante des tensions dans la zone tendue par une armature appropriée.

Les premiers pas dans l'application de la précontrainte partielle furent faits déjà avant la deuxième Guerre mondiale. En particulier, EMPERGER [2] a proposé en 1939 une armature combinée de fers tendus et de fer passif. Il ne considérait pas la formation de fissures dans le béton comme un désavantage à

¹⁾ Voir bibliographie.

éviter à tout prix. La précontrainte devait seulement ralentir la formation des fissures et en diminuer la grandeur.

Une autre possibilité de la précontrainte partielle fut proposée en 1942 par ABELES ([3], page 131) et trouvait sa première application pratique en 1948. Il s'agit exclusivement d'armature tendue, mais le degré de précontrainte est choisi tel que déjà à l'état d'utilisation le béton subit des tractions et donne des fissures de grandeur limitée.

La première discussion internationale au sujet de la précontrainte partielle eut lieu en 1962, au congrès de la Fédération Internationale de la Précontrainte (FIP). Par la suite, on a fondé un comité mixte FIP-CEB (Fédération Internationale de la Précontrainte/Comité Européen du Béton) pour étudier le domaine intermédiaire entre béton armé normal et précontrainte complète. Depuis, on a lancé dans différents pays des recherches théoriques et expérimentales. Ici, il convient de mentionner en particulier les expériences belges: «Enquête sur la Précontrainte Partielle», de R. BAUS et V. DEPAUW de l'année 1965 [3]. Elle donne une vue d'ensemble sur la situation internationale actuelle et contient en outre un aperçu sur la littérature correspondante.

Jusqu'à ce jour, la plupart des normes pour béton précontraint des pays occidentaux ne permettent que la précontrainte totale ou éventuellement encore une précontrainte limitée. Comme l'on suppose qu'il n'y a pas formation de fissures, le calcul des tensions résultants de la surcharge de service se fait sur la section homogène, c'est-à-dire sur toute la hauteur. En Europe orientale, plusieurs pays permettent déjà à l'heure actuelle de se servir de la précontrainte partielle pour des constructions de charge statique prédominante, où la formation de fissures de grandeur limitée est admissible (par exemple DDR-Standard Spannbeton [4], page 214).

L'Association Internationale des Ponts et Charpentes a décidé de choisir la précontrainte partielle comme sujet de discussion pour son congrès de 1968, vu ses possibilités potentielles, vu aussi l'intérêt mondial qu'on lui témoigne. Lors de cette occasion on fera l'examen des études en cours, et en même temps on veut accélérer l'application pratique.

3. Classification des systèmes partiellement précontraints

Une subdivision des éléments partiellement précontraints peut se faire selon des points de vue les plus divers. Une propriété commune à tous les systèmes est l'apparition de fissures déjà sous surcharge de service. Les différences essentielles sont dans l'exécution technique; la qualité, la répartition et la pose de l'armature jouant un rôle décisif. Une subdivision selon ce point de vue semble tout indiquée pour une discussion lors du congrès, vu que les recherches théoriques et expérimentales elles aussi se différencient sous ce rapport.

3.1. Armature mixte

Dans une même section, nous avons une part d'armature de précontrainte et une part d'armature lâche (fig. 3). L'acier de précontrainte est tendu pour annuler les tensions de traction dans le béton pour un état de charge déterminé (par exemple poids propre et éventuellement une partie de la charge utile). L'armature passive peut se composer d'acier normal ou à haute résistance ou même de fers de précontrainte. Elle sert à contrôler la grandeur des fissures et des déformations sous la charge maximale ainsi qu'à garantir la sécurité à la rupture nécessaire. Sans vouloir anticiper sur le développement futur, ce système paraît se prêter particulièrement pour des éléments tendus après bétonnage (câbles tendeurs).

3.2. Armature de précontrainte avec tension limitée

Toute l'armature est tendue. La section est déterminée par la sécurité à la rupture. Dans des conditions extrêmes, il apparaît des tractions et des fissures dans le béton même sous surcharge utile. Ce type d'armature devrait s'appliquer surtout dans des poutres bétonnées dans le banc de fabrication.

3.3. Poutres mixtes

Elles sont construites avec des éléments préfabriqués précontraints soudés ensemble avec du béton frais. La fig. 4 esquisse deux possibilités. L'état de tension dans la section n'est pas uniforme. L'élément de béton précontraint peut se comporter dans l'état d'utilisation comme totalement ou partiellement précontraint. Les parties en béton coulé sur place ne sont pas précontraintes (excepté d'éventuels réarrangements des tensions dus au fluage). De la grande surface entre le béton préfabriqué et le béton coulé sur place, il résulte des tensions de contact très petites. Si en plus la surface de contact est rendue rugueuse, on obtiendra une bonne action combinée, et en même temps une répartition favorable des fissures.

3.4. Systèmes combinés

Précisément dans des systèmes statiquement indéterminés, comme poutres continues, etc., on arrive à lier ensemble des poutres simples en béton précontraint par des raccords en béton armé pour obtenir de cette façon des poutres continues (fig. 5). Il existe même toutes les graduations intermédiaires pour ces joints en béton coulé sur place, allant jusqu'à la précontrainte totale. Pour de tels systèmes combinés, il se pose la question du comportement d'élé-

ments de raideur à la flexion très différente. Ces différences causent des fissures dans les éléments de raccordement. Sous ces systèmes combinés, il faut aussi grouper les systèmes porteurs étendus, précontraints dans une seule direction, comme par exemple ponts précontraints dans la direction de l'axe seulement, dalles, etc.

Une autre classification a été proposée par le comité mixte FIP-CEB. Partant des efforts à la traction du béton et de la formation de fissures correspondante, il distingue trois classes:

Classe I: L'absence de fissures doit être garantie à tout prix. Aucun état de charge, ni pendant la construction, ni à l'usage ne doit produire des tractions dans le béton, de sorte que théoriquement du moins, la formation de fissures est exclue. La précontrainte complète est conseillée pour des éléments porteurs exposés à un milieu très corrosif ou à des charges dynamiques, qui pourraient mener à des phénomènes de fatigue.

Classe II: Les tensions de traction ne sont pas admises sous poids propre et une partie de la surcharge utile. L'allongement du béton doit être limité même pour des charges extrêmes. Ainsi la formation de fissures serait en grande partie évitée. La précontrainte limitée est prévue pour les ponts routiers et pour d'autres systèmes rarement soumis aux surcharges utiles extrêmes.

Classe III: La grandeur des fissures et l'allongement de l'acier sont limités. Le calcul des tensions se fait, pour la surcharge utile, dans l'hypothèse que le béton ne supporte aucune traction (précontrainte partielle).

Cette classification comporte en même temps une description des champs d'application. La classe III comprend le béton partiellement précontraint, tandis que la classe I (précontrainte complète) et la classe II (précontrainte limitée) trouvent déjà leur application normée dans bien des pays.

Il est difficile de prédire dans quelle direction la précontrainte va se développer surtout. A l'instant, l'armature mixte semble intéressante surtout dans l'emploi de câbles tendeurs. D'autre part, une armature de précontrainte uniforme paraît indiquée dans les éléments préfabriqués au banc de fabrication, du point de vue pratique aussi qu'économique.

4. Principes pour le dimensionnement

Comme pour les constructions en béton armé (voir par exemple CEB Recommendations [5] page 13) peuvent être définis plusieurs «Etats limites».

1. Rupture (épuisement de la résistance du matériel, instabilité, fatigue);
2. Déformation inadmissible (élastique ou plastique);
3. Formation inadmissible de fissures.

Par rapport à ces états limites doivent être maintenues des marges de sécurité appropriées. Il s'agit donc de créer des méthodes de calcul convenables, qui permettent d'inclure ces cas limites dans la précontrainte partielle.

Comme autre point de vue d'importance pratique on doit encore citer la sécurité à la corrosion et à l'incendie.

5. Méthodes de calcul

En opposition au béton précontraint apparaissent dans la précompression partielle des fissures déjà à l'état d'utilisation. On ne peut donc plus calculer avec une section homogène. La résistance à la traction du béton doit être négligée.

5.1. *Flection avec effort normal*

Tout en commençant on doit faire quelques remarques à propos du calcul du moment de fissuration. Théoriquement la condition pour l'apparition des premières fissures est très simple, c'est-à-dire

$$\sigma_{b \max} = \beta_{bz} \quad (5)$$

donc tension maximale du béton égale à résistance du béton à la traction. Mais malheureusement la détermination tant du premier que du deuxième terme de cette équation est grevée de beaucoup d'insécurités. La résistance à la traction β_{bz} du béton peut varier entre de larges limites. Elle dépend d'une série de facteurs qui peuvent être difficilement contrôlés comme la composition et la lavouration du béton, condition de prise et âge du béton au moment de l'application de la sollicitation. En plus la variation des allongements spécifiques sur la hauteur de la section comme la forme de la section même influencent la formation de fissures. La détermination des tensions maximales dans le béton est tant aussi peu précise. Abstraction faite des imprécisions dans les hypothèses de charge, on a ici particulièrement l'influence due au retrait différentiel (c'est-à-dire irrégulier) et à la répartition différentielle de la température sur la section comme aussi à la concentration de tensions (par exemple perturbations dues aux étriers, câbles, etc.).

Du point de vue pratique la détermination numérique du moment de fissuration paraît donc extrêmement douteuse. Ici la prescription de tensions positives est plus indiquée (prescription basée sur l'expérience): en général cette méthode n'a conduit à aucune formation de fissures. Pour des cas particulièrement critiques est justifiée même la condition $\sigma_{b \max} \leq 0$ (c'est-à-dire aucune tension positive dans le béton).

Le calcul des tensions dans l'état de fissuration conduit en principe au cas de la «Flexion avec effort normal» du béton armé. Le calcul doit être fait pour une section fissurée en excluant les tensions positives du béton. La fig. 6 montre une poutre avec armature mixte: l'armature de précontrainte F_s à une distance

h_1 de l'axe par le centre de gravité, et l'armature passive F_e à une distance h_2 . Les tensions du béton σ^b dues à la précontrainte V en tenant compte de l'influence du retrait et du fluage donne σ_{1V}^b à la hauteur 1 et σ_{2V}^b à la hauteur 2. Le béton peut être rendu sans tensions avec deux forces fictives K_1 et K_2 . On peut les déterminer avec les conditions:

$$\sigma_{1V}^b + \sigma_{11}K_1 + \sigma_{12}K_2 = 0 \quad (6)$$

$$\sigma_{2V}^b + \sigma_{21}K_1 + \sigma_{22}K_2 = 0 \quad (7)$$

où σ_{11} est défini comme tension du béton à la hauteur 1 due à la force K_1 et les coefficients σ_{12} , σ_{21} et σ_{22} de même. Tout de suite après l'application de la force de précontrainte ou bien si on néglige l'influence sur les contraintes due au fluage et au retrait la force K_2 est égale à zéro.

Les forces $\bar{K}_1 = -K_1$ et $\bar{K}_2 = -K_2$ agissent maintenant avec les M et N dues aux charges extérieures sur la section en béton sans contraintes. On peut les réduire en une seule force normale résultante R qui agit excentriquement:

$$R = N + \bar{K}_1 + \bar{K}_2 \quad (8)$$

$$e = \frac{1}{R} (M - \bar{K}_1 h_1 - \bar{K}_2 h_2) . \quad (9)$$

En connaissant le diagramme contrainte-déformation du béton, de l'acier de précontrainte et de l'armature passive, on peut déterminer les tensions ainsi que le moment de rupture, si toutefois on admet l'hypothèse de la répartition linéaire des allongements spécifiques. Pour ce faire, on ajoute les allongements spécifiques des différents cas. Pour le béton, on n'a une action que de (R, e) , et par là:

$$\varepsilon_b = \varepsilon_b(R, e) . \quad (10)$$

Les allongements de l'acier par contre dépendent de la force de précontrainte V , y compris le retrait et le fluage, les forces fictives K_1 et K_2 , ainsi que R et e .

$$\varepsilon_s = \varepsilon_s(V; K_1, K_2; R, e) \quad (11)$$

$$\varepsilon_e = \varepsilon_e(V; K_1, K_2; R, e) . \quad (12)$$

Le plus simple est de supposer un axe neutre et une répartition des allongements déterminée. On varie cette répartition jusqu'à ce que les forces internes résultantes correspondent à la sollicitation extérieure, respectivement que la condition à la rupture soit satisfaite.

En plus de la détermination des tensions, respectivement du moment de

rupture, il est nécessaire de connaître la forme et l'épaisseur des fissures sous surcharge de service. Rien qu'en étudiant les fissures des poutres en béton armé, on peut gagner des indications précieuses (voir par exemple [5] annexe 1, pages 1-93 pour la bibliographie, ainsi que [6]). Pour le comportement des fissures, seul l'allongement de l'acier d'après l'état sans contrainte du béton est déterminant (R, e). Evidemment il faut tenir compte des propriétés d'action combinée des aciers. C'est justement dans les poutres comprimées après bétonnage (câbles) que l'armature passive devient très importante. L'effet d'action combinée est certainement bien moins favorable pour des câbles injectés que pour des fers profilés, des fils ou des torons. Pour l'étude des fissures, on pourrait même le négliger en première approximation. Il faudrait développer des règles de dimensionnement dans le but d'obtenir une répartition favorable et une épaisseur réduite des fissures. La limitation de l'allongement de l'armature passive y semble tout au plus une première tentative grossière. Il conviendrait plutôt de tenir compte, dans la mesure de leur importance, de tous les paramètres du problème, tels que: action combinée, proportion d'armature dans la zone de traction, répartition des fers, distance à la surface, qualité du béton.

Jusqu'à ce jour, il n'a été publié que peu d'essais systématiques sur le comportement à la flexion de poutres partiellement précontraintes. En plus, des travaux cités sub [3], il convient de rappeler les recherches de A. BRENNISEN, F. CAMPUS, N. M. DEHOUSSE [7]. En plus, on a des informations intéressantes sur le comportement à la fatigue et à la rupture, par exemple par les expériences AASHO sur deux ponts précontraints et deux ponts contraints après bétonnage [8] ainsi que par des essais de laboratoire de la Portland Cement Association [9] sur 4 poutres correspondantes. Lors de la moitié des essais, les charges étaient choisies telles que les fissures apparaissaient déjà à la surcharge de service. Ce pour étudier le comportement à la fatigue de poutres de ponts partiellement précontraintes. Les poutres partiellement précontraintes à l'aide de câbles, sans armature passive, (pont 5 A, poutre 5 A) montraient une détérioration progressive de l'adhésion et un accroissement correspondant des fissures. Par contre les poutres partiellement précontraintes au lit de fabrication (pont 6 A, poutre 6 A), également sans armature passive, montraient un comportement fort satisfaisant.

D'une façon analogue, on peut mettre en valeur bien d'autres essais sur des poutres précontraintes, concernant la contrainte partielle, et cela dès qu'on dispose d'observations dépassant la charge limite aux fissures.

5.2. Cisaillement

A la précontrainte partielle, il apparaît des fissures déjà lors de la surcharge de service. Donc il n'est plus admissible, même dans ce cas normal, de calculer les tensions de cisaillement d'après la méthode classique du béton armé sous

l'hypothèse de fissures de flexion. On y part d'un élément différentiel de poutre. La variation différentielle $d\sigma$ des tensions normales σ entre les sections de gauche et de droite de l'élément provoque des tensions de cisaillement τ horizontales. Ici on fait abstraction d'un tel calcul des τ , comme l'on sait communément aujourd'hui qu'il conduit à des valeurs nominales qui n'ont que peu en commun avec le comportement réel. De plus en plus, on en arrive à la conclusion que le dimensionnement des fers de cisaillement est dicté, dans le béton armé aussi bien que dans le béton précontraint, par le comportement à la rupture. Malgré des expériences très étendues sur la rupture de cisaillement du béton armé, il n'existe toujours pas de théorie communément applicable à ce sujet. Par contre on a fait de nombreuses propositions efficaces et utiles pour le dimensionnement, propositions déjà accueillies en partie par différentes normes. En béton précontraint il a été publié beaucoup moins de recherches expérimentales jusqu'à ce jour. Ce qui fait que la rupture de cisaillement et le dimensionnement de l'armature de cisaillement sont encore bien moins connus.

Dans le domaine de la précontrainte partielle il n'existe encore pratiquement aucune expérience étudiant le comportement à la rupture de cisaillement. Dans la suite, on trouvera l'esquisse d'une proposition traitant le dimensionnement aussi bien du béton armé normal que du béton armé avec câbles de précontrainte supplémentaires (précontrainte partielle), et du béton précontraint, selon une conception uniforme [10].

Le comportement à la rupture d'une poutre armée au cisaillement se décrit le plus aisément par un effet de treillis. Il se forme dans l'âme un système de diagonales de béton comprimé et d'éléments tendus dans la direction de l'armature de cisaillement. Les deux ailes transmettent, elles aussi, en plus des efforts normaux des efforts tranchants, selon leur état de contrainte. La figure 7 montre une poutre dans laquelle il s'est formé un domaine de cisaillement diagonal et un domaine de flexion et de cisaillement combinés. Dans le domaine de cisaillement diagonal, des fissures diagonales apparaissent exclusivement dans l'âme. L'aile tendue reste comprimée même à l'état de rupture grâce à la précontrainte. Donc l'aile comprimée et l'aile tendue précontrainte transmettent des efforts tranchants Q_1 et Q_2 . Dans le domaine de flexion et de cisaillement combinés par contre, l'aile tendue est entrecoupée par des fissures de flexion qui se prolongent en des fissures diagonales dans l'âme. Ainsi seule la zone comprimée peut transmettre un effort tranchant Q_C . Dans les deux cas une armature à étriers ou en diagonale permet de supporter en plus les forces B et D . A partir de ce modèle simplifié, des règles de dimensionnement simples ont été déduites en [10]. L'effort tranchant Q à l'état de rupture doit être supportable par la somme des résistances au cisaillement:

$$Q \leq Q_C + Q_N + Q_B + Q_D . \quad (13)$$

Où Q_C est la résistance au cisaillement de la zone de béton comprimée:

$$Q_C = \left(1 + \frac{V_\infty}{Z_s}\right) \tau_1 b_0 h \quad (14a)$$

mais au maximum :

$$Q_C = 1,5 \tau_1 b_0 h . \quad (14b)$$

Tableau 1

β_w (kg/cm ²)	200	300	400	≥ 500
τ_1 (kg/cm ²)	8	10	12	14

β_w : résistance à la compression sur cube à 28 jours.

D'après le tableau 1, la grandeur τ_1 dépend de la résistance à la compression du béton: b_0 et h sont la largeur de l'âme, respectivement la hauteur statique effective de la poutre. L'effet de la précontrainte est exprimé par le facteur V_∞/Z_s , où V_∞ est l'effort de précontrainte restant après le retrait et le fluage, Z_s l'effort limite d'écoulement de l'armature totale, c'est-à-dire :

$$Z_s = F_s \sigma_{sf} + F_e \sigma_{ef} \quad (15)$$

où: F_s = section de l'armature de précontrainte

F_e = section de l'armature passive

σ_{sf} = contrainte limite d'écoulement de l'armature de précontrainte (ou limite d'élasticité 0,2%)

σ_{ef} = contrainte limite d'écoulement de l'armature passive (ou limite d'élasticité 0,2%).

Le facteur Q_N tient compte de la résistance supplémentaire dans le domaine de cisaillement diagonal. Il ne faut respecter cette grandeur que si l'aile tirée n'est pas fissurée.

$$Q_N = 0,2 \sigma_N b_0 h \quad (16)$$

Où σ_N est la contrainte au centre de gravité de la section par suite de la précontrainte. La résistance de l'armature de cisaillement est déduite de l'analogie du treillis, en supposant les fissures à 45°. Pour des étriers verticaux, on a :

$$Q_B = \frac{F_B \sigma_{Bf} h}{t_B} \quad (17)$$

et pour une armature en diagonale sous un angle α avec l'axe de la poutre :

$$Q_D = \frac{F_D \sigma_{Df} h}{t_D} (\sin \alpha + \cos \alpha) . \quad (18)$$

Où on a :

F_B, F_D = section des étriers, respectivement des diagonales

t_B, t_D = distance horizontale des étriers, respectivement des diagonales

σ_{Bf}, σ_{Df} = contrainte limite d'écoulement (ou limite d'élasticité 0,2%).

Le contrôle numérique d'une armature de cisaillement n'est pas nécessaire si la contrainte de cisaillement nominale à l'état de rupture satisfait à l'inéquation suivante :

$$\tau = \frac{Q}{b_0 h} \leq \tau_1 \quad (19)$$

Si cette valeur est dépassée, le dimensionnement de l'armature de cisaillement doit être calculé à la base de l'inéquation (13). Dans ce cas, on choisira le minimum d'armature tel que :

$$Q_B + Q_D \geq \frac{1}{2} \tau_1 b_0 h \quad (20)$$

Enfin il ne faut pas dépasser les contraintes de cisaillement maximales, ainsi que les écarts des fers suivants, si l'on veut empêcher la rupture des diagonales de béton comprimé :

écarts normaux :

étriers verticaux $t_B \leq h/2$

mais aussi $t_B \leq 30 \text{ cm}$

diagonales $\alpha = 45^\circ$

$t_D \leq h$

mais aussi $t_D \leq 40 \text{ cm}$

Contraintes de cisaillement maximales : $\tau \leq \tau_2 = 4 \tau_1$. (21 a)

écarts serrés :

étriers verticaux $t_B \leq h/3$

mais aussi $t_B \leq 20 \text{ cm}$

diagonales $\alpha = 45^\circ$

$t_D \leq h/2$

mais aussi $t_D \leq 30 \text{ cm}$

Contraintes de cisaillement maximales $\tau \leq \tau_3 = 5 \tau_1$. (21 b)

Soulignons ici qu'il ne s'agit pas d'une théorie de rupture de cisaillement, mais d'une proposition pour le dimensionnement uniforme et simple de l'armature de cisaillement de dalles et de poutres en béton armé, en béton armé avec suppléments de précontrainte (précontrainte partielle) et en béton précontraint. L'influence de la précontrainte se montre aussi bien dans la résistance au cisaillement de la zone de béton comprimé Q_C (équation (14)) que dans la résistance au cisaillement supplémentaire Q_N de la zone de cisaillement diagonal avec zone tirée surcomprimée, équation (16). Lors de câbles tendeurs inclinés on

retranche en plus la composante verticale de la force de précontrainte de l'effort tranchant.

La comparaison a été faite avec des essais sur des poutres en béton armé et en béton précontraint (en [10]) et a démontré qu'en général les résultats se situent du côté sûr. Pour le cas de précontrainte partielle des essais de cisaillement systématiques seraient très à propos, pour éclaircir le dimensionnement de l'armature de cisaillement aussi bien que le comportement de fissuration.

5.3. *La torsion*

Le calcul à la torsion de poutres en béton armé est devenu un sujet de recherches actuel. Jusqu'ici, on a employé avec succès l'analogie du treillis pour le dimensionnement de l'armature pour la torsion comme pour le cisaillement. On peut s'attendre à ce que les recherches en cours apportent plus de clarté à ce sujet.

Le comportement à la torsion de poutres en béton précontraint à l'état de service peut se calculer sur la section homogène, tant que les tensions principales (traction) ne provoquent pas le fissurage. Cependant, on ne peut rien prédire sur la résistance à la rupture en partant de ce comportement, comme d'ailleurs pour la flexion et le cisaillement. En particulier, on ne peut pas déterminer correctement l'armature nécessaire pour une sécurité donnée contre la rupture.

5.4. *Sollicitations combinées*

Dans la pratique, on a le plus souvent des sollicitations combinées d'un effort normal N , d'un moment de flexion M , d'un effort tranchant Q , et d'une torsion T . Surtout lors de ponts modernes, incurvés dans le plan, la considération de la torsion est de rigueur. L'influence réciproque de N , M , Q et T sur le comportement à la rupture est indiscutable, cependant les calculs exigent les simplifications les plus grossières. Ainsi la majeure partie des prescriptions pour béton armé ou précontraint traite séparément la flexion et le cisaillement¹⁾. De même on détermine pour le moment de torsion T une armature de torsion qu'on ajoute aux armatures de flexion et de cisaillement. On peut s'attendre à ce qu'un tel procédé penche du côté sûr, tant que la section est sousarmée, c'est-à-dire tant qu'il y a rupture non pas par refoulement du béton, mais par écoulement de l'armature. Malgré tout, la situation n'est guère satisfaisante, et l'exploration de l'interaction entre les différents modes de sollicitation serait fort à propos, autant pour les poutres en béton armé, béton armé avec supplé-

¹⁾ Les normes ACI 318-63 respectent le rapport moment-effort tranchant M/Qh (art. 1201 et 1701). En outre elles permettent un calcul simplifié cependant.

ments de précontrainte (précontrainte partielle) que pour les poutres en béton précontraint.

6. Perspectives

Les considérations précédentes ont montré que la précontrainte partielle est applicable déjà à l'heure actuelle. Bien que plusieurs problèmes ne sont résolus que très schématiquement, elle n'apporte pas de nouvelles difficultés inconnues. On a déjà mentionné qu'en plus du contrôle des fissures à l'état de service, il y a les questions relatives au dimensionnement au cisaillement, à la torsion et aux sollicitations combinées qui exigent un examen plus poussé. Du point de vue économique, il se pose également des problèmes très intéressants concernant la proportion de câbles tendeurs et de fers passifs, la qualité du fer passif, etc.

Par l'introduction de la précontrainte partielle, la construction en béton gagne beaucoup en importance. Le joint logique entre béton armé et béton précontraint est fait. Les considérations précédentes ont montré que cette transition continue peut devenir plus que nécessaire dans beaucoup de cas. Le constructeur dispose de nouvelles possibilités dont il peut choisir les solutions les plus simples et les plus économiques. Pour des efforts d'armature élevés on sait déjà maintenant que l'utilisation de câbles tendeurs est plus économique que celle de fers passifs ordinaires. L'exploitation des câbles tendeurs exige leur mise sous tension, sans quoi le béton aurait des fissures inadmissibles. D'autre part, il n'est souvent pas nécessaire ni même désirable, selon le cas, de choisir un degré de précontrainte tel qu'on ait précontrainte totale même sous des conditions extrêmes. Dans bien des cas, la précontrainte partielle donne la solution la plus économique. Les câbles tendeurs servent alors surtout à supporter la charge permanente. La sécurité contre la rupture sous charge extrême, ainsi que le contrôle des fissures sont alors garantis par l'addition d'une armature passive.

La précontrainte partielle ouvrira de nouvelles perspectives à la construction en béton. L'exigence compréhensible au début d'une précontrainte totale a mené dans bien des cas à des solutions compliquées et coûteuses. Ce n'est que par l'application de la précontrainte partielle que toute la technique de la précontrainte obtient sa véritable importance, et on peut même s'attendre qu'elle trouvera bien des nouvelles applications.