

Zeitschrift: Bulletin technique de la Suisse romande
Band: 63 (1937)
Heft: 3

Artikel: Mise en tension préalable des armatures du béton armé: son principe, son calcul et ses applications
Autor: Paris, A.
DOI: <https://doi.org/10.5169/seals-48431>

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: 26.01.2026

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

la position, Δx , et sur la quantité de mouvement correspondante, Δp_x de l'électron est au moins égal à la constante h :

$$\Delta x \cdot \Delta p_x \geq h$$

Nous venons d'énoncer le *principe d'indétermination*, pour un cas particulier.

Nous voyons par ce qui précède qu'il ne nous est pas possible (et ceci est tout à fait général) de déterminer *simultanément* et *avec rigueur* la position et la quantité de mouvement d'une particule. Cela implique en fait l'impossibilité de démontrer expérimentalement la nature corpusculaire de cet objet, car une particule (selon notre intuition), doit être *quelque part* et posséder une vitesse bien définie ; choses que nous ne pouvons, en toute rigueur, par contrôler.

De même, la lumière n'est pas une onde telle que nous nous les représentons puisqu'elle peut, en un processus analogue à un choc, transmettre en une fois et en un lieu une quantité de mouvement qu'elle ne possède qu'à l'état dilué.

(A suivre.)

Mise en tension préalable des armatures du béton armé.

Son principe, son calcul et ses applications,

par

A. PARIS, ingénieur civil, professeur à l'Ecole d'ingénieurs de l'Université de Lausanne.

(Suite et fin.)¹

3. Efforts statiques, alternés ou dynamiques.

Qu'il s'agisse de l'une ou de l'autre des méthodes de mise en tension préalable de l'armature, il en résulte une précontrainte du béton qui se combine aux actions du retrait, de la compression élastique et de la viscosité, de telle sorte que l'ensemble des efforts doit, si le procédé remplit son programme, évoluer dans la phase *I* du béton armé non distendu. M. Freyssinet illustre comme suit l'augmentation de raideur et de résistance du profil précontraint, relativement à celui de béton armé ordinaire.

Les deux phases de déformation du profil de béton armé, celle *I* du béton intact et censément tout à fait élastique, et celles *IIa* et *b*, qui admettent la région tendue plastique ou fissurée, conduisent à des valeurs très inégales du moment d'inertie et même du module d'élasticité instantané moyen, et par conséquent de leur produit, la raideur en système plan

$$D = E \times J.$$

Les contraintes sont aussi très différentes. Supposons en effet le cas concret d'un profil rectangulaire sollicité, en phase *IIb*, à

$$\sigma_b = 60 \text{ kg : cm}^2 \quad \text{et} \quad \sigma_a = 1200 \text{ kg : cm}^2$$

¹ Voir *Bulletin technique* du 16 janvier 1937, page 14.

son axe neutre se place à

$$x = 0,33 h' \quad h' = h - a$$

son moment d'inertie sera, si l'on suppose $h' = 0,9 h$, sur l'axe neutre

$$J_{II} = 0,036 F_b \cdot h^2 \quad F_b = b \cdot h$$

et son module d'élasticité représenté par

$$E_{II} = 1.$$

Si nous appliquons le même couple fléchissant au même profil, calculé cette fois en phase *I* du béton intact, nous trouvons

$$x = 0,53 h \quad J_I = 0,095 F_b \cdot h^2 \\ \sigma_b = 40 \text{ kg : cm}^2 \quad \sigma_a = 280 \text{ kg : cm}^2$$

d'où

$$E_I = \sim 1,1.$$

Si la phase *IIb* devait se réaliser entièrement, les raideurs définies ci-haut

$$E_I \cdot J_I = 1,1 \times 0,095 = 0,104 \\ E_{II} \cdot J_{II} = 1,0 \times 0,036 = 0,036$$

se tiendraient dans le rapport approximatif de 3 à 1. La réalité est plus favorable au béton armé ordinaire, où la distension, qui remplace en général la fissure, n'attaque que la région des moments maxima ; le rapport effectif des raideurs descendra à 2 environ, tandis que celui des contraintes voisinerait 1,5 pour le béton et 4 pour l'acier tendu.

Le relèvement de l'axe neutre au-dessus du centre de gravité des sections totales de béton armé, libres de précontrainte, provient de la distension et de la fissuration progressives de la région tendue. Une précontrainte suffisante place, au contraire, l'axe neutre en dessous du centre de gravité du béton entier, du côté de l'armature, quelle que soit la compacité du conglomerat ; il en résulte une diminution importante des contraintes du béton comprimé sous un couple fléchissant fixe. La capacité de résistance du profil est donc fortement augmentée, mais l'armature travaille intensément vu sa contrainte initiale, ce qui n'est admissible que grâce à l'emploi d'aciers à haute limite apparente.

En effet, supposons notre profil rectangulaire fléchi travaillant, en phase *IIb*, à

$$\sigma_b = 50 \text{ kg : cm}^2 \text{ dans le béton comprimé} \\ \sigma_a = 1500 \text{ kg : cm}^2 \text{ dans l'acier tendu.}$$

Son axe neutre se trouve au quart de la hauteur utile, à raison de

$$\xi = 0,25$$

si l'on admet le rapport d'équivalence

$$n = 10.$$

La résultante des contraintes de pression

$$D_{II} = \sum \Delta F_v \cdot \sigma_v$$

se place au tiers de la hauteur utile

$$x = \xi \cdot h'$$

c'est-à-dire à la distance

$$r_{II} = 0,917 h'$$

de l'armature tendue.

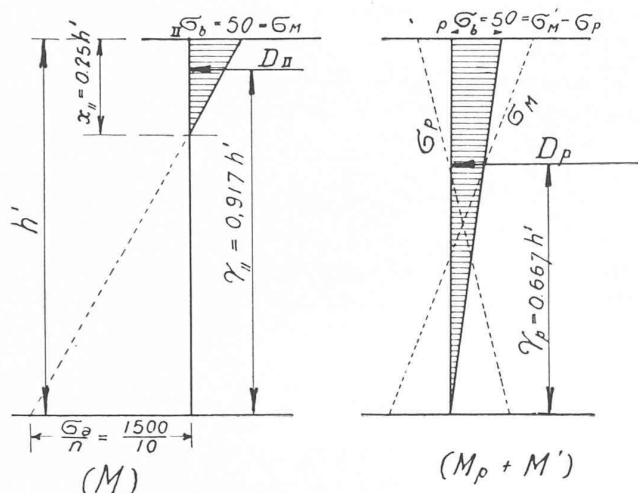


Fig. 5. — Diagrammes de Navier sans ou avec précontrainte.

Une précontrainte adéquate abaissera l'axe neutre, autant qu'on le voudra dans les limites de la résistance des aciers ; elle créera un trapèze de contraintes complémentaires $CDAB$ rabattu ; elle l'amènera, par exemple, au niveau de l'armature préalablement tendue. La résultante nouvelle sera, pour la même contrainte à l'arête du béton,

$$D_p = 4 D_{II}$$

mais elle agira selon Navier à l'ordonnée

$$r_p = 0,667 h'.$$

Les deux couples admissibles seront donc respectivement

$$D_{II} \cdot r_{II} = D_{II} \times 0,917 h' = 0,917 D_{II} \cdot h'$$

$$D_p \cdot r_p = 4 D_{II} \times 0,667 h' = 2,667 D_{II} \cdot h'$$

et se tiendront ainsi dans le rapport de

$$33 \text{ à } 96$$

indiqué par M. Freyssinet.

La tension préalable de l'armature soulage pareillement le béton sollicité par l'effort tranchant, à condition qu'elle ne crée pas une région tendue au haut du profil, aux abords des appuis, comme ce peut être le cas avec une armature droite unique, placée près de la face inférieure d'un prisme de béton.

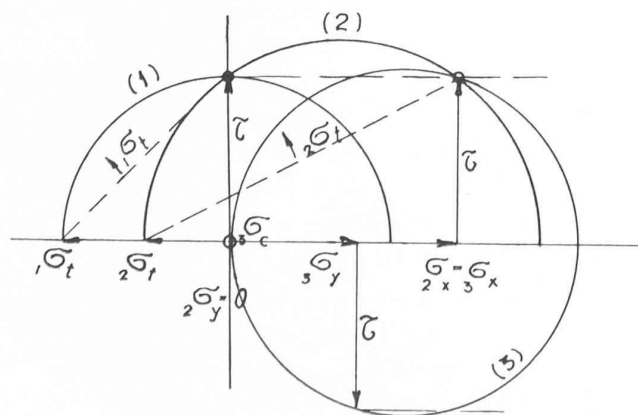


Fig. 6. — Modération des tensions obliques par la précontrainte.

Supposons (fig. 6) un point de la fibre moyenne ; le prisme y subit des efforts de cisaillement

$$\tau = T \cdot S : b \cdot J$$

Si nous n'introduisons pas de contrainte longitudinale σ_x , le cercle de Mohr (cercle 1) est centré sur l'origine, et indique des tractions obliques égales à la tension de cisaillement. Si, au contraire, le prisme possède une armature précontrainte (cercle 2), sa fibre médiane est soumise à la pression initiale ${}_2\sigma_x$, d'où résulte la forte diminution de

$${}_1\sigma_t \text{ à } {}_2\sigma_t$$

de la tension oblique, dont la direction se relève, du reste, en se rapprochant de celle des étriers habituels, ainsi plus efficaces. Supposons enfin (cercle 3) que même les étriers soient soumis à une traction préalable, modeste naturellement dans ses effets sur le béton ; même petite relativement à la contrainte longitudinale

$${}_3\sigma_x = {}_2\sigma_x$$

cette étreinte verticale peut suffire à éliminer toute traction oblique au niveau de la fibre moyenne ; M. Freyssinet l'a réalisé dans certains ouvrages délicats.

Ceci est vrai dans la région de la fibre moyenne et jusqu'à l'armature principale ; mais si nous montons vers la fibre naturellement comprimée du béton, quoique momentanément mise en traction par la tension préalable agissant seule, la traction supérieure peut transformer localement la situation au détriment du prisme de béton armé, soumis en ces points à des efforts de traction auxquels une armature, supposée unilatérale, ne répond pas. On y parera, ou bien en mettant une armature supérieure capable, par sa précontrainte propre, de lutter contre cette mise en traction que le moment fléchissant positif du poids propre ne combat localement pas efficacement, ou bien en séparant l'angle supérieur par une fente, qui le rendra statiquement indépendant de la poutre, devenue ainsi semi-parabolique ; ceci sous réserve des nécessités de l'effort tranchant, qui revient ici entièrement à la construction en béton armé.

La variation d'intensité, et surtout de sens, des contraintes constitue une épreuve critique pour le béton armé ; la précontrainte soulage le complexe en supprimant le passage des tensions par zéro, donc l'alternance de sens des efforts, de glissement en particulier. Si donc c'est la *fatigue* par traction du béton qui le conduirait à la ruine, les chances de résistance seront fortement améliorées ; si au contraire ce sont les *chocs et vibrations* qui doivent désagréger le complexe fer-béton, l'avantage n'est plus que relatif. Les deux faits suivants illustrent cette différence.

M. Freyssinet a fait construire deux poteaux de 12 m de longueur utile ; leurs profils longitudinaux étaient analogues, mais l'un d'eux, précontraint, avait des dimensions plus modestes ; en voici les caractéristiques :

poteau précontraint A : poids 750 kg, dont 50 kg d'acier, surface lisse, âge 5 mois ;

poteau ordinaire B : poids 980 kg, dont 130 kg d'acier ; surface à empochements rectangulaires, âge 18 mois ;

le poteau *B*, plus âgé, avait une résistance peut-être supérieure, mais souffrait par contre d'un retrait plus avancé.

Les deux poteaux, encastrés par deux mètres de fiche, furent sollicités, à l'extrémité des douze mètres utiles, par une charge répétée qui variait de + 450 kg. à - 450 kg, huit fois par minute ; c'était leur charge de calcul, de moitié moindre que celle théorique de rupture. La sollicitation, imposée ainsi, soumettait le poteau en béton armé ordinaire aux contraintes de traction habituelles, d'un côté de la section ; le poteau précontraint en était, au contraire, entièrement dispensé à ce niveau d'effort.

Après quelques centaines d'alternances, le poteau ordinaire *B* s'était largement fissuré ; il rompit après quelques milliers de répétitions. Le poteau précontraint *A* résista à 500 mille alternances sans montrer d'altérations appréciables.

La traction du béton fut ainsi la cause de la ruine du conglomerat ; il a suffi de l'éliminer pour permettre une tenue parfaite du poteau dans les limites prévues par son calcul. L'adhérence n'a joué aucun rôle ici, vu la faiblesse de l'effort tranchant.

Un second cas concerne des *traverses de chemin de fer*, du type fléchi en béton armé. On sait la difficulté du problème et l'intérêt considérable qu'il y aurait à le résoudre ; on a donc essayé d'une précontrainte suffisante pour supprimer toute traction droite ou oblique du béton ; certains essais ont paru donner une satisfaction ; par contre, d'autres traverses ont été rompues inexorablement, quoique bien calculées à la précontrainte ; d'où résulte l'opinion que l'expérience n'a pas encore réussi, parce que c'est l'effet de l'adhérence qui causa la ruine prématurée des traverses.

4. Calcul théorique des pièces précontraintes.

La précontrainte agit différemment selon qu'on l'applique suivant l'une ou l'autre des méthodes statiques disponibles.

La méthode Freyssinet conserve intact le principe du monolithisme, qui fait que l'acier participe à toutes les déformations élastiques et plastiques du béton, et ceci dans les conditions mises en lumière par la loi de Navier, c'est-à-dire conformément aux facteurs du moment d'inertie et des tensions d'adhérence.

La méthode Dischinger ne fait pas appel à l'adhérence pour équilibrer son armature spéciale ; elle traite au contraire le câble funiculaire comme un système à part, réglable à volonté. Ce câble sollicite le corps de béton armé par une pression longitudinale, axiale ou non, et par des réactions verticales intercalaires aux appuis de l'ouvrage ; ces forces ne dépendent que de la forme du funiculaire et de sa tension propre.

La méthode Lossier utilise le travail d'expansion d'un ciment spécial, travail qui se montre particulièrement intense dans la première partie de la vie du prisme de béton armé, en présence d'une plasticité encore relativement grande ; on a donc affaire ici à une double in-

connue : le degré d'allongement du ciment spécial à expansion et la perte de précontrainte due à la simultanéité de l'expansion et de la plasticité, du reste décroissante, du béton, suivie encore, le cas échéant, d'une diminution des allongements acquis.

Le calcul le plus rigoureux sera possible avec la méthode Dischinger, qui n'a d'autre inconnue statique que celle due à la viscosité du béton, action qu'on peut compenser jusqu'à un certain point, puisque l'insertion du câble suit le mouvement et permet le réglage. La pression longitudinale, souvent excentrique vers le haut, provoque des tractions qui s'ajoutent normalement à l'effet des moments positifs résiduels de la poutre.

Le procédé Freyssinet permet une étude générale, claire et complète, de l'ensemble du problème. Le calcul y est, en principe, plus simple que celui des pièces en béton armé ordinaires, sujettes à fissuration de leur région tendue ; il suffit, en effet, une fois la contrainte préalable établie, d'appliquer les règles des solides homogènes. Ce qui importe alors, c'est plutôt la marge restant entre les contraintes définitives et la tension de rupture que la valeur absolue de ces contraintes maxima, car une majoration des charges ne correspond nullement à une majoration proportionnelle des contraintes totales.

Précontraint de manière adéquate, le profil de béton reste définitivement dans la première phase de déformation ; celle-ci lui assure des propriétés de réversibilité que ne possèdent en général pas les ouvrages monolithes habituels, où la sollicitation par flexion appelle la phase *II* de déformation.

Le calcul normal sera donc fait suivant l'hypothèse de Navier et en phase *I*, à condition que l'armature, préalablement tendue, ne provoque pas une distension ou même une fissuration de la zone opposée, le futur béton comprimé ; on veillera soigneusement à ce point, en cours d'exécution. Supposons une poutre fléchie, de profil rectangulaire (fig. 7)

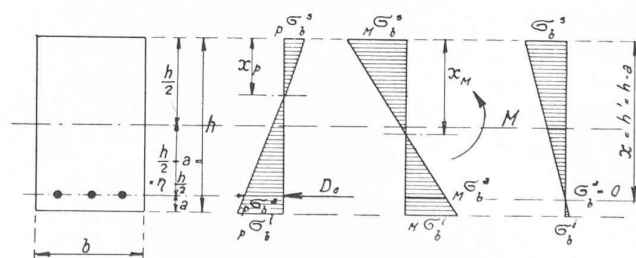


Fig. 7. — Calcul en phase I de la poutre précontrainte.

$$F_b = b \cdot h$$

munie d'une armature tendue unilatérale ; ceci pour ne pas compliquer les formules.

La mise en traction préalable de l'armature sous une tension initiale

$${}^0\sigma_a$$

y provoque un allongement élastique

$$\lambda_a = {}^0\sigma_a : E_a.$$

La libération subséquente de l'armature lui permet de se

rétracter en fonction des raccourcissements du béton, d'après

λ_r = le raccourcissement uniforme dû au retrait ¹,

λ_b = le raccourcissement élastique du béton voisin sous l'effet de la pression D_o due à l'armature, préalablement tendue puis partiellement rétractée :

$$\lambda_b = {}_p\sigma_b^a : E_b.$$

L'équilibre de déformation en tension préalable de l'armature demande, pour le béton fonctionnant indépendamment sous cette pression alors extérieure,

$${}_p\lambda_a = {}_o\lambda_a - \lambda_r - \lambda_b$$

c'est-à-dire

$${}_p\lambda_a = \lambda_o - \lambda_b$$

si

$$\lambda_o = {}_o\lambda_a - \lambda_r$$

désigne l'extension préalable utile, après rétraction due au retrait.

La pression exercée par l'armature

$$F_a = \varphi \cdot F_b$$

atteint sur le béton

$$D_o = F_a \times {}_p\sigma_a = \varphi \cdot F_b \times E_a \cdot {}_p\lambda_a$$

et ceci à une distance

$$\frac{h}{2} - a = \eta \cdot \frac{h}{2}$$

de la fibre moyenne du profil prismatique, ce qui introduit le couple fléchissant négatif dans le *béton seul*

$$M_o = D_o \times \eta \cdot \frac{h}{2}$$

On trouve ainsi les contraintes, dont nous ne retenons ici que celle du béton à hauteur de l'armature

$${}_p\sigma_b^a = \varphi \cdot E_a \cdot {}_p\lambda_a \cdot (1 + 3\eta^2)$$

et la tension restant dans l'acier

$${}_p\sigma_a = E_a \cdot {}_p\lambda_a = E_a \cdot \lambda_o - n \varphi E_a \cdot {}_p\lambda_a \cdot (1 + 3\eta^2).$$

L'allongement utile

$${}_p\lambda_a = \lambda_o - \lambda_b$$

résulte par

$${}_p\lambda_a = \lambda_o : (1 + n \varphi + 3 n \varphi \eta^2)$$

valeur où paraît l'allongement initial utile λ_o et le moment d'inertie complexe, implicitement introduit par l'équilibre de déformation.

Les contraintes caractéristiques s'expriment désormais comme suit :

béton :

$$\text{arête supérieure } {}_p\sigma_b^s = \varphi \cdot E_a \cdot \frac{\lambda_o}{1 + \eta \cdot \varphi + 3 n \varphi \cdot \eta^2} (1 - 3\eta)$$

$$\text{arête inférieure } {}_p\sigma_b^i = \varphi \cdot E_a \cdot \frac{\lambda_o}{1 + \eta \cdot \varphi + 3 n \varphi \cdot \eta^2} (1 + 3\eta)$$

$$\text{niveau d'armature } {}_p\sigma_b^a = \varphi \cdot E_a \cdot \frac{\lambda_o}{1 + \eta \cdot \varphi + 3 n \varphi \cdot \eta^2} (1 + 3\eta^2)$$

acier tendu :

$${}_p\sigma_a = E_a \cdot {}_p\lambda_a = \frac{E_a \cdot \lambda_o}{1 + n \cdot \varphi + 3 n \varphi \cdot \eta^2} = E_a \cdot \lambda_o - n \cdot {}_p\sigma_b^a.$$

Le facteur $(1 - 3\eta)$ étant normalement négatif, la mise en traction préalable de l'armature provoque des efforts de traction dans le béton de la zone opposée ; s'il n'y a pas d'armature adéquate dans cette région, on devra conditionner la libération de l'acier à la présence d'une charge matérielle capable de rétablir le régime normal de pression à l'arête supérieure du profil actif, au-dessus de l'axe neutre momentané

$$x_p = \frac{3\eta - 1}{6\eta} \cdot h.$$

Intervienne maintenant l'action d'un couple fléchissant extérieur M_f sur le *prisme solidaire de son armature* précontrainte, le prisme réagit de manière homogène, en phase I d'intégrité complète. Le rectangle formé

$$\text{du béton } F_b = b \cdot h$$

$$\text{et de l'acier } F_a = \varphi \cdot F_b$$

a les caractéristiques

$$F = b \cdot h + n \cdot F_a = F_b (1 + n \varphi)$$

$$x_M = \frac{h}{2} \cdot \frac{1 + n \varphi + n \varphi \eta}{1 + n \varphi}$$

$$J_x = \frac{F_b \cdot h^3}{12} \cdot \frac{1 + n \varphi + 3 n \varphi \eta^2}{1 + n \varphi}.$$

L'application du couple conduit aux contraintes caractéristiques

béton :

arête supérieure

$${}_M\sigma_b^s = \frac{6 M_f}{F_b \cdot h (1 + n \varphi + 3 n \varphi \eta^2)} (+ n \varphi \eta + 1 + n \varphi)$$

arête inférieure

$${}_M\sigma_b^i = \frac{6 M_f}{F_b \cdot h (1 + n \varphi + 3 n \varphi \eta^2)} (+ n \varphi \eta - 1 - n \varphi)$$

niveau d'armature

$${}_M\sigma_b^a = \frac{6 M_f}{F_b \cdot h (1 + n \varphi + 3 n \varphi \eta^2)} (-\eta)$$

acier tendu :

$${}_M\sigma_a = n \cdot {}_M\sigma_b^a \quad (\text{avec signe } +).$$

Si l'on décide maintenant de faire passer l'axe neutre au niveau de l'armature, on pose la condition

$${}_p\sigma_b^a + {}_M\sigma_b^a = 0$$

qui fixe l'extension préalable utile à

$$\lambda_o = \frac{6 M_f \cdot \eta}{F_b \cdot h \cdot \varphi (1 + 3 \eta^2) E_a}$$

c'est-à-dire la tension utile lors de la mise en service, après détente due au retrait initial, à

$${}_p\sigma_a = \frac{6 M_f \cdot \eta}{\varphi \cdot F_b \cdot h (1 + 3 \eta^2) (1 + n \varphi + 3 n \varphi \eta^2)}$$

contrainte à laquelle vient s'ajouter l'effet direct du couple extérieur M_f sur le profil homogène, c'est-à-dire sans fissure,

$$F_b + n F_a$$

¹ Ce raccourcissement n'est uniforme qu'en théorie, puisqu'il dépend du temps et de l'état de charge ; voir à cet égard le rapport 83 de la Commission allemande du béton armé, qui montre l'importance prépondérante de l'écoulement lent de « viscosité » du béton ; cette déformation dépasse, au bout d'une année ou deux, et suivant le cas de charge, la somme des influences du retrait libre et de la déformation élastique initiale du prisme armé.

Si l'on pose, en outre, la condition complémentaire que l'acier travaillera en service à

$$\sigma_a = v \cdot \sigma_a$$

en proportion v de la tension initiale, ce qui conduit à

$$\sigma_a = p\sigma_a + M\sigma_a = v \cdot \sigma_a$$

on trouve le pourcentage nécessaire d'armature

$$\varphi = \frac{6 M_f \cdot \eta (1 - v)}{F_b \cdot h (1 + 3 \eta^2) v \cdot E_a \times \lambda_r}$$

L'acier travaillera ainsi dans la proportion v prescrite, après l'action de détente λ_r due au retrait. Si celui-ci était nul, la valeur $v = 1$ serait seule utilisable dans les conditions de problème.

M. Freyssinet recommande l'emploi de tensions initiales calculées en vue de tensions de service comprises entre la moitié et les deux tiers de la limite apparente d'élasticité effective du métal, qui atteint de 8 à 9 t : cm² dans les applications faites jusqu'ici.

Supposons, pour fixer les idées, une poutre de

$$F_b = 20 \times 50 \text{ cm}^2$$

qui soit soumise à un couple fléchissant de

$$M_f = 6,5 \text{ mt.}$$

Construite en *béton armé ordinaire*, avec du béton « qualifié » et de l'acier spécial, on la calculera comme suit (sans l'effet du retrait)

$$\sqrt{M/b} = \sqrt{650\,000 : 20} = 180$$

$$h' = 45 \text{ cm} = 0,249 \sqrt{M/b}$$

pour $n = 10$, on a

contrainte béton $\sigma_b = 98 \text{ kg : cm}^2$ acier $\sigma_a = 1600 \text{ kg : cm}^2$

armature $\varphi = 1,15 \%$ du profil net $20,45 \text{ cm}^2$ faisant

section d'acier tendu $F_a = 0,0115 \times 20,45 = 10,3 \text{ cm}^2$.

Le contre-projet se base sur l'application d'une *tension préalable* au même profil de béton et à la même position de l'armature, d'où le coefficient

$$\eta = 0,80 \quad 1 + 3 \eta^2 = 2,92.$$

Le calcul tient compte d'un retrait total de

$$\lambda_r = 0,0011.$$

L'acier ayant une limite apparente de

$$\sigma_f = 8 \text{ t : cm}^2$$

on admet un coefficient d'utilisation de

$$v = 0,70$$

à compter sur la mise en traction primitive. La contrainte du béton sera nulle au niveau de l'armature. On trouve par application des formules précédentes, et pour

$$E_a = 2\,100\,000 \text{ kg : cm}^2$$

le pourcentage

$$\varphi = 0,398 \% \quad \text{c'est-à-dire } F_a = 3,98 \text{ cm}^2.$$

On calcule de même

$$\text{allongement restant après retrait} \quad 0,00255$$

$$\text{effet du retrait} \quad \lambda_r = 0,00110$$

$$\text{allongement initial} \quad \lambda_a = 0,00365$$

ce qui correspond à une tension préalable initiale

$$\sigma_a = 2\,100\,000 \text{ kg : cm}^2 \times 0,00365 = 7650 \text{ kg : cm}^2$$

complètement élastique pour l'acier choisi.

Les contraintes sont, en service,

béton	Précontrainte utile	Effet du couple extérieur	Tension de service
arête supérieure	-26,8 kg : cm ²	+75,0 kg : cm ²	= +48,2 kg : cm ²
arête inférieure	+65,2 »	-70,7 »	= - 5,5 »
niveau armature	+56,0 »	-56,0 »	= 0 »
acier	+4850 »	+560 »	= +5410 »

avec la vérification :

$$5410 = 0,705 \times \sigma_a.$$

On voit immédiatement, à ces chiffres, que le profil précontraint sera sensiblement plus rigide que l'autre. On trouve en effet

moment d'inertie du profil non précontraint (phases I ou II_b)

$$J_I = 247\,000 \text{ cm}^4 \quad J_{II} = 114\,000 \quad \text{moyenne } 180\,000 \text{ cm}^4$$

moment d'inertie du profil précontraint (phase I)

$$J_I = 223\,000 \text{ cm}^4.$$

Les contraintes extrêmes du béton

$\sigma_b = 98 \text{ kg : cm}^2$ dans le profil ordinaire, et

$\sigma_b = 48,2 \text{ kg : cm}^2$ dans le profil précontraint

font prévoir un rapport de

$$1,0 \text{ à } 1,2$$

des modules d'élasticité, ce qui conduit à la proportion suivante des raideurs probables

$$1,0 \times 180\,000 : 1,2 \times 223\,000 = 1 : 1,5$$

chiffre que l'expérience semble devoir plutôt majorer.

Ainsi, grâce à la forte tension préalable supportée par l'armature, la poutre munie d'acier précontraint ne donnera que des flèches des deux tiers ou moins de celles de la poutre ordinaire, de même profil extérieur et plus fortement armée dans le rapport

$$\varphi_1 : \varphi_2 = 10,3 : 3,98$$

et pourtant exécutée avec les meilleurs matériaux disponibles : béton de qualité et acier spécial.

5. Mise en œuvre des précontraintes.

La mise en tension préalable est une opération délicate, qui demande une préparation soigneuse et un matériel robuste et adéquat. Elle ne s'adresse par conséquent qu'à la confection d'objets moulés en grandes séries ou à des problèmes de belle envergure.

Nous avons déjà cité les succès obtenus dans la fabrication de *mâts de transport de force*.

M. Freyssinet cite pareillement le cas de tuyaux de *conduites forcées*, dans lesquels les cerces d'armature ont été mises en traction préalable, par entraînement dans un béton compact soumis à double pression intérieure et extérieure, la première étant un multiple de la seconde (160 kg : cm² contre 50 kg : cm²) ; un tuyau de ce genre, de 44 cm de diamètre intérieur et de 35 mm d'épaisseur,

est resté étanche jusque sous une pression hydrostatique de $90 \text{ kg} : \text{cm}^2$, correspondant à une tension de $140 \text{ kg} : \text{mm}^2$ dans l'acier, et à une décompression de $570 \text{ kg} : \text{cm}^2$ du béton. Si la pression intérieure conduisait au delà de ce chiffre, le tuyau laissait s'échapper l'eau ; mais aussitôt la surcharge disparue, un coup de bélier par exemple, les fentes longitudinales se refermaient et l'étanchéité redevenait parfaite.

La reprise en sous-œuvre de la gare transatlantique du Havre représente un grand succès de la méthode de M. Freyssinet, qui y a employé, pour durcir rapidement le béton dosé à $450 \text{ kg} : \text{m}^3$, coulé très mou des *gros pieux tubulaires* (60 cm de diamètre extérieur et 37 cm de vide intérieur), une pression de 15 à 20 atmosphères après vibration énergique, et un chauffage à la vapeur jusqu'à 100° centésimaux et au delà. Il a ainsi pu fabriquer, par segments successifs de 3 m environ, et fonder à mesure, sans interruption, des pieux de 30 m de longueur, capables de porter chacun une charge de 300 tonnes. Le procédé de durcissement assurait au béton, suivant cet auteur, après trois heures, une résistance de quelque $300 \text{ kg} : \text{cm}^2$, et à 28 jours un chiffre de $1000 \text{ kg} : \text{cm}^2$ à la compression ; on obtenait en outre $60 \text{ kg} : \text{cm}^2$ à l'extension. La fabrication et le fonçage d'un pieu ont ainsi pu se faire en quatre jours de travail environ, délai avant lequel les matériaux gisaient séparés sur le chantier, et après lequel le pieu était chargé, mis en service.

Un autre exemple concerne une poutre de 20 m de portée, pesant environ $200 \text{ kg} : \text{m}$, et qui a résisté, à l'essai, à une charge de 1,6 t par mètre, correspondant à une contrainte de $145 \text{ kg} : \text{cm}^2$ du béton et de $5,5 \text{ t} : \text{cm}^2$ de l'acier précontraint ; l'effort tranchant a atteint le chiffre de $50 \text{ kg} : \text{cm}^2$ au cisaillement théorique.

M. Dischinger emploie des aciers à limite apparente sensiblement inférieure, le *St 52* par exemple, qui permet une précontrainte de $2 \text{ t} : \text{cm}^2$ environ, conduisant ainsi à des sections d'acier bien plus grosses naturellement, mais en employant un métal plus aisément soudable. Ce type a été employé à la construction de *ponts droits* en poutres articulées *Gerber*, par exemple, de grandes portées naturellement. Un pont de ce genre, celui du Rio de Peixe, au Brésil, a une portée libre de 68 m environ. Ce procédé s'applique en effet particulièrement aux grands ouvrages, pour lesquels l'application des procédés Freyssinet paraît difficile, d'une part à cause de l'importance des précontraintes nécessaires et de l'autre, à cause du coût corrélatif aux dimensions très robustes que demanderaient les coffrages nécessaires pour répondre à la traction des armatures. On a réalisé, par la méthode Dischinger, la construction de *halles à dirigeables*, sous-tendues par des barres placées dans des caniveaux qu'on a bétonnés après la mise en traction définitive.

Dans les ouvrages arqués, où la ligne de poussée suit de près la fibre moyenne du profil, la viscosité du béton ne provoque pas de moments additionnels, puisqu'elle ramène l'arc à suivre simplement un funiculaire plus surbaissé, à poussée horizontale un peu plus forte donc. Le

retrait, par contre, qui tend à provoquer un raccourcissement de la corde, agit comme les *déformations élastiques* de l'arc et de son tendeur, en provoquant une diminution de poussée accompagnée de moments fléchissants, positifs principalement, et partout dans l'arc à deux articulations ; on combat ces deux effets en retendant les tirants métalliques, tandis qu'on ne lutte pas contre l'influence de la viscosité du béton.

La viscosité du béton joue, comme le remarque M. Dischinger, un rôle important dans les ponts à poutres droites de grande portée ; elle engendre, comme le retrait et les contraintes de pression, une diminution de la longueur du corps de béton ; ce qui modère fortement la précontrainte des aciers d'armature noyés dans la masse en prise. M. Freyssinet lutte contre cet effet en utilisant les aciers à haute limite apparente et en traitant son béton. M. Dischinger y pare en retendant ses aciers laissés libres hors du profil.

6. Résumé et conclusions.

Les avantages, de la mise en pression préalable du béton par la précontrainte des aciers tendus apparaissent donc comme suit, d'une manière générale :

pour le béton, par la possibilité de supprimer les efforts de traction ou du moins de les maintenir entre des limites qui ne le conduisent pas à la fissuration capillaire, même pas à la distension plastique ;

cela permet d'admettre de hautes contraintes de pression dans le béton resté entièrement élastique, tout en assurant, à contraintes maxima égales, un couple fléchissant sensiblement plus grand des forces intérieures ;

pour l'acier, par une économie de poids, qui augmente à mesure que la précontrainte devient plus intense et ne connaît pas encore de limite supérieure expérimentalement constatée.

Conclusions :

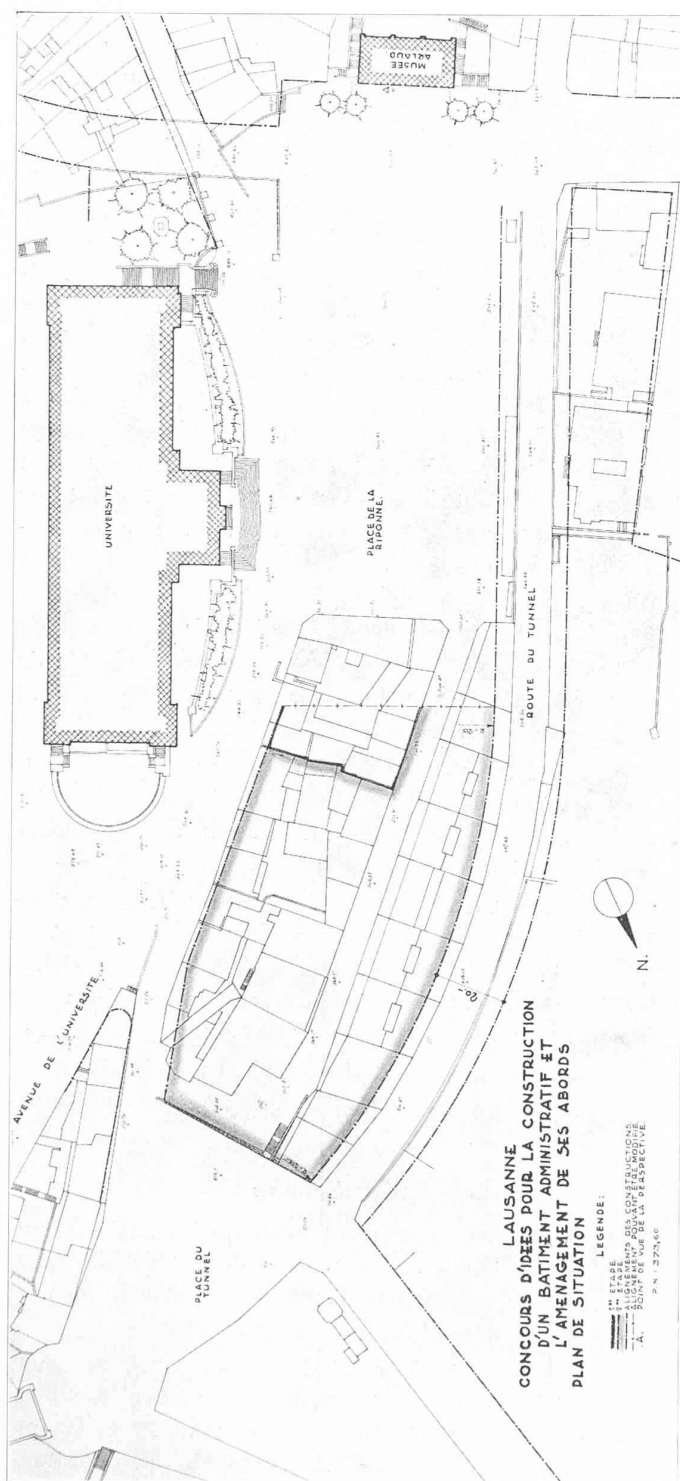
Les recherches, les essais et les réalisations, de M. Freyssinet en particulier, nous placent devant de nombreux problèmes, qu'il importe d'approfondir, et dont on peut énoncer comme suit les principaux :

1. Moyens pratiques de rendre les bétons très compacts et de très haute résistance, sans empêcher leur forte plasticité initiale, et ceci aussi bien pour les dalles que pour les corps prismatiques ou tubulaires. Vibration, compression, chauffage.

2. Module d'élasticité des bétons à haute compacité.

3. Effet de la compacité sur le retrait ; vérification des hypothèses Freyssinet. Amplitude du retrait total à introduire dans les calculs de mise en tension préalable.

4. Propriétés des aciers mi-durs ou spéciaux, naturels ou traités, possédant des résistances atteignant ou dépassant $10 \text{ t} : \text{cm}^2$, avec limites apparentes de $8 \text{ t} : \text{cm}^2$ et plus. Raccords des barres. Conséquences éventuelles des efforts répétés.



CONCOURS
POUR UN BATIMENT
ADMINISTRATIF,
A LAUSANNE

Plan de base 1 : 2000

5. Fixation des barres précontraintes. Sécurité au glissement. Effet du réglage ultérieur de la tension des barres libres.

6. Relations entre la tension admissible dans l'acier et la limite apparente d'élasticité naturelle ou fixée par traitement à froid (écrouissage). Influence de la variation des contraintes. Répercussions sur les ordonnances du béton armé.

Concours d'idées pour la construction d'un bâtiment administratif et l'aménagement de ses abords, à Lausanne.

Ce concours d'idées avait pour objet de renseigner l'administration communale sur les possibilités d'utilisation du quartier compris entre les places de la Riponne et du Tunnel.

Les concurrents devaient tenir compte du fait que les aménagements projetés doivent pouvoir être exécutés par étapes bien distinctes les unes des autres. La première étape de construction doit être limitée à la surface cernée d'un trait plein sur le plan ci-contre. Les étapes subséquentes seront limitées à la surface cernée d'un trait « mixte » sur le même plan.

Les alignements prévus sont donnés à titre indicatif, mais toute liberté était laissée aux concurrents quant au parti à proposer, au choix des niveaux et à l'implantation des constructions à situer sur la place de la Riponne. Ils pouvaient soit conserver à la place agrandie le niveau actuel de la partie nord de la Riponne, soit proposer pour la dernière étape une cote qui fera disparaître toute différence de niveau entre la partie nouvelle de la place et l'avenue de l'Université. Dans ce dernier cas, une terrasse ou un perron devraient être prévus au niveau futur devant la façade sud, dès la première étape de construction.

Pour la partie du bâtiment administratif à construire en première étape, les concurrents devaient prévoir :

Rez-de-chaussée : a) un vestibule d'entrée, suffisamment spacieux, donnant accès direct à un escalier desservant tous les étages, une loge de portier ; b) un bureau de poste, avec accès indépendant sur l'avenue de l'Université, comprenant : hall pour le public de 60 m² environ, avec 3 cabines téléphoniques, bureau des employés de 120 m² environ, 4 guichets. Vestiaire et W.C. pour les employés ; c) un café-restaurant avec accès sur la rue des Deux-Marchés. Ce café pourrait être placé dans un rez-de-chaussée inférieur.

Etages : Tous les étages seront affectés à des bureaux qui auront au total une surface approximative de 1400 m².

(A suivre.)

DIVERS

La construction navale.

Sous les auspices de la Municipalité de La Tour-de-Peilz, et au bénéfice du fonds pour les chômeurs de cette commune, M. C.-H. Wætjen, ingénieur-conseil, y fit, le 20 janvier dernier, une intéressante et élégante causerie sur l'histoire du développement de la construction navale, illustrée de très nombreuses projections.

La recherche de la maîtrise des mers, le besoin d'expansion et le goût des conquêtes ont tour à tour développé l'art de la construction chez les Assyriens, les Egyptiens, les Phéniciens, les Grecs et les Romains, dont les types successifs de vaisseaux et de galères défilèrent sur l'écran, ainsi que les intéressantes découvertes faites au lac de Nemi. L'époque des Croisades, puis celle des grands explorateurs, vit naître des types de voiliers, « caravelles », « naves » et « galions », dont le conférencier fit voir l'évolution des formes de coques, jusqu'à l'apogée de la