

<b>Zeitschrift:</b>	Bulletin technique de la Suisse romande
<b>Band:</b>	63 (1937)
<b>Heft:</b>	1
<b>Artikel:</b>	Mise en tension préalable des armatures du béton armé: son principe, son calcul et ses applications
<b>Autor:</b>	Paris, A.
<b>DOI:</b>	<a href="https://doi.org/10.5169/seals-48426">https://doi.org/10.5169/seals-48426</a>

#### 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>**

- I. ....  
II. ....  
III. ....

IV. Ferro-silicium et mangano-silicium d'une teneur de silicium supérieure à 30 % et inférieure à 90 %. En outre, les alliages de ferro-silicium contenant des additions d'autres éléments dont la teneur totale, y compris le silicium (à l'exception du fer), dépasse 30 % et reste inférieure à 90 %.

1. ....

2. Les récipients doivent porter une inscription apparente et durable : « ferro-silicium » ou « mangano-silicium » ou « alliage de ferro-silicium », suivie des mots : « Poison. A préserver de l'humidité. Ne pas renverser ». L'inscription doit figurer dans les langues des pays dans lesquels le bateau circule.

L'inscription peut mentionner la teneur en silicium. Est en outre autorisée l'adjonction d'une appellation commerciale.

3. ....  
4. ....  
5. ....

6. Les bateaux transportant dans les cales les matières désignées sous IV. doivent avoir à bord des moyens efficaces permettant de constater d'une manière simple s'il n'y a pas d'infiltration d'hydrogène phosphoré dans les logements et si les cofferdams sont bien imperméables. Une notice sur le mode d'emploi de ces moyens doit se trouver à bord.

Ces dispositions entreront en vigueur le 1<sup>er</sup> avril 1937.

(A suivre.)

## Mise en tension préalable des armatures du béton armé.

### Son principe, son calcul et ses applications<sup>1</sup>.

par

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

La conception habituelle et simpliste, qui régit le calcul des sections de béton armé, opéré en phase II<sub>b</sub> du béton tendu supposé fissuré, conduit logiquement à la pensée que la fissuration du béton, soumis localement à extension, peut être considérée comme un fait pratiquement acceptable, voire naturel et normal. On a par conséquent accepté sans autre le principe de la dalle nervurée, évidée ainsi dans sa région tendue pour en supprimer le béton censé inutile, et réaliser une construction plus économique, quoique procurant apparemment les mêmes avantages que la dalle pleine. On a traité pareillement certains types de poutres triangulées, calquées sur les dessins habituels des poutres métalliques réticulées, mais qui pâtissent des efforts secondaires contre lesquels il est difficile de pré-munir le béton.

Même si l'on fait abstraction de l'affaiblissement de la solidarité transversale, un simple examen du cercle de Mohr montre à quel point la diminution du profil, le relèvement de l'axe neutre et l'intensification des contraintes effectives de traction du béton, doivent accentuer les efforts obliques et les tensions de glissement du béton sur lui-même aux abords des barres d'armature. Un complexe ainsi sollicité doit offrir une résistance sensiblement moindre à la fatigue et aux efforts alternés, qu'une construction massive qui forme, avec son armature, un ensemble mieux équilibré.

<sup>1</sup> Communication faite à l'assemblée du groupe professionnel S.I.A. Acier-Béton, à Lausanne, le 14 novembre 1936.

Le problème est resté jusqu'ici plutôt spéculatif, si l'on renonce à pénétrer dans le domaine des sollicitations violentes, des voies ferrées entre autres ; mais il tend désormais à s'imposer au premier plan des préoccupations relatives à la construction des grandes voûtes et des poutres élancées, dont la hardiesse augmente rapidement. Le récent congrès des Ponts et Charpentes, à Berlin, n'a-t-il pas en effet enregistré le vœu suivant :

« L'emploi des aciers à haute résistance ouvre, pour les ponts à poutres droites, la possibilité de réaliser des portées beaucoup plus grandes, en présence d'un poids propre fortement réduit. On peut, surtout, obtenir que le béton des ponts à poutres droites ne subisse, sous les cas de charge les plus défavorables, que peu ou point de contraintes de traction par flexion, de sorte qu'on évite les fissures capillaires nuisibles. Ce type de construction permet d'atteindre des portées de 80 m avec les poutres libres à âme pleine, d'environ 100 m avec les poutres réticulées libres, et d'environ 150 m avec les poutres continues. »

Ce qui est vrai pour les poutres droites, où prédomine la flexion simple, l'est au moins au même degré pour les arcs, dont l'ouverture libre et le surbaissement, c'est-à-dire la hardiesse, dépassent de beaucoup les chiffres articulés ci-dessus et réalisés jusqu'ici.

Le moyen de justifier des projets aussi audacieux réside principalement dans la suppression des contraintes de traction du béton, ce qui marque une volte-face à l'égard de l'indifférence avec laquelle on accepta la fissuration possible du béton tendu, comme celle des maçonneries du reste.

La suite du vœu susdit déclare en effet que

« L'utilisation d'aciers coudés sur contre-fiches, mis en traction préalable, permet de réaliser des conditions particulièrement favorables, en faisant que la poutre ne traveille qu'en pression simple sous l'effet du poids propre de l'ouvrage. On a fait un premier pas dans la réalisation de ces ponts à poutre droite en béton armé : on construit en effet en ce moment un ouvrage de cette sorte pour une portée d'environ 70 m, qui fournira des expériences utiles à la construction de poutres de portées supérieures. »

Ces vœux, reproduits ici dans leurs parties significatives à l'égard du sujet qui nous occupe, donnent une expression nette de la préoccupation essentielle et du remède à utiliser : la suppression des contraintes de traction du béton au moyen d'une mise en tension préalable d'aciers à haute limite apparente d'élasticité ; on y ajoute l'obtention de bétons à résistance très élevée rapidement obtenue. Ces procédés permettront de réaliser des ouvrages de grande envergure, que des méthodes actuelles et routinières du chantier de béton armé rendent impossibles, économiquement déjà.

#### 1. Méthodes de mise en tension préalable.

Le premier indice connu de cette évolution remonte au professeur Koenen qui, en 1907, a cherché à réaliser, par les moyens dont il disposait à cette époque déjà lointaine, une mise en traction préalable utile des armatures du béton armé ; il voulait expressément com-

battre l'effet du retrait, et obtenir la compression du béton de la future région tendue par la flexion, pour supprimer les risques de fissuration ; Koenen a échoué, parce qu'il ne disposait que d'acier doux, qu'il n'a pas songé à traiter, et dont l'allongement élastique ne dépasse, par conséquent guère

$$2,1t : 2100_t = 1 : 1000$$

chiffre trop voisin de celui du retrait total, pour que l'effet en soit efficace.

La question a été reprise par l'inspecteur général Considère, qui a fait mention de la mise en traction préalable de l'armature dans sa brochure d'introduction du béton fretté, autre moyen préconisé par lui pour réduire les masses inertes du béton armé, diminuer ses risques de fissuration et favoriser son élasticité parfaite. La solution du problème paraît néanmoins lui avoir échappé aussi, par suite des difficultés pratiques de la mise en traction économique, sur le chantier de construction.

Ces deux essais marquent déjà les deux modes de mise en tension préalable, dont dispose la technique actuelle.

M. Freyssinet, ingénieur, a repris cette idée et lui a donné une première réponse pratique. Il lui a fallu, pour cela, examiner les deux problèmes essentiels : celui des aciers à très haute limite apparente d'élasticité et celui des bétons capables de leur résister par leur grande compacité et leur rapide durcissement.

La précontrainte, telle qu'il l'envisage suivant l'idée primitive de Koenen, met en œuvre des barres droites formant armature proprement dite, dans le sens habituel. Ces barres, mises en tension énergique par la force  $T$  (fig. 1) avant le coulage du béton, sont ancrées momentanément dans des blocs d'amarrage appuyés contre les coffrages du béton. Libérées de ce soutien après la prise suffisante du ciment, elles mettent alors le béton en pression suivant la ligne, généralement excentrique vers le bas, des armatures à la flexion. Si le corps de béton est prismatique, la sollicitation résultante, par pression et flexion, y produit des diagrammes  $I$  tous semblables qui, laissés à eux-mêmes, mettraient la face supérieure du prisme en traction grâce au couple

$$M_1 = T \cdot e.$$

On pare à cet inconvénient, dans la mesure du possible, en faisant agir les charges de poids mort, qui produisent

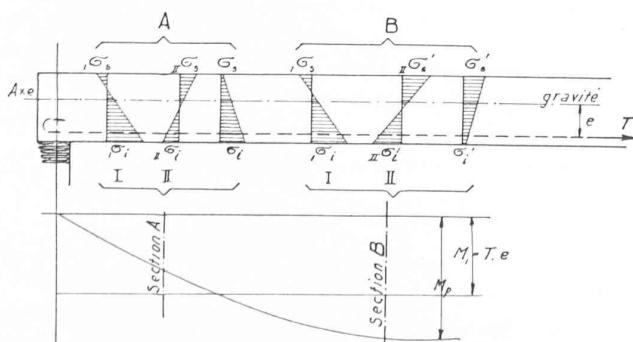


Fig. 1. — Précontrainte par barres droites, noyées dans le béton type Freyssinet.

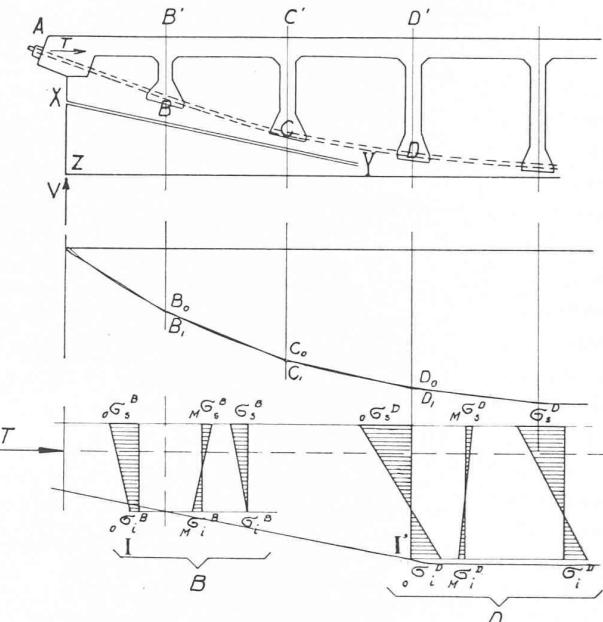


Fig. 2. — Précontrainte par barres tendues après durcissement du béton, type Dischinger.

la surface de moments positifs  $M_p$  et les diagrammes d'efforts  $II$ , croissant de l'appui libre au milieu de la portée. Si l'armature n'est pas bilatérale, la différence de ces diagrammes laisse un solde de tractions dans la région supérieure des poutres simples, auprès des appuis, là précisément où l'effort tranchant produira des tensions obliques importantes.

La partie du retrait, qui agit après le durcissement du béton, diminue l'efficacité de la précontrainte ; cette quantité fixe représente une quote-part d'autant moins importante, que l'extension préalable de l'acier a été poussée plus loin ; par contre, l'effet de la compression du béton et de sa viscosité est proportionnel à la précontrainte utile du béton. Cette triple dépendance, des déformations longitudinales du conglomerat, est un inconvénient du procédé Freyssinet ; sa contre-partie est l'emploi des aciers spéciaux ou traités, à très haute limite apparente.

Le professeur Dischinger s'y prend de la manière suivante pour parer aux inconvénients susdits. Pour lui, l'acier préalablement tendu doit rester indépendant des déformations initiales du béton ; il doit aussi, autant que faire se peut, n'astreindre la poutre en béton armé, construite en premier, qu'à des efforts de pression centrée sous l'effet combiné de son amarrage et des charges du poids mort. Partant de ce fait que, dans une poutre droite de grande portée, les forces dues à la charge permanente seront prépondérantes, même dans les profils les plus audacieux, M. Dischinger fait reposer sa poutre sur le polygone funiculaire représenté par les barres précontraintes, façonnées à cet effet. Dans ce but, il munit la poutre de contre-fiches ou d'oreilles, disposées pour fixer les ordonnées successives d'un funiculaire des charges permanentes ; la poutre une fois durcie, on place les gros fers  $A, B, C, \dots$  (fig. 2) pour s'appuyer sous les contre-

fiches  $BB'$ ,  $CC'$ , etc., en leur opposant, une fois la pré-contrainte installée, des parts de pression montantes égales à celles du poids mort localisé. La courbe de moments  $A_0B_0C_0\dots$  sera corrigée par le polygone  $A_0B_1C_1\dots$  qui ne laisse subsister que des moments intercalaires très faibles. Comme on place l'amarrage  $T$  le plus haut possible, on compense l'effet de son excentricité en mettant hors service, grâce à la coupure  $XY$ , l'angle inférieur  $XYZ$  de la poutre ; la mise en tension préalable provoque ainsi la formation des diagrammes de pression pure  $I$  aux extrémités de la poutre, et des diagrammes  $I'$  qui comportent un peu de traction dans la partie médiane du sommier ; la charge morte et la charge utile uniformément répartie n'y ajouteront que peu de traction, hormis la majoration proportionnelle due à l'augmentation de la poussée  $T$  ; les moments résiduels, entre la parabole et le funiculaire polygonal, n'atteindront, en effet, que le quarantième environ de ceux de la poutre libre, si les oreilles divisent la portée en cinquièmes.

Le retrait et la compression élastique du béton peuvent être compensés par une traction correctrice des aciers extérieurs ; la viscosité est naturellement difficile à compenser, puisque son effet devient délicat à saisir en cas de prépondérance de la flexion.

La charge utile asymétrique provoquera une augmentation de la traction  $T$  du câble, mais, en même temps des moments fléchissants, qui seront les moyens de calcul de l'armature proprement dite de la poutre elle-même.

Ces deux principes représentent des solutions statiques bien distinctes du problème de la mise en tension préalable. Dans la première, M. Freyssinet crée, pour s'opposer à la charge de la poutre, une voûte comprimée incarnée par les lignes de poussée intérieures et inégales du béton ; des trajectoires tendues en résultent normalement dans les angles morts, aux abords des appuis.

La méthode de M. Dischinger réalise le câble tendu, qui réduit la poutre proprement dite au rôle de tablier raidissant contrebutant, en outre, la poussée de la chaînette ; si cette poussée est placée dans l'axe de gravité de la poutre, celle-ci ne subit, sauf de faibles moments intercalaires, que des contraintes uniformes de pression, sous les charges réparties générales du moins. Le diagramme est moins simple dans la réalisation habituelle, car on place les ancrages plus haut dans la poutre, ce qu'on doit compenser, auprès des appuis de la poutre simple, par la forme en ventre de poisson du profil général, et au milieu par une armature contre les moments positifs. Ce système permet une réalisation relativement facile des poutres articulées *Gerber* à grandes portées.

On ne dispose pas d'autres méthodes de résolution statique du problème. Il y en a, par contre, une, qui apparaît comme possible dans le domaine de la prise du liant, celle de l'emploi de ciments apparentés aux sursulfatés, dans lesquels le gonflement accompagne le retrait de prise et en contrecarre les effets de contraction ; il peut même conduire à une expansion proprement dite, qui n'a pas

d'autre inconvénient connu qu'une diminution, probablement momentanée, de la résistance à l'écrasement du béton ; les essais en cours montrent que ce déchet s'atténue rapidement et tend à disparaître. Comme M. Lossier, ingénieur, l'indique dans sa brochure récemment parue en tirage à part du *Génie civil* : « Les ciments sans retrait et à expansion », ce liant nouveau, mis au point par M. Hendrickx, directeur technique des établissements Poliet & Chausson, font à la prise en pâte pure une expansion qui peut atteindre environ 4 mm par mètre la première semaine de durcissement à l'air, pour revenir à 3 mm environ, selon fig. 3, après quatre semaines et rester ensuite à ce niveau. L'expansion du béton à 300 kg. de ce ciment spécial est du cinquième environ de ces chiffres. La résistance à l'écrasement pâtit momentanément de cette lutte d'influences entre retrait de prise et allongement dû à la cristallisation du sulfo-aluminate de chaux : elle est de 50 % de celle du portland normal à 7 jours, pour retrouver de 60 à 75 % entre 1 et 3 mois de durcissement à l'air libre et ceci avec une excellente stabilité constatée pour une durée de 4 ans des essais en cours. M. Lossier a alors fait l'intéressante expérience que voici : il a enfermé son cube de béton en prise dans de forts moules d'acier à six faces liées, capables de s'opposer à tout gonflement ; il a ainsi laissé le durcissement se faire : la résistance du béton a atteint 350 kg/cm<sup>2</sup> à 45 jours, contre 200 kg pour des cubes témoins, démoulés à 24 heures puis durcis librement. Il semble donc possible d'obtenir un effet de mise en tension préalable au moyen d'une armature adéquate, à triple étreinte de préférence

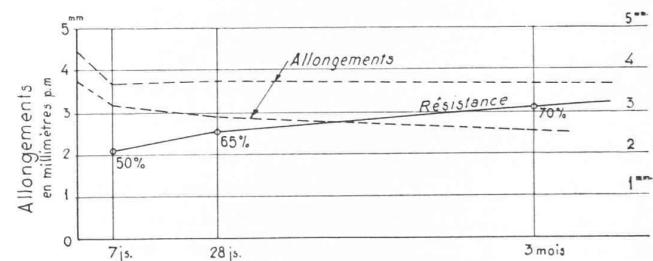


Fig. 3. — Diagrammes de prise des ciments à expansion.

quoique sans précontrainte de l'acier, et de couvrir ainsi simultanément, en partie du moins, le risque de fissuration par traction et la chute de pression par prise sans étreinte.

## 2. Matériaux constitutifs.

Cette dernière méthode n'étant encore qu'esquissée, nous ne nous y arrêterons pas davantage et nous reviendrons aux deux procédés actuels, basés sur la mise en tension statique préalable de l'acier. Ces deux méthodes, essentiellement distinctes dans leurs principes, ont ceci de commun qu'elles font naturellement appel à des aciers à haute résistance et à des bétons dont la qualité dépasse, et même de beaucoup si l'on suit les idées de M. Freyssinet, celles des meilleurs produits de nos chantiers habituels.

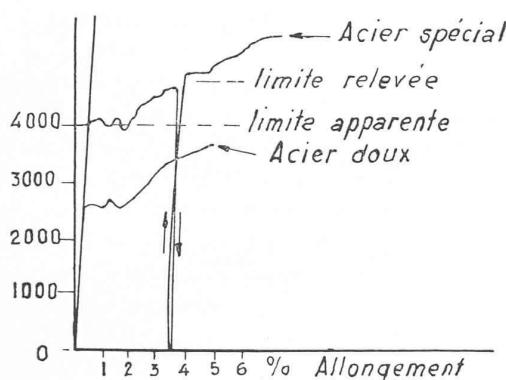


Fig. 4. — Diagrammes de déformation d'acières doux et mi-durs.

M. Dischinger emploie le seul *acier St. 52*, un produit désormais toujours disponible, parce que le règlement allemand n'autorise pas encore l'utilisation d'acières à plus haute limite apparente ; il est clair que cette question ne joue aucun rôle dans le principe même de sa méthode. Nos normes qualifient cet acier spécial comme suit :

acier de qualité  $\beta$ , de 5,2 à 6,2 t : cm<sup>2</sup>  
limite élastique  $\sigma_f = 3,5$  t : cm<sup>2</sup> (au moins)  
allongement de rupture 20 %

capacité de pliage : la même que pour l'acier doux.

M. Freyssinet exige beaucoup plus, puisque c'est son moyen de lutter contre le retrait ; il fait appel à des *acières mi-durs*, dont il fixe la limite apparente, après soudure bout à bout, par un étirage à froid qui la relève encore. La lutte contre le retrait se complète à ses yeux par une nécessité d'économie. Il a développé ses idées à cet égard dans sa brochure « Une révolution dans les techniques du béton », parue cette année. Voici son argumentation.

L'acier doux, parfaitement élastique jusqu'à sa limite apparente d'élasticité, possède, au delà de ce point, une réserve de résistance pratiquement inutilisée par le béton armé, à cause des fissurations qui le ruinerait au cours des grands allongements supra-élastiques ; une technique économique devrait relever cette limite apparente (normalement 2,4 t : cm<sup>2</sup> et quelquefois moins) jusque bien plus près de la résistance à la rupture, fixée normalement entre 3,6 et 4,5 t : cm<sup>2</sup> par nos prescriptions ; mais elle devrait éliminer alors les inconvénients dus à la déformation élastique augmentée : la fissuration du béton tendu et le risque de glissement des barres d'acier dans la région des efforts tranchants accentués. Ce n'est possible que si l'on combat les effets de la traction sur le comportement du béton. Suivant la pratique actuellement admise, les limites d'allongement tolérables correspondent aux tensions usuelles de l'acier

1200 kg : cm<sup>2</sup> pour l'acier doux, avec béton normal,  
1600 kg : cm<sup>2</sup> pour l'acier spécial, normalement en présence de béton de qualité.

Si l'on évite la distension du béton, rien n'empêche d'accentuer la tension de l'armature en utilisant les *acières à haute résistance*, à condition qu'ils ne soient pas fragiles

à l'usage prévu. Il importe d'abaisser le prix du kilogramme de résistance utile, c'est-à-dire le rapport

$$\frac{\text{prix du kilog d'acier}}{\text{tension admissible}} \sim \theta \frac{\text{prix du kilog}}{\text{limite apparente.}}$$

Les aciers à haute limite apparente coûtent un peu plus cher que les aciers doux ; mais ils atteignent et dépassent, le cas échéant, des résistances de l'ordre de 10 t : cm<sup>2</sup>, avec une limite apparente de 8 t : cm<sup>2</sup> et plus, les aciers au silicium et ceux au chrome en particulier, comme on le voit au tableau ci-après. Si l'on admet un rapport  $\theta$  uniforme entre la tension admissible et la limite apparente, on en vient à ramener au tiers même le coût de l'armature.

La maison Francillon & Cie, à Lausanne, nous a obligamment communiqué, à ce sujet, les indications suivantes, qui émanent de la société « Davum », de Zurich ( $E$  = limite élastique,  $R$  = résistance rupture) :

#### 1. Acier au carbone

brut de laminage :  $E=56$  kg : mm<sup>2</sup>  $R=100$  kg : mm<sup>2</sup>  
trempé à l'eau et revenu 400°  $R=113$  kg environ  
surprix probable 42 à 46 fr. s. par tonne

#### 2. Acier mangano-silicieux

Si = 1,6 à 1,8  
trempé à l'eau et revenu 400°  $R=150$  kg environ  
surprix estimé entre 45 et 50 fr. par tonne

#### 3. Acier à 1 % de Cr

trempé à l'huile, revenu 300°  $R=160$  kg : cm<sup>2</sup> environ  
surprix estimé entre 45 et 50 fr. par tonne

#### 4. Acier à 0,5 % de Cr

brut de laminage  $E=55$  kg  $R=80$  kg  
surprix entre 40 et 42 fr. par tonne.

Les surprix s'appliquent aux prix fixés pour l'acier Siemens-Martin ordinaire.

La lettre ajoute que « des traitements mécaniques destinés à augmenter la limite élastique présenteraient de sérieuses difficultés ; il ne faudrait guère demander par écrouissage une augmentation de la limite élastique supérieure à 15 % de sa valeur à l'état recuit. Cette opération serait du reste plus coûteuse en général que la préparation d'un acier spécial approprié ». D'autre part, « La soudabilité des aciers présentant une très haute limite élastique est probablement faible ».

Ces faits sont d'importance, mais n'arrêtent pas M. Freyssinet, qui déclare ce qui suit dans « Révolution des techniques du béton » :

« Les métaux commerciaux dont les propriétés se rapprochent ... possèdent à l'état brut une limite de rupture assez régulière, voisine de 100 kg : mm<sup>2</sup>, mais leur limite élastique est très variable. On les obtient en couronnes de 50 à 150 kg, jusqu'au diamètre de 16 mm (donc près de cent mètres de longueur) à un prix qui est actuellement un peu plus élevé que celui des ronds ordinaires pour béton armé.

Il faut transformer ces couronnes en fils droits de limite élastique élevée. J'ai créé des machines (de chantier) qui peuvent réaliser cette transformation moyen-

nant quelques centimes par kilogramme. Pour éviter toute perte par les chutes, on soude par étincelage, à la fin de chaque couronne, le début de la suivante. La soudure est ensuite soumise à un revenu par la machine à souder elle-même ; ces opérations exigent quelques secondes et donnent une soudure qui a exactement la même résistance que le fil. Après quoi la machine entraîne le fil... tendu entre des pinces serrées par des vérins hydrauliques... La précision obtenue pour la tension d'étirage est de l'ordre de 1 : 100... On obtient un fil de longueur indéfinie dont la limite élastique est à peu près égale au taux d'étiènement et qui a été, en tout point, essayé  $n$  fois à ce taux, y compris les soudures (le fil n'avancant chaque fois que de la  $n^{\text{me}}$  partie de l'intervalle des pinces). On obtient facilement des limites élastiques entre 80 et 90 kilogrammes, soit  $3\frac{1}{2}$  fois celles des aciers ordinaires. Au cours de cette opération, le fil (dur) s'allonge de 5 % environ. »

Ainsi donc, qu'on emploie un acier spécial directement obtenu de l'usine, ou un acier traité selon la méthode Freyssinet, on peut compter commercialement sur des limites apparentes d'au moins 8 t : cm<sup>2</sup> et sur des barres atteignant quelque 50 m de long sans soudures, s'il s'agit de couronnes redressées et si leur diamètre ne dépasse pas 16 mm. Au taux où l'on fait alors travailler l'armature, suivant la méthode Freyssinet, ces barres équivalent à des aciers doux de 35 mm, dont il faut peu d'unités pour représenter une grosse armature dans les circonstances normales. De plus, la barre de 16 mm en acier traité a, sur celle de 35 mm en acier doux, l'avantage qu'on peut la mettre en couronne d'environ 4 m de diamètre, sans que l'allongement de ses fibres extrêmes dépasse le rapport

$$\sigma_{app} : E_a = 8 \text{ t} : 2100 \text{ t} \quad (\sigma_{app} = \sigma_f)$$

c'est-à-dire en restant complètement élastique encore malgré un transport de l'atelier au chantier de travail.

La technique de la soudure électrique prend donc ici une importance essentielle ; elle met le constructeur en face de deux problèmes, celui de sa réalisation pratique et celui de sa résistance à la durée.

La soudure en bout de barres de quelque 20 mm, telles que les envisage M. Freyssinet, est de pratique courante, sous réserve de soudabilité suffisante de l'acier ; nous avons vu que cette qualité n'est pas acquise sans réserve aux aciers spéciaux à très haute résistance. M. Dischinger envisage, par contre, le raccord de barres rondes atteignant 100 mm de diamètre, ce qui est un problème beaucoup plus délicat, dont la réalisation n'est à la portée que de grandes maisons spécialisées ; M. Dischinger a pris ce chiffre extrême par commodité de calcul ; il aurait tout aussi bien pu envisager un nombre plus grand de barres de 70 ou 80 mm, pour lesquelles on a exécuté nombre de fois des soudures dans la construction des grandes halles d'aviation allemandes : il s'agit alors de soudures par résistance, la meilleure dont on dispose, et au sujet de laquelle les laboratoires ont fait de nombreux essais dans les diamètres jusqu'à 80 mm ; tous ces essais

ont réussi sauf un seul, à notre connaissance, où la rupture au droit de la soudure a pu être attribuée à la présence d'une paille dans le métal de la barre.

Ces soudures faites selon les vues de M. Freyssinet, sa machine les éprouve une demi-douzaine de fois au niveau de la nouvelle limite apparente atteinte, ce qui est déjà une garantie ; mais comment savoir si cette garantie va suffisamment au delà, pour équivaloir la barre de métal sain tant à la rupture statique qu'à l'épreuve plus importante encore de la durée ? Tout ce qu'on peut affirmer à cet égard, c'est que les expériences faites par M. Freyssinet incitent à la confiance.

### Concours d'architecture pour les plans du Temple de Mathod-Suscévaz.

La construction comprendra :

1. Une église de 200 places, environ, au parterre, avec une galerie de fond pouvant contenir 40 à 50 places, avec place réservée pour orgue.
2. Une salle de catéchumènes de 30 places environ pouvant servir de sacristie.
3. Un petit vestiaire avec W. C. pour hommes et femmes. Une chaufferie et un petit office avec réchaud électrique (ces deux installations éventuellement dans le même local).
4. Un clocher en maçonnerie pouvant contenir 4 cloches.

Le fond de l'église se terminera par un chœur ou abside surélevé d'une ou deux marches. La table de communion sera placée dans l'axe du chœur. La chaire placée sur le côté devra être bien éclairée. L'église et la salle de catéchumènes devront pouvoir former un seul local, la chaire étant visible de toutes les places.

#### Extrait du rapport du jury.

Le jury s'est réuni les 16 et 17 juillet 1936 dans le temple de Mathod où les projets sont exposés. Sont présents : MM. Thévenaz, Laverrière et Wavre, membre suppléant du jury remplaçant M. Gilliard, empêché, ainsi que MM. Charles et W. Buri.

Le jury constate que 64 projets ont été déposés dans les délais voulus.

Le jury procède à un premier tour d'élimination de 12 projets nettement insuffisants.

Après un deuxième examen, 34 projets ne présentant pas les qualités suffisantes pour être retenus sont éliminés.

Le jury procède à un troisième examen des projets restants. Sont éliminés, 10 projets.

N° 14. Ce projet présente de belles qualités architecturales, tant en plan qu'en façades. C'est un projet d'une conception sobre et bien dans le caractère d'une église de campagne. La disposition du plan est d'une très grande clarté. Le jury critique cependant l'exiguité « d'ailleurs voulue » de l'entrée qui ne s'affirme pas suffisamment comme l'entrée principale. Cube modeste.

(A suivre).

### BIBLIOGRAPHIE

**Science** (*L'Encyclopédie annuelle*). — Paris, 14, rue Brunel.

Cette nouvelle publication hebdomadaire, du format (37/57 cm) et de l'aspect d'un journal « politique », est rédigée par le « Centre international de synthèse », avec la collaboration de savants et d'écrivains notoires.

Le fait que cette revue est placée sous l'autorité de M. Henri Berr, un des esprits les plus « curieux » de ce temps, animateur de la célèbre « Bibliothèque de synthèse historique » dont il enrichit les volumes de préfaces admirablement écrites, est garant de la haute tenue scientifique et littéraire de « Science ». Voici d'ailleurs « ce qu'il veut » :