

L'IDÉE FRANÇAISE DE LA PRÉCONTRAINTE révolutionne l'art de construire

Par E. FREYSSINET

Inspecteur Général honoraire des Ponts et Chaussées.

THE FRENCH IDEA OF PRESTRESSING REVOLUTIONIZES THE ART OF CONSTRUCTION

M. E. Freyssinet recalls now, as far back as 1907, he was led to the idea of prestress applied to concrete and how, after an interruption due to the first world war, he followed up this application despite the creep of concrete. Despite the high quality of manufacture, the development of prestressed concrete poles, which started in 1933, met with the obstacle of the lack of understanding of users. Prestressing really came into its own only after the saving of the harbour station at Havre by means of a double application of prestressing : first by the strengthening of considerable lengths of foundation units and second by the production of hollow cylindrical piles made from short sections. Since then prestressed concrete has been used more and more throughout the world after the lead had been given by Mssrs. Campenon-Bernard, the original promoters of the method.

However the application of prestressing is not limited to concrete but can be used with all sorts of materials. Prestressing can be applied either before or after hardening of the concrete. Various factors come into play after the tensioning operation which reduce the useful value of the prestress. The mechanical properties of the steel used must satisfy special requirements. The ultimate strength of the steel and the factor of safety of the structure — both of which have different effects according as the cables are free or bonded — impose a limit on the tension in the steel.

Prestressed concrete will be able to offer solutions to other applications — some foreseen and others not — in aeronautical and mechanical construction.

Furthermore, the introduction of prestress into underground works such as tunnels, apron, etc. allows the linking together of concrete elements over large areas and the counteraction of the effects of a large part of their creep. Important applications have already been carried out in airport runways, dams, etc. Finally, the application of internal prestresses in concrete made with very hard aggregate results in obtaining concrete of very high strength.

LA IDEA FRANCESA DEL PRETENSADO REVOLUCIONA EL ARTE DE LA CONSTRUCCION

El señor E. Freyssinet recuerda cómo, desde 1907, llegó a concebir la idea de pretensar el hormigón, y cómo, después de una interrupción motivada por la primera guerra mundial, se prosiguió su aplicación, a pesar de las diferentes deformaciones de dicho material.

La utilización de los pilares de hormigón pretensado, que se incrementó a partir de 1933, tropezaba con la incomprensión de los utilizadores, a pesar de sus evidentes ventajas. Sin embargo, la estación marítima de El Havre pudo salvarse mediante una doble aplicación del pretensado, es decir, por un lado, gracias a la realización de elementos de fundación rígidos de gran longitud, y, por otra parte, mediante la fabricación de estacas huecas cilíndricas en cortos tramos o secciones. Desde entonces, el pretensado del hormigón se utiliza cada vez más en el mundo entera, siguiendo del ejemplo de la empresa Campenon-Bernard, promotora de este material.

La aplicación del pretensado no se limita, sin embargo, al hormigón, sino que puede extenderse a toda clase de materiales. Este pretensado puede aplicarse antes o después del endurecimiento del hormigón, sometiéndole luego a diferentes acciones para disminuir su valor útil. Los aceros empleados deben responder a exigencias especiales en cuanto a sus características mecánicas. Su carga de rompimiento y la seguridad de las construcciones — que responden en forma diferente si se realizan con cables libres o adherentes — imponen un límite a la tensión de los aceros.

Otras aplicaciones — más o menos insospechadas — en la construcción aeronáutica o en la construcción mecánica argüan al hormigón pretensado.

Por otra parte, la introducción de pretensados en trabajos subterráneos, como túneles, encachados, etc., permite dar solidez a sus elementos en grandes extensiones y realizar por anticipado una fracción importante de su deformación diferida. Aplicaciones muy interesantes se llevan a cabo en las pistas de aeropuertos, presas, etc. Finalmente, el empleo de pretensados internos en los hormigones de conglomerados muy duros, permite obtener sólidos de gran resistencia.

DANS un article de TRAVAUX de janvier 1933, j'ai créé le mot précontrainte pour désigner des forces obtenues par mise en tension de fils d'acier dur, que j'opposais aux contraintes développées par les charges dans des constructions en béton, dites précontraintes, afin d'y éviter les

conséquences des allongements sous charge des armatures classiques.

Je ne tardai pas à m'apercevoir que dans beaucoup d'autres cas le constructeur pouvait transformer avantageusement l'état physico-mécanique de ses systèmes par la

création de champs de contraintes accompagnés de déformations. J'ai réalisé, en Algérie et en France, d'importantes applications de cette idée pour lesquelles j'ai créé des moyens adaptés aux circonstances.

Depuis plusieurs années, le béton précontraint se développe dans le monde à une vitesse impressionnante, en raison de ses avantages économiques et de la simplicité de ses moyens, et une abondante littérature l'a rendu classique.

Malgré des avantages parfois plus grands encore que ceux du béton précontraint classique, on devra attendre plus longtemps la vulgarisation de la précontrainte généralisée, d'un maniement moins facile.

Mais dès à présent, grâce à l'exemple donné par notre pays, les constructeurs du monde entier savent qu'une modification artificielle des états physico-mécaniques des constructions peut devenir, au même titre que leur définition matérielle, une donnée des projets dont l'introduction peut rendre aisée la solution de problèmes, sans elle insolubles.

Cette transformation de leur art suscite, à peine amorcée, une curiosité qui n'est pas limitée aux seuls constructeurs.

L'objet de ces pages est de la satisfaire aussi pleinement que possible. En même temps, je m'efforcerai de dénoncer et de combattre des idées que j'estime nuisibles au progrès d'idées auxquelles j'ai voué ma vie.

Les précontraintes avant 1933.

Définies comme des forces qui, par leur application à une structure avant celles qui tendent à la détruire, en assurent la permanence, les précontraintes ont eu depuis toujours un rôle essentiel.

En effet, elles constituent le seul moyen concevable de réunir plusieurs blocs en un groupe possédant les propriétés d'un bloc unique.

C'est par des précontraintes dues à la pesanteur qu'un mur résiste aux efforts qui tendent à le renverser, que la permanence des entassements réalisés par la nature ou les hommes est assurée.

Mais les précontraintes dues à la pesanteur ne peuvent réaliser les assemblages mobiles, sans lesquels aucun outil n'existerait ; et la civilisation n'a pu naître que le jour où un être, qui par là devint l'homme, inventa d'obtenir des précontraintes grâce aux réactions élastiques de corps violemment sollicités.

Grâce à des liens fortement tendus les réunissant rigidement, une pierre et un bâton devinrent hache ou marteau. Toute œuvre de l'homme n'existe qu'en vertu de réactions élastiques obtenues par boulons, coins, chevilles, rivets ou frettes. Leur utilisation est un réflexe normal de l'artisan.

Naissance du béton précontraint.

C'est peut-être parce que j'ai hérité les réflexes d'une race d'artisans que dès que je me suis trouvé en présence de la difficulté majeure du béton armé : l'impossibilité pour le béton de suivre sans rupture l'allongement de l'acier, j'ai songé à substituer à l'emploi des armatures une compensation des tractions dues aux charges, par des compressions provoquées par des tiges d'acier, tendues entre des points du béton situés hors de la zone soumise aux tractions. C'était l'idée du béton précontraint.

En 1907, à Moulins, je pouvais en faire une première application grâce à François MERCIER, grand entrepreneur de Travaux Publics, dont la généreuse amitié accepta de construire une voûte

d'essai de 50 m de portée et 2 m de flèche, en principe destinée à l'étude du décintrement des voûtes par vérins d'une série de grands ponts sur l'Allier. Il fallait rendre aussi peu variable que possible la distance entre les deux culées de cette voûte.

Je coulai entre elles un prisme de béton et comprimai le tout, en tendant des fils tréfilés de 9 mm logés par groupes dans des alvéoles, tirés à 75 kg/mm² et clavetés par paires vers l'arrière des culées. Ils donnaient au total 2 500 t.

A cette époque, je croyais comme tout le monde que le béton obéissait aux règles admises par la circulaire de 1906.

L'observation des mouvements de l'arche d'essai, commencée en 1909, me révéla l'extraordinaire complexité des déformations du béton et l'existence des déformations différées assez importantes pour créer un doute sur la permanence des compressions du béton. D'où la nécessité d'expériences de très longue durée arrêtées par la guerre de 1914 ; elles étaient en cours lorsque, le 31 juillet 1914, je dus abandonner dans les 24 heures mon matériel et mes archives qui furent perdus, le terrain de mes essais ayant reçu en mon absence une affectation militaire.

Je n'ai pu reprendre ces expériences qu'au début de 1926 ; continuées jusqu'en 1928, elles me donnèrent la certitude que, moyennant l'emploi d'aciers durs et de bétons compacts, les déformations différées ne seraient pas gênantes.

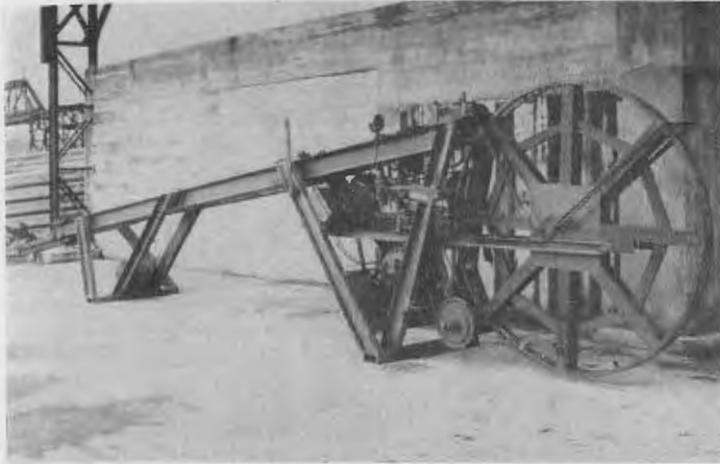
Je décidai alors de consacrer tous mes efforts et tous mes moyens au développement des constructions précontraintes. En m'associant avec une filiale de grands réseaux de distribution d'électricité, je créai à Bezons, dans une centrale désaffectée, une usine-laboratoire assez puissamment outillée pour étudier, puis construire une chaîne de fabrication pour poteaux précontraints dont la longueur allait jusqu'à 16 m. Montée à Montargis dans une usine existante, elle fut en ordre de marche en 1933.

Elle utilisait des fils machine durs ; en les soumettant par longueurs successives, au moyen d'une machine automatique, à une traction à 90 kg/mm², je les redressais et relevais à ce chiffre leur limite élastique.

L'installation comprenait des machines quasi-automatiques dont les rôles étaient les suivants : garnir des moitiés de moules avec des aciers tendus à 80 kg/mm², contrôlés par des romaines à poids ; grouper des demi-moules deux par deux ; remplir les moules de béton de Portland ; essorer celui-ci. Un remplissage parfait était obtenu grâce à des alternances de pres-

Moule pour fabrication de poteaux électriques (1933).





Machine automatique servant à relever de 50 à 90 kg/cm² par étirage la limite élastique des aciers (construite en 1931).

sions et dépressions, combinées avec une vibration intense ; l'essorage s'effectuait sous une pression intérieure de 16 kg/cm². Une étuve à vapeur assurait un chauffage à 95-100° pendant une demi-heure, cette température pouvant être supportée par nos bétons en raison de leur très haute compacité.

Après refroidissement partiel on démoulait et malgré des précontraintes du béton dépassant parfois 350 kg/cm² on n'a jamais eu d'incidents au démoulage.

Malgré des poids d'acier et de béton réduits de plus de moitié, les flèches de mes poteaux étaient réduites à 40 p. 100 des flèches anciennes, et ils supportaient indéfiniment des efforts alternés qui, en quelques minutes, détruisaient les poteaux classiques.

En dépit de ces extraordinaires qualités et d'un aspect magnifique, nous ne pûmes obtenir que des commandes d'échantillons. Pour les séries, qui auraient seules permis une fabrication rémunératrice, nos clients exigeaient des références de durée. Ne pouvant écouler ces produits, nous dûmes arrêter la chaîne et vendre nos machines à la ferraille. Après quatre années des plus durs efforts, je me retrouvai ruiné. Un miracle seul pouvait me sauver avec mon œuvre.

Ce miracle s'est produit, ce fut le sauvetage de la Gare Maritime du Havre.

Imaginez un bâtiment deux fois plus long et plus gros que le plus grand paquebot. On l'avait construit sur d'énormes semelles en béton armé reposant sur des pieux coulés dans un remblai déjà ancien, de 10 m d'épaisseur. Mais ce remblai reposait sur 20 m de vase, qui sous son poids diminuait lentement de volume. Après quasi-achèvement du gros œuvre, au milieu de 1933, apparurent des tassements. Différents selon les appuis, ils dépassaient souvent 25 cm début 1934 et croissaient linéairement ; d'énormes fissures de jour en jour plus larges coupaient murs et poutres. Tous les remèdes essayés s'avéraient inefficaces ou nuisibles. Le bâtiment semblait voué à un effondrement prochain.

C'est alors que je présentai un projet de sauvetage — accepté sans discussion — dont voici les grandes lignes :

Je formais, grâce à des précompressions de 1 000 tonnes, avec les anciennes semelles reliées par de nouveaux massifs, des éléments rigides de grande longueur ; ce qui, en uniformisant les tassements, ralentissait les plus rapides. Puis je fonçais à travers des puits ménagés dans les nouveaux bétons, avec des vérins solidarisés avec les pieux par des colliers hydrauliques mobiles, capables de pressions de 320 t, de gros pieux creux cylindriques, coulés entre le niveau de l'eau et le dessous du premier plancher, donc par très courts tronçons qui étaient vibrés, comprimés à 20 kg/cm², liés aux précédents par une précontrainte et durcis à la vapeur pendant qu'on exécutait le fonçage des tronçons précédents.

Le succès de ce plan supposait qu'avant la catastrophe redoutée j'arriverais à concevoir, à mettre au point et à réaliser une bonne dizaine de techniques entièrement nouvelles.

Pour cela, je disposais de mon usine de Bezons et d'un admirable personnel, dont la foi était égale à la mienne. Pendant les premiers mois de 1934, nous avons tous très peu dormi. Mais en août les premiers pieux foncés arrêtaient net les tassements les plus dangereux et, peu après, tout risque d'accident avait disparu.

J'avais gagné une bataille dont l'importance du point de vue de l'histoire de la précontrainte allait être capitale.

Si, en janvier 1934, j'avais reculé devant les risques d'une entreprise téméraire, la précontrainte en serait aujourd'hui à peu près au même point qu'en 1933. Depuis bien longtemps déjà, on cherchait à l'utiliser. En 1928, M. COYNE, alors Ingénieur des Ponts et Chaussées à Brest, auquel je faisais part du dépôt de mon premier brevet concernant l'idée de précontrainte, me dit que, au temps lointain où il était en service dans le Finistère, M. CONSIDÈRE avait construit un mur de quai formé de blocs de granit précontraints verticalement par des barres de fer scellées dans le rocher de fondation et fortement tendues à l'aide d'écrous, et qu'il avait envisagé d'utiliser le même système pour améliorer la stabilité de barrages qu'il projetait.



Relevage de l'ancienne gare maritime du Havre. Création d'une précontrainte de 1 000 t dans un ensemble d'anciennes fondations (1934).

Dès que le béton armé fut à la mode, l'idée d'en tendre les armatures pour retarder la fissuration séduisit beaucoup d'esprits — notamment CONSIDÈRE, BACH, RABUT, KOENEN. Après de longs essais commencés en 1907, celui-ci déclara, dans le préambule d'un brevet, que ses essais prouvaient l'impossibilité d'améliorer durablement le béton armé par tension de ses armatures.

Beaucoup d'autres inventeurs continuèrent, sans résultat valable, à tendre des aciers dans du béton. Leur échec ne s'explique que par le manque d'idée directrice. Le cas de l'allemand HOYER est très instructif à cet égard.

Aux environs de 1925, HOYER eut l'idée d'armer de fils tendus des poutres et des planches en béton. Mais ses essais, faits notamment pour la ville de Magdebourg, furent si peu convaincants qu'il abandonna son idée et se refusa à faire les frais d'un brevet.

Beaucoup plus tard, mis au courant de mes résultats par les publications faites en Allemagne par mes concession-

naires, il reprit ses essais et guidé par mes idées il obtint tout de suite des résultats utilisables. Maudissant son manque de ténacité, il déposa des demandes de brevets auxquels, en pleine guerre, les juges allemands opposèrent mon antériorité ; ce qui ne l'empêcha pas, sous protection de la Wehrmacht peu soucieuse de considérations juridiques, d'inonder l'Europe occupée de poutres précontraintes. Mais revenons en 1934.

Quels étaient les progrès accomplis par l'idée de précontrainte depuis le mur de **CONSIDÈRE**, vieux d'un demi-siècle ? Mes poteaux, dont personne ne voulait et qu'on aurait vite oubliés.

Après le Havre, changement à vue.

En effet, d'une visite à mon chantier, M. Edme **CAMPENON BERNARD** emporte une telle impression que dès ce moment il fait de l'Entreprise **CAMPENON BERNARD** le champion de la précontrainte, l'entreprise pilote qui dans tous les domaines d'application défrichera le terrain, résoudra les problèmes d'exécution et se maintiendra à la tête du progrès. Les ingénieurs du Gouvernement de l'Algérie, ceux de la Marine Nationale, ceux du service des Routes, trouvent au Havre la référence indiscutable qui va leur permettre de faire accepter l'emploi de la précontrainte pour les travaux les plus importants. Les grandes réalisations industrielles commencent sans délai à un rythme impressionnant.

En Algérie, **CAMPENON BERNARD** exécute sous la direction des Services du Gouvernement Général le vaste réseau des canalisations de Oued-Fodda, plus de 50 km avec des diamètres atteignant 1,50 m et des pressions d'essai de 18 kg/cm². Il sera suivi d'extensions nombreuses en Afrique du Nord ; d'un barrage de prise d'eau sur l'oued Fodda, dans lequel radier, piles, vannes, ponts et bâtis sont précontraints ; de centrales hydroélectriques avec canalisations de grand diamètre et à haute pression, culottes de répartition, tours d'équilibre ; ponts ; des poteaux électriques par dizaines de milliers. C'est enfin le relèvement de 7 m du plan d'eau du barrage des Beni-

Badhel sur la Tafna qui en fait un des plus importants de l'Afrique du Nord ;

En France, **CAMPENON BERNARD** exécute à Brest d'énormes travaux pour la Marine Nationale avec l'appui des Ingénieurs des Travaux Maritimes : un grand nombre de caissons de fondation, dont certains dépassent 5 000 t, pour quais, batardeaux, éléments de formes de radoub ; leur succès fait du béton précontraint un procédé classique d'exécution pour les grands travaux maritimes.

En 1939, j'invente les câbles sous gaine plastique ou métallique et des moyens d'ancrage, vérins et cônes, qui, en simplifiant et assouplissant l'exécution du béton précontraint, en favorisent considérablement la diffusion. Pendant que **CAMPENON BERNARD** utilise cette idée en France et en Algérie, **MAUTNER** qui, en Allemagne, s'était fait le champion de la précontrainte, avant d'être contraint par les Nazis de fuir en Angleterre, l'introduit dans l'Empire Britannique, ce qui permet la construction en pleine guerre de deux grands hangars



Hangar de Karachi (Pakistan) (1941).

Usine de fabrication de tuyaux de Oued-Fodda (Algérie) (1936-1940).



d'aviation en béton précontraint à Karachi. J'avais réalisé des presses hydrauliques : au début de la guerre, M. **CAQUOT** me demande pour l'aviation une presse hydraulique de 40 000 t dont l'occupation a seule stoppé la réalisation.

Pendant la guerre, les Alliés saisissent mes brevets ; mais ils ne les utilisent guère. En Allemagne, mon concessionnaire d'avant guerre, la **WAYSS und FREYTAG**, construit quelques ponts ; **HOYER** fait les poutres dont j'ai parlé ; **SAINRAP** et **BRICE** font avec la **STUP** deux dalles sous route et une passerelle industrielle ; **MAGNEL** exécute deux ponts sous rails à Bruxelles. Avec **CAMPENON BERNARD**, j'entreprends le pont de Luzancy ; arrêté en 1941 par l'occupant ce pont est repris en 1946. La **STUP** naît en 1943, d'un excès d'optimisme sur la durée des hostilités.

Après la guerre on déblaie, on retape de vieux ouvrages. Les conditions restent pendant plusieurs années très défavorables au progrès d'une technique nouvelle. Pourtant, à Orléans, **CAMPENON BERNARD** fait des poutres de plancher, des consolidations de piles de pont, un grand réservoir municipal : le

premier réservoir en béton rigoureusement étanche. Il achève le pont de Luzancy.

Après l'exécution du pont de Luzancy, interrompu en 1941, reprise, après la Libération, le béton précontraint rencontre en France un intérêt suffisant pour que puisse naître l'Association Scientifique de la Précontrainte (A.S.P.). Bientôt d'autres associations vont naître à l'Étranger, dans des pays de plus en plus nombreux.

En 1949, les premières Journées de la Précontrainte, organisées par l'A.S.P., réunissent 500 adhérents dont 225 étrangers qui voient une usine de fabrication pour 5 grandes arches sur la Marne.

En 1950, nos visiteurs étrangers plus nombreux encore voient le chantier de la Galerie Couverte de Rouen, pieux, poteaux, mur de soutènement et terrasse sous route, le tout en éléments précontraints préfabriqués, qui couvre plus d'un hectare et un grand pont sur la Seine selon un projet de M. Henri LOSSIER.

Actuellement, on peut résumer comme suit la situation du béton précontraint :

France :

Le nombre d'entreprises qui ont construit en béton sous licence STUP dépasse la centaine. Plus de 300 ponts ont été exécutés dont une trentaine dans les seuls départements du Nord et du Pas-de-Calais sous l'impulsion de M. l'Ingénieur en Chef DUMAS.

Parmi les ouvrages les plus récents, citons le pont De-Lattre-de-Tassigny à Lyon, le pont des Recollets à Toulouse, les travées d'accès du pont de Tancarville. La précontrainte joue un rôle très important dans les appuis des pylônes principaux et dans les ancrages.

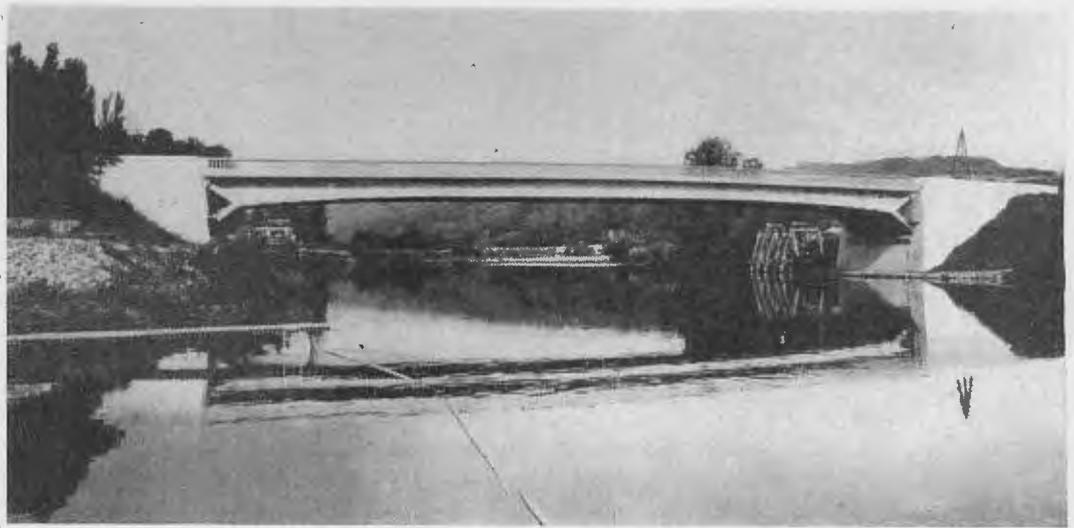
Les applications de la précontrainte aux bâtiments industriels, aux réservoirs, aux travaux portuaires se multiplient. Dix usines fabriquent des poutrelles en béton et en céramique précontrainte pour le bâtiment et cinq autres sont en construction.

Allemagne :

Dans ce pays, mes idées sur la précontrainte avaient trouvé dès 1930 un défenseur dévoué en la personne du D^r MAUTNER, Directeur de la WAYSS und FREYTAG ; il construisit, sur mes plans, une maquette au 1/3 d'une poutre de 60 m, répétée à Stuttgart. Ces maquettes ont été soumises à des essais de charge très complets avec étude des déformations locales, publiée par le D^r MORSCH.

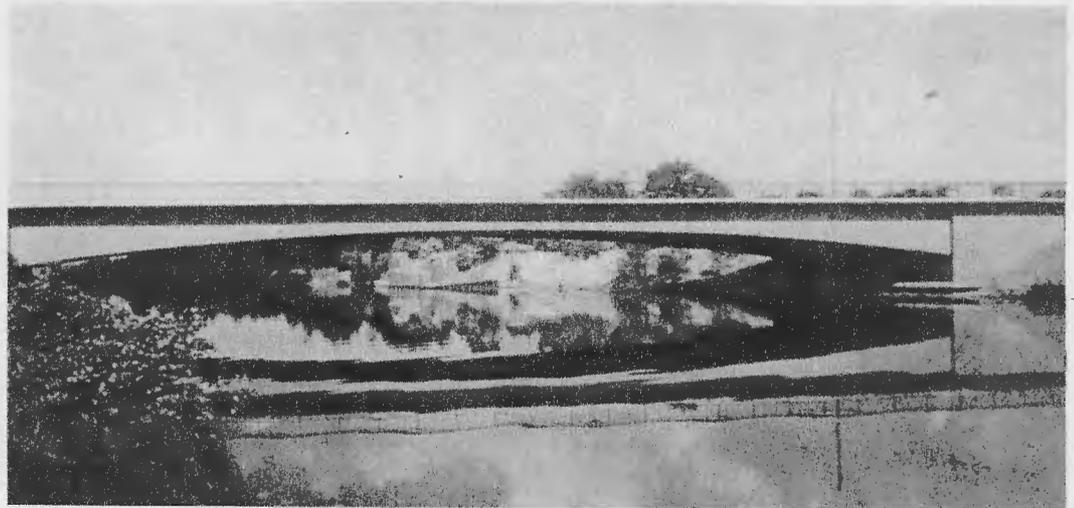
Emprisonné par les Nazis, MAUTNER parvint à se réfugier en Angleterre. La WAYSS und FREYTAG a fait par la suite de nombreux ouvrages : ponts, bâtiments industriels et stades.

La Société DYCKERHOFF et WIEDMANN, animée par le D^r FINSTERWALDER, utilise des barres filetées notamment pour le célèbre pont de Worms.



Pont de Luzancy sur la Marne (1945).

(Photo Baranger.)



Pont Hinkeldey à Berlin (1952).

Le D^r LEONHARDT, par un procédé inspiré de celui des grandes poutres du Havre, a construit un grand nombre de ponts.

Angleterre :

Une Société d'exploitation créée par le D^r MAUTNER réalise des hangars d'aviation, notamment en pleine guerre, à Karachi ; plus tard à Londres ; en dehors de nombreux ponts et bâtiments.

Belgique :

Le D^r MAGNEL, venu à mes idées dès 1938, achève sitôt après la guerre deux ponts-rails à Bruxelles.

Divers constructeurs ont réalisé de beaux ponts, des hangars d'aviation, des usines considérables.

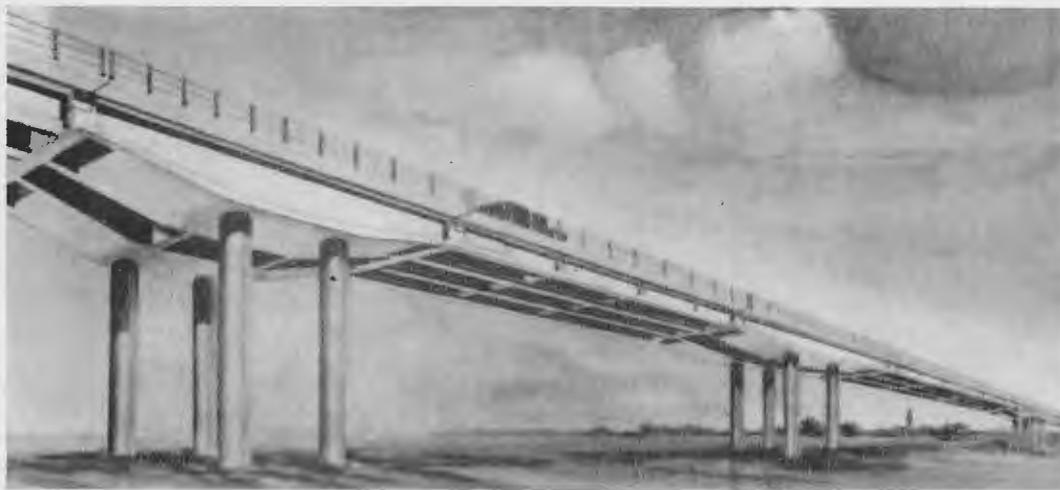
Hollande :

C'est de tous les pays celui où la proportion des ouvrages en béton précontraint est la plus forte. Les Hollandais ont réalisé, entre autres bâtiments, d'importantes couvertures en voiles minces aux formes variées, des réservoirs, des ponts remarquables.

Les pays nordiques, Danemark, Norvège, Suède, suivent l'exemple de la Hollande ; citons en particulier de nombreuses constructions circulaires (réservoirs, silos à sucre, etc.).



Usine en éléments préfabriqués assemblés par précontrainte, à Denton (Angleterre) (1955).



Maquette du pont de Casalmaggiore (en construction) sur le Pô (Italie).

Le béton précontraint se développe en Suisse, en Italie (très beau pont de Casalmaggiore après beaucoup d'autres), en Espagne, etc.

Usine avec toiture en voiles mines précontraints, à Oosterhout (Pays-Bas) (1955).



Pont sur le lac Pontchartrain, Louisiane (U. S. A.) (1956).



Etats-Unis :

Les États-Unis sont venus tard à la précontrainte. C'est encore le seul pays où l'on ne puisse obtenir des fils durs enroulés en bottes de grand diamètre droits au déroulage ; ce qui dans un pays de main-d'œuvre chère est un lourd handicap. On y emploie beaucoup de fils adhérents ; à mon sens beaucoup trop. Pour le pont de Pontchartrain j'ai fait proposer une solution à câbles qui eût permis une énorme économie ; je n'ai pu comprendre les raisons qui l'ont fait écarter. Câbles et barres filetées se partagent néanmoins un important champ d'action.

D'importants travaux ont été réalisés dans le port de New York.

Canada et Mexique :

Le Canada construit de nombreux ponts, et le Mexique semble prendre un bon départ avec des ponts et une usine à poutrelles de bâtiment.

Brésil :

Mon ami **ÉTÈVE**, représentant de **CAMPENON**, mort au cours d'une mission d'études, a provoqué la construction de ponts considérables (Le Galion, à Rio de Janeiro, Joazeiro), de travaux maritimes importants (Recife), d'un immense barrage scellé dans le sol de basalte à Ernestina.

Les ponts de la route de Caracas, au Vénézuéla, sont célèbres. Le tablier au-dessus des arcs est entièrement préfabriqué.



Pont sur le Wouri, à Douala (Cameroun) (1953).

(Photo G. Prunet.)

On construit actuellement un très grand pont en Uruguay (Mercédès).

En Afrique, en dehors des ouvrages considérables construits par CAMPENON BERNARD en Afrique du Nord : barrages, ponts, tuyaux, centrales, on doit citer le très grand pont sur le Wouri, à Douala (Cameroun), et en Union Sud-Africaine, le Ellis Brown Viaduct, parmi beaucoup d'autres ouvrages.

En Asie, en Australie, le béton précontraint se développe à une extraordinaire vitesse ; au Japon, en Nouvelle-Zélande et surtout en Inde où à la suite du grand pont de Coleroon (14 travées de 48 m) en service depuis deux ans, plus de 20 km de tablier vont être prochainement réalisés. L'U.R.S.S., la Chine, l'Indonésie s'intéressent très sérieusement à la précontrainte.

La masse des travaux précontraints exécutés chaque année augmente selon une progression géométrique très rapide.

*
**

Le béton précontraint classique.

La précontrainte du béton par mise en tension d'armatures *SUPPOSE ESSENTIELLEMENT* la liberté de dilatation des constructions. Si les rétractions par retrait, variation thermique, déformation différée sont empêchées par des liaisons, il en résultera, en dépit des armatures dont les extrémités sont immobiles, des relaxations, destructrices de la sécurité.

En dehors des bétons de toute nature, Portland, Alumineux, etc., on peut précontraindre des pierres, des verres, des éléments métalliques. Il est important d'observer qu'on peut avantageusement précontraindre des systèmes complexes, tels



Pont sur le Coleroon (Inde) (1956). Câblage d'une poutre.

que du béton armé, notamment dans le cas de surcharges importantes, mais exceptionnelles. En ce cas, on laisse les surcharges ouvrir des fissures comme dans du béton armé ordinaire, mais elles se referment sitôt les surcharges disparaissent.

Je signale enfin que l'usage de céramiques précontraintes pour la construction des planchers légers se répand de plus en plus.

Les avantages du béton précontraint.

L'extension du béton précontraint classique se heurte à des difficultés, telles qu'une cherté anormale des armatures, dont les moyens de production ont peine à suivre la demande; l'imperfection d'outils encore en plein progrès, l'obligation de créer sans cesse de nouveaux spécialistes. Si elle est malgré cela si rapide c'est que le béton précontraint se substitue très souvent au béton armé avec des avantages importants.

De façon générale, on doit évidemment présumer que, dans une construction soumise à des précontraintes, la valeur la plus avantageuse de celles-ci n'est pas en général la valeur particulière zéro.

Des vérifications sont faciles sur des cas particuliers : par exemple, une dalle uniformément chargée. Le calcul prouve que, par création de précontraintes convenables, on peut porter la résistance de flexion et de cisaillement d'une telle dalle au moins au triple de celle de la même dalle armée normalement.

L'avantage est bien plus grand encore pour des charges isolées. En béton armé, l'action de l'armature est locale et limitée au béton voisin. En béton précontraint, toute armature contribue à créer un champ de précontraintes dans l'ensemble de la construction ; elle peut, sans que son efficacité diminue, être largement extérieure à la masse sur laquelle elle agit. La position et la forme des lignes de force d'un tel champ dépendent essentiellement des déformations du béton; elles se resserrent dans les zones correspondant à des charges isolées où naissent des tendances à un allongement élastique, plus encore quand cet allongement devient plastique. Les conséquences pratiques de ce fait sont considérables.

Des expériences ont prouvé en effet que les aires précontraintes continues sont capables de porter avant fissuration apparente et de manière indéfiniment réversible des charges énormes, plus de quatre fois plus fortes que celles que peut porter une dalle découpée par des joints au voisinage d'un angle.

En dehors des supériorités de résistance du béton précontraint je signale deux avantages pratiques :

1° La simplicité de l'assemblage préfabriqué par mise en place des câbles tendus sur les éléments reliés par des joints de mortier, voire même secs si leurs faces sont planes. Les autres systèmes de construction n'offrent rien de comparable.

2° Des conditions de sécurité très particulières sur lesquelles je reviendrai.

Supériorité de la qualité du béton dans les ouvrages précontraints.

En béton précontraint, les armatures sont moins nombreuses qu'en béton armé ; l'utilisation de bétons moins riches en eau et en éléments fins y est donc plus facile.

De plus, tout accroissement de la résistance du béton rend possible l'augmentation proportionnelle de celle des poutres, ce qui est très loin d'être vrai pour le béton armé.

La conséquence est que les bétons précontraints sont en moyenne plus soignés et plus résistants à la compression que les bétons armés ; d'où une tendance justifiée des bureaux d'études à relever les limites des contraintes admises en béton armé.

Il est à noter que le durcissement sous compression des bétons, en y réduisant la formation des microfissures, augmente leur résistance, principalement à la traction.

Procédés de mise en tension des aciers.

Tension avant coulage.

Dans ce procédé, on tend les aciers en prenant des appuis provisoires sur des organes extérieurs au béton, souvent par grandes longueurs, en vue du coulage en files de pièces identiques.

Après relâchement des fixations provisoires, on coupe les fils.

La liaison entre armature et béton assurant le report des tensions sur celui-ci résulte de l'adhérence ; on peut la renforcer par des saillies de diverses formes, par le vrillage des fils en groupes de deux ou trois, ou par des déformations sinusoïdales des fils dans les zones d'ancrage (frisage). Contrairement à une opinion répandue mais fautive, la valeur des ancrages par adhérence est indépendante de l'échelle des dessins.

L'emploi de ce procédé se limite à des poutres indépendantes, généralement de portée médiocre, armées de fils le plus souvent droits et à section constante. En outre, les tensions subissent les relaxations dues à toutes les causes de raccourcissements du béton qui jouent à partir du coulage.

L'utilisation du métal y est donc médiocre sauf emploi de taux de tension très élevés.

En contrepartie de ces défauts, on obtient facilement un bon enrobage des armatures et la mécanisation peut être poussée très loin. C'est pourquoi il est très en faveur aux U.S.A.

On peut réduire la dépense en aciers de 25 à 30 p. 100, en disposant les ancrages en des points des moules correspondant aux longueurs optima d'armatures. Je l'ai fait dans mes poteaux de Montargis et dans des poutres de ponts, en Algérie et en Allemagne.

On a cherché sans grand succès à appliquer la tension avant coulage à l'exécution de grands ouvrages coulés en place et à des armatures courbes, en prenant appui pour la mise en tension d'un groupe de fils sur un noyau en acier dur fait de morceaux successifs articulés, concentrique à ce groupe (système CHALOS-BETEILLE).

On peut enfin obtenir la tension d'aciers mis en place avant coulage, par un changement de dimensions du béton encore plastique, rendu solidaire des aciers par de très fortes pressions (tuyaux de Oued-Fodda, pieux du Havre).

Tension après durcissement.

Dans les ouvrages coulés en place, on obtient presque toujours la tension par appui sur le béton une fois durci, ce qui offre l'avantage d'éliminer les déformations acquises avant la création de cet appui, donc de réduire les relaxations.

Au Havre, en 1934, j'enrobais les extrémités de très longues armatures (logés par paquets dans les rainures) dans des masses de béton sollicitées par des vérins après durcissement de tous les bétons ; ces vérins étaient remplacés par des calages après mise en tension.

Depuis 1940, j'utilise à peu près exclusivement des groupes de fils parallèles (dits câbles) isolés du béton lors du coulage par des peintures plastiques, des gaines en papier bitumé, en matières diverses, le plus souvent aujourd'hui, en acier mince ; on peut ainsi enfilier les câbles dans des trous ménagés dans le béton. Un vérin porteur de moyens d'ancrage provisoires réalise la tension ; un second vérin, contenu dans le premier, réalise l'ancrage définitif, par coincement entre un cône femelle fortement fretté et un cône mâle en béton, lequel sous des contraintes de plusieurs milliers de kilos par cm² devient plastique et assure une liaison parfaite de

chaque fil en dépit des imperfections d'exécution des fils et des cônes.

Un canal central aux parois constituées par un tube d'acier très résistant traverse les cônes mâles et permet l'injection de tous les vides entre fils et gaines avec des produits à base de ciment ; ils assurent à la fois l'adhérence et la protection chimique.

Ce moyen de mise en tension est encore susceptible de perfectionnements. J'y travaille toujours. Il a suscité un très grand nombre d'imitations et de variantes ; malgré cela mes cônes équipent plus de la moitié des câbles en place dans le monde.

Les relaxations.

Les tensions créées par les mises en tension ne se maintiennent pas en totalité pour trois raisons :

1° La mise en charge d'un ancrage se fait avec des déformations et des glissements ; d'où une relaxation d'ancrage, importante pour les câbles très courts ;

2° Un acier tendu entre deux points fixes perd une fraction de sa tension croissante avec celle-ci. Cette relaxation varie avec les aciers ; elle est très petite pour certaines provenances ;

3° Mais la cause principale des relaxations réside dans les déformations du béton, postérieures à l'ancrage (retrait, déformation différée).

Un grand nombre de mesures donnent, pour valeur moyenne de la relaxation des câbles de longueur courante, environ 18 p. 100 de la tension initiale.

Les aciers du béton précontraint.

Aux U.S.A., en Angleterre et en Allemagne, l'industrie livre des barres filetées à limite élastique relativement élevée, qu'on peut raccorder entre elles et ancrer aux extrémités par des manchons vissés — la tension étant créée par vérins hydrauliques.

Beaucoup plus souvent, on utilise des fils de 2 à 10 mm en acier amélioré par des additions de manganèse.

Produit à l'état de fil machine, il est traité par voie thermique, par tréfilage, dont une passe est nécessaire en tout cas pour assurer la constance de la section, qualité très importante, ou par étirage ; ces moyens sont le plus souvent associés. Les limites de ruptures courantes vont de 220/240 kg/mm² pour les 2 mm, à 140/150 kg/mm² pour les 10 mm.

Les aciéries ont accepté (sauf aux U.S.A.) de les livrer en bottes de diamètre assez grand pour qu'au déroulage le fil soit pratiquement droit.

Qualités à demander aux fils.

Les qualités à demander aux fils sont déterminées par l'aspect très particulier qu'offrent les problèmes de sécurité et de rupture dans le béton précontraint.

Quand, au cours du chargement d'une construction classique, la limite élastique est dépassée dans des zones importantes, on en est averti par une aggravation du rapport $\frac{\text{flèche}}{\text{charge}}$, mais trop tard car les déformations acquises sont irréversibles, l'altération de l'ouvrage définitive.

En béton précontraint, l'avertissement précède l'altéra-

tion et c'est un précieux avantage. Quand on charge progressivement une poutre d'égale résistance à fils adhérents, on enregistre d'abord des flèches beaucoup plus faibles que celles d'une poutre de même hauteur.

A partir d'une première limite de charge, après la fin de la compression du béton de la zone tendue, l'ouvrage se comporte comme une poutre en béton armé à sections d'armatures anormalement faibles. Le rapport $\frac{\text{flèche}}{\text{charge}}$ augmente

de 5 à 10 fois ; de nombreuses fissures apparaissent, la résistance au cisaillement est très diminuée. Mais si l'on supprime la surcharge, avant qu'elle ait atteint une seconde valeur limite correspondant au dépassement de la limite élastique des armatures, flèches et fissures disparaissent complètement, la construction se retrouve inaltérée dans son état primitif.

Pour le seul béton précontraint, il existe donc une charge d'avertissement qui correspond à peu près aux charges limites des ouvrages de type ancien et qui signale à l'avance, par une très forte augmentation des flèches, un risque qui ne se réalise que par le dépassement d'une seconde limite, séparée de la première par une marge toujours importante.

En effet, la seconde limite correspond à la limite élastique de l'acier au moins égale à la tension initiale ; elle est donc séparée de la première par la somme des relaxations, augmentées éventuellement de l'écart existant entre la limite élastique et la tension initiale. Un minimum de relaxation, loin d'être nuisible, est donc nécessaire pour garantir l'existence de cette marge de sécurité.

Le relèvement de la tension initiale, qui le plus souvent, au moins dans les constructions dont j'ai le contrôle, est supérieure à la limite élastique de l'acier au sortir de l'usine, a donc pour effet de relever la charge pour laquelle la poutre perd à titre réversible les qualités du béton précontraint.

Par conséquent, dans la mesure où la tension initiale est au moins égale à la limite élastique, la marge séparant la charge d'avertissement de celle qui provoque dans la poutre des désordres permanents est élargie par l'augmentation des relaxations, conséquence inévitable de l'augmentation des tensions initiales.

Il y a donc intérêt à tendre au maximum les armatures de précontrainte ; deux limitations seulement sont à observer.

La première résulte de la nécessité d'éviter les ruptures au cours des mises en tension, ce qui impose une marge entre le taux de tension et le taux de rupture qui n'est fonction que de la régularité du métal. Cette marge intéresse surtout les exécutants qui estiment, en général, qu'une valeur de 10 p. 100 est suffisante.

La seconde limitation a trait à la sécurité à la rupture. De ce point de vue, il est nécessaire de distinguer deux types de constructions, selon le degré de liaison des armatures entre elles et au béton.

1° Fils non adhérents et non solidaires du béton et des autres fils.

Dans ce cas, la fragilité de l'ouvrage est une conséquence inévitable de celle des fils, parce que l'effet d'une rupture de fil intéressant toute sa longueur peut provoquer d'autres ruptures jusqu'à effondrement de la poutre. Dans ce cas, la résistance de l'armature n'est que la somme des minima de résistance de chaque fil.

L'absence de fragilité se trouvant être une qualité essentielle doit être obtenue, fût-ce au détriment de la résistance et du prix. En outre, une limitation des tensions s'impose.

Ces poutres ont une autre infériorité. La résistance au droit de la première fissure étant un minima, cette première fissure tend à s'aggraver sans formation de fissures nouvelles,

et la rupture de la poutre par écrasement du béton suit d'assez près la première fissure en raison d'une limitation très localisée de la hauteur du béton comprimé.

C'est un défaut très important des constructions à câbles libres qui ne sont ni économiques ni sûres. Dans des expériences faites à Toulouse par la S.N.C.F., la charge de rupture de poutres injectées depuis longtemps a dépassé très considérablement celles de poutres dont le mortier d'injection n'avait pas encore durci.

2° Les fils sont adhérents entre eux et au béton.

En ce cas, la résistance de l'armature est la somme des résistances moyennes des fils (au lieu des minima ; la différence pouvant être très grande). En outre, ce sont les allongements locaux des divers fils au droit d'une même section, et non plus leurs tensions, qui sont égaux ; les contraintes dans une même section étant proportionnelles aux modules d'allongement au droit de cette section, les différences peuvent être considérables : un fil pouvant travailler en phase plastique au milieu de fils encore en phase élastique.

Si entre l'allongement en service et l'allongement de rupture d'un fil existe une marge d'allongement plastique largement égale à l'allongement élastique total, l'effort supporté par chaque fil restera inférieur à sa résistance, même au cas d'abaissement notable de celle-ci (à condition que le fil ait conservé sa capacité d'allongement plastique), cela jusqu'au moment où tous les fils se rapprochant de leur limite de résistance s'allongent plastiquement, provoquant une augmentation de flèche subite et importante qui prévient que la rupture est proche. Au cas d'une perte de résistance avec annulation de la faculté d'allongement d'un fil (tapure de trempe ou corrosion fissurante), la rupture devient possible. Mais la perte de résistance de la poutre, localisée par l'adhérence, est insignifiante parce que, dans une armature, il y a toujours beaucoup de fils, et que la chance, pour que plusieurs fils aient dans une même section un défaut en principe rare, car normalement il doit empêcher la mise en tension, est pratiquement nulle.

La fragilité relative du fil n'entraînant pas celle de la poutre, la qualité essentielle est la résistance même obtenue par un sacrifice sur la ductilité. Des conditions de réception trop sévères sur ce dernier point, qui élimineraient les armatures les plus avantageuses et les plus sûres, seraient une erreur des plus graves. Non seulement le meilleur fil est le plus résistant à la rupture, mais c'est celui dont les déformations sont les plus faibles. En effet les ruptures de poutres sont dues, sauf conditions exceptionnelles, à l'écrasement du béton par réduction de la hauteur de la zone comprimée du fait de l'exagération de la courbure de déformation. Par suite, le taux de contrainte utile maximum du métal n'est pas son taux de rupture, mais le taux de contrainte qui provoque la courbure de la poutre qui casse le béton.

En définitive, les meilleurs aciers sont ceux dont le diagramme d'abord très raide comporte ensuite une marge de déformation plastique doublant ou triplant la déformation élastique totale, cette marge étant nécessaire pour éviter des ruptures sans avertissement.

Certaines personnes qui m'ont paru posséder une expérience insuffisante des problèmes du béton précontraint ont beaucoup exagéré l'importance de la fragilité en lui attribuant des accidents, dus en réalité à des erreurs de conception, qui ont entraîné des ruptures de fils par abaissement local de leur résistance ou par dépassement fortuit de la limite de tension admissible.

Des glissements sous tension d'un fil serré dans une filière peuvent entraîner des arrachements de matière ou des échauf-

fements superficiels provoquant des trempes très sèches avec tapures. Des causes chimiques (corrosion fissurante) peuvent ainsi abaisser localement la résistance avec suppression de l'allongement plastique. De tels fils peuvent évidemment casser sans qu'il soit nécessaire de parler d'une fragilité qui en l'occurrence est acquise par suite de conditions d'emploi défectueuses.

De même, des surcharges fortuites et ignorées peuvent provenir de causes systématiques et causer des accidents très graves.

Dans les câbles toronnés par exemple, les torons peuvent, au cours de manipulations brutales, subir des déplacements relatifs entraînant la surcharge de certains d'entre eux au détriment des autres. A Plougastel j'ai constaté personnellement une rupture de torons sous une charge inférieure au tiers de la limite de rupture du câble.

L'utilisation des câbles toronnés pour la réalisation des précontraintes est donc dangereuse et si, pour des raisons particulières, on est amené à l'envisager, elle doit être entourée de très grandes précautions.

Les applications du béton précontraint classique.

Le domaine des applications futures possibles du béton précontraint classique est si vaste que les réalisations déjà faites ne peuvent en donner qu'une bien faible idée. Chaque jour ouvre des directions nouvelles et, dans les milieux connus, nous n'en sommes qu'aux premiers pas.



(Photo Sté Bréguet.)

Ailes en béton précontraint pour engins volants. (1950).

Lorsque MM. BROCARD et BRUNER vinrent me demander au nom des Ets BRÉGUET de les aider à construire des machines volantes en béton précontraint, je crus d'abord à une mauvaise plaisanterie. Pourtant les essais réalisés avec la collaboration de la STUP ont prouvé que, par l'emploi des techniques autrefois créées pour mes poteaux à Bezons, le béton précontraint peut devenir un des meilleurs matériaux pour les engins, qui, au-delà du mur du son, s'attaquent au mur de la chaleur.

Le béton précontraint ou succédanés donneront une solution à des problèmes que les autres moyens ne peuvent résoudre, tels que les bâtis de machines soumis à des vibrations intenses, la précontrainte pouvant être étendue à des éléments de toute nature, fonte, acier, etc.

Dans cet ordre d'idées, SAINRAPT et BRICE, avec les conseils de la STUP, ont réalisé en 1951 aux U.S.A un bâti pour un marteau-pilon de 8 t à grande vitesse, pour la INTERNATIONAL NICKEL COMPANY. Les vibrations engendrées par ce marteau avaient presque instantanément démoli un premier bâti en acier et en très peu de temps un autre bâti en béton armé. Le bâti précontraint tient toujours.

Sur une demande de M. CAQUOT, j'ai étudié en 1939, pour l'aviation, une presse de 40 000 t dont l'invasion seule à

empêché l'exécution. Son étude, poussée jusqu'aux détails d'exécution, a fait apparaître d'énormes supériorités des bâtis précontraints par rapport aux systèmes classiques. Sa réalisation serait plus coûteuse, mais guère plus difficile si on multipliait par 3 les cotes des plans ; ce qui en ferait une presse de 360 000 t probablement irréalisable par les moyens classiques.

Le domaine des bâtis de machine non encore abordé est immense et comporte des possibilités inouïes, la seule difficulté est celle qui consiste à faire collaborer maçons et mécaniciens.

Nous abordons à peine les grands problèmes du bâtiment.

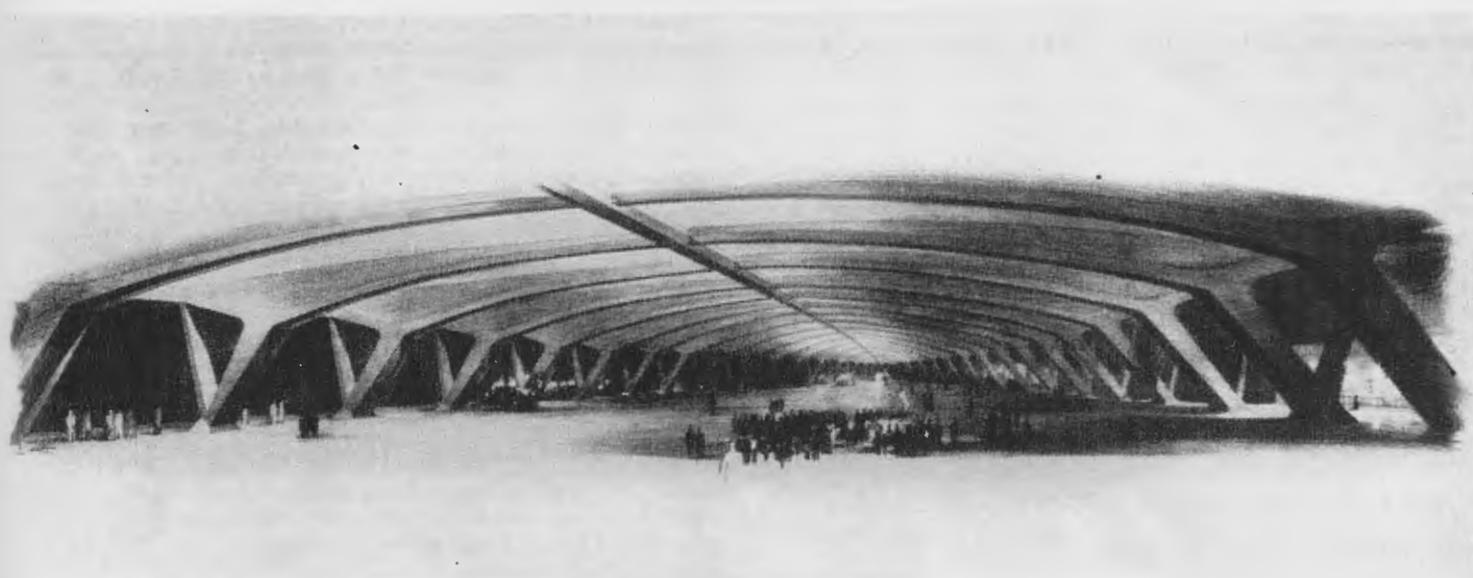
Avec ses 86,50 m de longueur et 46 m de largeur, la couverture de Felsberg paraît bien timide et ses tirants bien maladroits par rapport aux énormes possibilités des voiles précontraints sans tirants visibles.

Un problème comme celui de l'abri de Lourdes était à peu près impossible avec le béton armé. La précontrainte en a fait un problème facile : on pourrait sans difficulté en tripler les dimensions, ce qui permettrait d'y loger 200 000 personnes.

Pour les corps creux : tuyaux, silos, le béton précontraint est roi sans conteste. Il permet tous les diamètres et toutes les pressions, *sans limite*. De même pour les ponts sur lesquels je reviendrai plus loin.

Mais le plus vaste domaine du béton précontraint est encore vierge : c'est la mer. Je ne cite que pour mémoire les caissons flottants réalisés à Brest, Cherbourg, Le Havre, Recife ; leurs dimensions étant minuscules par rapport à ce qui serait non seulement possible, mais facile. La mer est en effet le domaine des grands organismes ; et si, jusqu'ici, l'homme s'est montré modeste dans ses réalisations navales, c'est que pour le construire ou le réparer il fait du corps flottant un objet terrestre encombrant et lourd.

La précontrainte, en permettant d'établir et de supprimer aisément des liaisons d'une énorme puissance entre éléments à flots, apporte de nouveaux moyens à la solution des problèmes de la mer : engins navigants flottants ou sous-marins, docks flottants ou reliés au sol, îles ou tours en mer peuvent, grâce à la précontrainte, recevoir des dimensions impensables dans le cadre des moyens classiques.



Maquette de l'abri de Lourdes.

Applications de la précontrainte autres que le béton précontraint classique.

Au début de ces notes, j'ai signalé que l'idée de précontrainte a des possibilités d'applications autres que le béton précontraint classique et non moins importantes. Depuis 1935, mes collaborateurs et moi-même l'avons prouvé par maintes réalisations importantes et variées. Mais ces exemples n'ont pas été imités. D'autres possibilités n'ont encore reçu aucune application.

Une raison du développement privilégié du béton précontraint classique est qu'il se substitue au béton armé dans un domaine en pleine exploitation. Il n'a qu'à s'y étendre en utilisant une technique très simple.

Les domaines dont je voudrais faire pressentir l'intérêt d'avenir sont à peu près vierges. Leurs progrès seront souvent liés à la naissance de besoins nouveaux donc difficiles à prévoir. Je crois cependant qu'ils acquerront un jour une grande importance.

La précontrainte des constructions non dilatables.

Il existe des constructions en béton telles que : canalisations enterrées, radiers, bajoyers, revêtements de souterrains, dont la dilatation est empêchée par leurs liaisons avec le sol.

Peut-on les précontraindre utilement ?

Toute structure est plus ou moins soumise à des rétractions ou dilatations, qui déterminent dans ses contraintes internes des variations. Si l'on y suppose une création de contraintes, la déformation différée en détermine une relaxation progressive limitée.

Mais cette création de contraintes elle-même est en contradiction avec notre hypothèse d'indéformabilité. Nous allons découper la construction par des joints en tronçons assez courts pour que, à une indéformabilité absolue, se substituent des actions de frottement ne dépassant pas certaines limites jugées acceptables.

On peut comprimer ces tranches de deux manières :

- Par les tractions de câbles agissant entre les faces opposées d'une même tranche ;
- Par des compressions entre les faces opposées d'un même joint.

La première solution implique le maintien de joints librement dilatables, dont l'épaisseur moyenne augmente de par la déformation différée du béton. Outre que son application est généralement onéreuse, cette méthode divise la masse à précontraindre en éléments mécaniquement indépendants ; ce qui est naturellement presque toujours incompatible avec les données des problèmes pratiques.

La seconde méthode implique la mise en place dans les joints de vérins hydrauliques puissants, pour lesquels une faible course sera en général suffisante.

J'ai imaginé des vérins très peu épais (dits vérins plats) formés de deux feuilles réunies par un raccord en forme de bourrelet, dont le diamètre augmente lorsqu'on écarte les tôles, par introduction dans le sac ainsi obtenu d'un liquide sous pression.

En utilisant des tôles d'acier pour emboutissage profond de 2 mm on atteint aisément des pressions de 150 à 200 kg/cm² avec des courses de l'ordre de quelques centimètres. On peut superposer plusieurs vérins pour augmenter les courses ou renforcer leurs boudins par des enveloppes superposées pour augmenter les pressions de rupture.

Ces vérins permettent de réaliser de très fortes précompressions à peu de frais.

Un vérin de un mètre carré, pesant une quarantaine de kilos, peut exercer des poussées se chiffrant en milliers de tonnes.

En utilisant des liquides de gonflage autodurcissants — ciment ou résine — ou des calages entre vérins, on peut rendre les compressions permanentes, aux relaxations près. Celles-ci peuvent sans trop d'inconvénients être importantes, le prix de l'unité de contrainte initiale étant très bas. On arrive ainsi à donner à des constructions très étendues les propriétés d'un monolithe, soumis à des compressions variables entre un minimum et un maximum fixés après achèvement des relaxations.

J'ai fait la première application de cette technique au radier du barrage des Portes de Fer, sur l'oued Fodda (1935-1937). Ce radier de plus de 100 m de longueur, prévu pour résister aux sous-pressions en utilisant le poids des superstructures, a été comprimé contre des berges rocheuses très solides par un joint actif central sous une pression initiale de l'ordre de 60 kg/cm² de la section du béton, maintenue pendant un mois environ, ce qui a permis la réalisation d'une fraction importante de la déformation différée.

Le calage a été obtenu par un matage de mortier entre les vérins.

Des moyens analogues ont été utilisés fréquemment par mes collaborateurs de la STUP ou de CAMPENON BERNARD :

- Bassin des Carènes, à Toulouse ;
- Canalisations souterraines ou remblayées en Afrique du Nord ;
- Réservoirs souterrains à mazout ;
- Radiers divers.

Il y a quelques années, j'avais espéré réaliser une vaste application de ces moyens hors de France. Il s'agissait d'une très grande écluse maritime ; les autorités, très intéressées, acceptaient le principe de ma solution. L'immensité des forces et des masses en jeu rendaient possibles d'énormes économies. Mais quand l'entreprise dut s'engager sur un prix, calculateurs, métreurs, services d'études de prix, direction générale, saisis par une peur terrible de la chose nouvelle, se couvrirent à qui mieux mieux par des marges non concertées, dont le total dépassa de loin celui des économies et qui entraîna l'échec du projet.

Actuellement une application de la précontrainte par

vérins des masses à dilatation empêchée ou limitée se révèle comme susceptible de vastes développements. Il s'agit des pistes d'envol pour avions lourds. Les charges imposées par les avions modernes dépassent 100 t par roue ; peut-être ira-t-on plus loin encore dans l'avenir. Les pistes classiques les plus épaisses résistent mal à ces énormes charges et de graves accidents se sont déjà produits.

J'ai dit déjà que les aires précontraintes continues supportent extraordinairement bien les charges concentrées.

En 1947, j'ai réalisé, à Orly, une dalle de 0,16 m d'épaisseur, précontrainte à 35 kg en tous sens, de 420 m x 60 m. Cette piste, librement dilatable, après dix ans d'un service très dur ne présente aucune trace de fatigue. Elle a résisté parfaitement à des essais de surcharge de 100 t répétés un grand nombre de fois. Mais les artifices qui permettent sa dilatation, sans interruption de sa continuité mécanique, sont trop complexes pour permettre un emploi généralisé.

Des joints de dilatation, de fonctionnement parfaitement sûr, sous des charges de 100 t animées d'énormes vitesses, sont très onéreux et grèvent lourdement les prix au mètre carré s'ils sont rapprochés. Dès qu'on accroît la distance entre joints pour en réduire le nombre, le frottement de la piste sur le sol introduit des variations de contrainte qui atteignent déjà ± 20 kg/cm² au milieu d'un tronçon de 200 m entre joints, ce qui rend extrêmement onéreuse une précontrainte par câbles. C'est pourquoi l'emploi de dalles continues sans joints, pratiquement soudées au sol par le frottement et non dilatables, a été envisagé en dépit des difficultés énormes qu'elles soulèvent : énormes variations climatiques des contraintes qui, en France ou en Algérie, dépassent probablement ± 60 kg/cm² ; nécessité d'éviter les plus petites saillies sur la face de roulement, fixation des extrémités des pistes par des culées capables de résister sans aucune déformation permanente à des maxima de poussée même très exceptionnels et de courte durée.

La Direction du Port de Paris a fait faire à Orly en 1953, par CAMPENON BERNARD, un taxiway de 25 m x 400 m, épaisseur 0,18 m ; une précontrainte transversale à 18 kg/cm² est donnée par des câbles.

Longitudinalement la dilatation n'est pas libre ; sauf aux extrémités, où certaines déformations sont possibles grâce à une action élastique entre l'about des pistes et les culées, établie afin de limiter les exagérations temporaires des poussées subies par les culées sous l'effet des dilatations. Les précontraintes longitudinales varient donc très largement autour d'une moyenne élevée.

En 1955, l'Aéroport d'Alger (1) a fait réaliser par CAMPENON BERNARD la piste de Maison-Blanche et son taxiway (2 430 m x 60 m) et (2 430 m x 25 m). Précontraints transversalement à 18 kg/cm² par des câbles, leur dilatation est empêchée aux extrémités par des culées auxquelles elles sont liées élastiquement, comme à Orly. Le rôle de cette liaison élastique est de limiter la poussée sur les culées au voisinage de la valeur moyenne de la précontrainte, au lieu d'une valeur maxima inconnue probablement fort élevée. Parfaitement bien réalisée par l'Entreprise CAMPENON BERNARD, cette piste donne complète satisfaction jusqu'à présent. Il est vraisemblable que ces exemples seront imités sous réserves des perfectionnements suggérés par l'expérience.

On tente actuellement d'étendre ces techniques aux chaussées routières pour lesquelles elles donneraient des résistances surabondantes même sur sols très mauvais.

La précontrainte des sols.

Ce domaine est si varié que je dois me borner à esquisser quelques applications. Il en est de très anciennes telles que la compression des vases par chargement ou battage de pieux tronconiques pratiquée depuis très longtemps en Hollande.

(1) Voir numéro de janvier 1957, de la Revue TRAVAUX, spécialement consacré à l'Aéroport d'Alger-Maison-Blanche.

Disposant grâce à mes vérins plats de moyens de compression peu coûteux et très puissants, l'idée m'est venue de les utiliser pour transformer les réactions des terrains d'appui des ouvrages.

Barrage des Beni-Badhel.

En 1938 j'ai eu à résoudre les problèmes posés par le relèvement de 7 m de la hauteur déjà très grande du barrage à voûtes multiples des Beni-Badhel, sur la Tafna (Algérie, département d'Oran).

On avait songé à allonger les contreforts vers l'aval d'une dizaine de mètres, mais en raison du changement des conditions d'exécution d'appui entre les parties anciennes et nouvelles, aggravé par l'irrégularité du sol d'appui, on craignait des fissurations. Déjà ce qui se passe dans un contrefort de 100 m de longueur exécuté dans des conditions normales et exposé à de violentes variations thermo-hygrométriques et aux variations de charge n'est ni très facile à comprendre ni particulièrement rassurant.

J'ai proposé de conserver les contreforts anciens, sauf mise à la verticale de la partie supérieure de leur face aval et le traitement de leur partie haute en poutres précontraintes par câbles. Mais j'ai soumis leur base à des poussées dont j'ai rendu la grandeur et la direction indépendantes des déformations éventuelles du sol en les créant par des batteries de vérins plats prenant appui, par des prismes de béton, sur des massifs établis à l'aval des fondations anciennes. Ces poussées, qui pour certains contreforts peuvent dépasser 20 000 t au cas de maxima coïncidants de température et de hauteur d'eau, se composent avec les poids et les poussées pour créer des conditions d'équilibre qui se trouvent être plus favorables, malgré la surélévation, que les conditions anciennes.

Une autre difficulté importante du relèvement provenait de ce que les conditions d'appui des voûtes terminales sur les flancs de la vallée, déjà médiocres, devenaient très mauvaises du fait de la surélévation, la direction des poussées devenant alors presque parallèle aux fissures de la roche.

Je l'ai résolue par une précontrainte du terrain, parallèle à la crête du barrage, obtenue par des butons normaux aux contreforts allant de la première à la dernière voûte, mis en précontrainte par des joints actifs créés sur le parcours, au nombre de deux dans chaque intervalle entre deux contreforts successifs.

L'E.G.A. a accepté les mêmes solutions à une échelle très notablement plus grande, pour le très grand barrage à voûtes multiples du Djen-Djen (Algérie, département de Constantine). La puissance des butées actives pourra en effet y dépasser 40 000 t par contrefort. En outre, cinq contreforts dirigés perpendiculairement à ceux qui reçoivent les voûtes imposeront une précontrainte de $5 \times 8 000$ t aux terrains d'appui de la dernière voûte de gauche qui, sans ce renforcement, n'aurait pu recevoir la culée de la dernière voûte.

Précontrainte des sols vaseux.

Grâce au bienveillant appui de M. l'Inspecteur Général RUMPLER, *Directeur des Routes*, nous avons pu réussir, sur la Marne, une expérience consistant dans la construction, dans une usine centrale par éléments transportés par voie d'eau, de 5 grands ponts précontraints en forme d'arcs brisés près des appuis, remarquables par leur surbaissement inaccoutumé (portée entre articulation 74 m, flèche 4,35 m, poussée maximum 2 000 t), donc très sensibles au moindre déplacement des culées.

Or, celles-ci prennent presque toujours appui sur des terrains de très faible consistance, les possibilités financières excluant toute idée de prendre appui sur un terrain solide qu'il aurait fallu aller chercher à une très grande profondeur.

La poussée maxima étant de 2 000 t on peut considérer qu'une masse de remblais d'un poids de 10 000 t formera une culée suffisante, si on peut la solidariser rigidement avec la retombée des arcs.

Pour réaliser cette solidarisation, on porte d'abord le poids de chaque demi-arc par une culée sur pieux, sans résistance à la poussée horizontale ; on appuie celle-ci à deux butons en béton longitudinaux, formés d'éléments successifs dont chacun prend appui, par des joints munis de vérins, contre des voiles transversaux noyés dans le remblai au niveau de l'eau. En commençant par le plus éloigné du pont, chaque voile reçoit des butons, par les vérins, une poussée X dirigée vers l'arrière, nettement supérieure à l'effort maximum Y pour lequel ce voile devra contribuer à la stabilité du pont sous cette poussée qui crée une véritable précontrainte du terrain. Le voile subit un déplacement vers l'arrière, lent et progressif, et on maintient la poussée X tant que ce mouvement n'est pas terminé. Il est d'ailleurs nécessairement limité si la poussée X est nettement plus petite que l'écart entre les poussées minima et maxima du terrain, et une fois qu'il est achevé le voile est immobile sous toute poussée plus petite que X, telle que Y.

Les ponts sont vieux de huit années et aucune culée n'a bougé.

Tunnels et canalisations.

Si autour d'un revêtement de tunnel on exerce entre tronçons successifs d'une part, entre le revêtement et le sol d'autre part, une pression suffisante, on obtient un double résultat : on améliore l'équilibre du sol en le rapprochant de celui qui existait avant percement du tunnel et si le revêtement est étanche le tunnel résiste à toute pression liquide intérieure, inférieure à la pression radiale créée. Cette pression radiale peut être obtenue soit directement par des vérins placés entre le béton et terrain qu'on a parfois remplacés par des injections en colgrout sous pression, soit indirectement par augmentation du diamètre du revêtement par des vérins logés dans des joints normaux. On peut même imaginer des processus de percement dans lesquels l'application des pressions entre revêtement et sol serait conduite de façon à prévenir toute décompression.

Les Entreprises CAMPENON BERNARD ont utilisé à de nombreuses reprises des schémas de ce genre dans plusieurs ouvrages : canalisations ou réservoirs.

Je me propose d'indiquer dans un prochain article des moyens qui permettent de réaliser des canalisations de ce genre, pour des diamètres et des pressions jamais encore envisagés.

Les précontraintes internes.

On voit que, lorsqu'on écrase un prisme en béton entre des surfaces d'appui graissées, il se divise en prismes sous l'action de forces intérieures normales à la pression.

On peut opposer des précontraintes à ces forces intérieures aussi bien qu'à toutes autres. Je propose pour elles le nom de précontraintes internes.

Entre l'action de telles forces et un frettage il y a la même différence qu'entre l'action de précontraintes et une armature de béton armé. On sait que lorsque l'on comprime du béton fretté, les frettes n'agissent qu'après leur mise en tension, c'est-à-dire après d'importantes déformations plastiques du béton, sans augmentation de charge ; ce qui en particulier supprime toute résistance au flambement d'une pièce frettée soumise à une charge de l'ordre de la résistance d'écrasement du béton non fretté.

Au contraire, les bétons soumis à des précontraintes internes conservent leur structure et des lois de déforma-

tions régulières. On obtient par ce moyen des matériaux non fragiles de résistance aussi élevée qu'on le veut.

Supposons un cylindre, fretté par un fil d'acier mis en tension de façon à créer une pression hydrostatique P par exemple, par un système de vérins plats logés dans le béton, nous augmenterons de $K P$ la résistance du cylindre ; K est à déterminer par des essais.

En utilisant des agrégats très durs et une granulométrie adéquate, on peut réaliser des bétons possédant une limite élastique de plus de $2\ 000\text{ kg/cm}^2$, équivalents à poids égal à des aciers de nuance trop dure pour être usinés ou soudés, de dimensions trop fortes pour être obtenues par forgeage et cette résistance pourrait être augmentée encore en enrobant dans le béton des armatures longitudinales traitées à très haute limite élastique, non soudables et non usinables.

Par des procédés dérivés de ce principe, on peut créer des éléments de ponts de très grande portée qu'aucune autre méthode ne permettrait d'obtenir et donner au problème des

grandes portées des solutions très différentes des ponts suspendus exemptes des nombreux défauts de ces ouvrages.

Je me propose de publier un projet de cet ordre dans un prochain numéro de la Revue TRAVAUX.



E. FREYSSINET.

Une partie notable de cette remarquable étude paraît dans le magnifique Album édité à l'occasion du 75^e anniversaire du

SYNDICAT PROFESSIONNEL DES ENTREPRENEURS DE TRAVAUX PUBLICS DE FRANCE.

BIBLIOGRAPHIE

Appointements et salaires dans le Bâtiment et les Travaux Publics, du 30 juin 1955 au 1^{er} novembre 1956. Un volume 24×31 de 140 pages. Editions du *Moniteur des Travaux Publics*, 32, rue Le Peletier, Paris (9^e). Prix : 725 F. Franco : 750 F.

Cet ouvrage rassemble : 1^o Les textes des conventions collectives et accords régissant sur le plan national les rapports entre les employeurs et leur personnel; 2^o Les salaires et appointements minima en vigueur dans chaque département au 30 juin 1955 et au 1^{er} novembre 1956, ainsi que leurs variations entre ces deux dates (accords, décisions unilatérales, salaires normaux et courants, classements des localités pour l'application des salaires); 3^o L'évolution, depuis sa création, du salaire minimum national interprofessionnel garanti (S.M.I.G.), ainsi que le classement des localités pour l'application du S.M.I.G.; 4^o Les valeurs, entre le 30 juin 1955 et le 1^{er} novembre 1956, des différents « indices salaires » utilisés dans les formules de révision de prix.

Il constitue un important et indispensable document de travail pour tous les services qui s'occupent de travaux publics et de bâtiment et pour les entreprises des mêmes spécialités.

Etude théorique et expérimentale de la stabilité des chambres d'équilibre situées en aval d'une galerie en charge alimentée par un canal à écoulement libre, par S. Gerber. Préface de M. L. Escande, Membre de l'Institut. Un volume 18×27 cm, 122 pages, 46 figures, 13 tableaux, 39 références bibliographiques, 1956. Service de documentation et d'information technique de l'aéronautique. Editeur, 2, avenue de la Porte-d'Issy, Paris-XV. Prix : 1 400 F.

Dans cette thèse de Doctorat ès Sciences physiques, l'auteur, après avoir rappelé les résultats généraux de la stabilité des chambres d'équilibre, établit théoriquement les conditions de stabilité pour le problème qu'il s'est posé, en considérant d'abord l'équation des oscillations de faible amplitude prenant naissance lors d'une régulation à puissance constante, puis en étudiant les conditions à remplir pour que les oscillations du plan d'eau dans la chambre d'équilibre s'amortissent. Ces conditions sont envisagées d'abord pour le cas d'un canal de longueur infinie et avec pertes de charge et l'auteur aboutit à une condition simple donnant la section limite de la chambre d'équilibre au-dessus de laquelle l'amortissement a lieu.

Le cas d'un canal de longueur finie est ensuite étudié et conduit à des conditions de stabilité plus complexes.

L'auteur étudie ensuite les cheminées d'équilibre à étranglement et fournit, lors de l'instabilité, la valeur de l'amplitude des oscillations entretenues correspondantes. Après la description des installations d'essais et des appareils utilisés, il est donné de très nombreux résultats d'expérience qui viennent confirmer la validité des calculs théoriques.

L'ouvrage apporte une solution élégante et définitive à des problèmes de stabilité, qui faisaient depuis longtemps, l'objet de nombreuses recherches de la part de spécialistes éminents. Il rendra les plus grands services aux ingénieurs chargés d'études d'aménagements hydroélectriques.

Guide for ultimate strength design of reinforced concrete (Guide pour le calcul en plasticité de rupture du béton armé), par C. S. Whitney et E. Cohen. Tirage à part 15×23 , 36 pages, 15 abaques, extrait du *Journal of the American concrete Institute*, novembre 1956. A. C. I., éditeur, P. O. Box 4754, Redford Station, Detroit 19, Michigan. Prix : broché, 75 c. Abaques agrandis au format $30,5 \times 30,5$ cm. Prix : 2 \$.

L'American concrete Institute vient de rééditer ce rapport destiné à servir de supplément à son règlement sur le béton armé (A.C.I. 318-56). Il présente la méthode de calcul du béton armé en plasticité de rupture sous sa forme la plus simple, avec les équations et abaques destinés à en faciliter l'application. Son but est de donner à l'ingénieur projeteur tous les renseignements nécessaires aux applications pratiques, conformément aux recommandations du rapport de la Commission mixte de l'A.C.I. et de l'A.S.C.E. en ce qui concerne les questions telles que cisaillement, adhé-

rence et déformations non traitées par le règlement, les recommandations sont basées sur la pratique de l'auteur.

Caractéristiques et utilisations mécaniques du contre-plaqué. *Cahier n° 19 du Centre Technique du Bois*, 60 pages, illustré. *Centre Technique du Bois*, éditeur, 2, rue de la Michodière, Paris-II. Prix : 250 F. Envoi franco contre versement de 280 F au C. C. P. Paris 6670-29.

Le contre-plaqué employé couramment dans de nombreux pays étrangers pour la charpente, le bâtiment préfabriqué, le matériel roulant et certaines installations industrielles, n'a guère été, jusqu'à ce jour, utilisé en France qu'en construction aéronautique et pour le coffrage du béton. Ses caractéristiques le désignent cependant comme un bois amélioré pour de nombreux usages mécaniques.

La première partie du cahier traite du comportement du contre-plaqué du point de vue de la résistance des matériaux; la seconde partie donne des exemples d'applications du matériau à des poutres, à des constructions et étudie ses assemblages. En annexe, une étude mathématique traite de l'application de la théorie de l'élasticité au contre-plaqué.

Ce document, en rappelant aux ingénieurs, architectes, entrepreneurs et constructeurs les caractéristiques du contre-plaqué attire très opportunément l'attention sur ce matériau et contribuera à en développer l'usage.

The plastic methods of structural analysis (Les méthodes plastiques de calcul des constructions), par B. G. Neal. Un volume 15×22 cm, 353 pages, nombreuses figures. Chapman & Hall Ltd, éditeur, Londres W. C. 2, Essex Street 37, 1956. Prix, relié toile : 45 s. net.

L'auteur, collaborateur, à Cambridge, du Professeur J. F. Baker, le spécialiste de la théorie plastique des constructions, le plus réputé de Grande-Bretagne, a rédigé une partie importante de son ouvrage lorsqu'il travaillait avec ce maître. Il a passé ensuite un an à l'Université Brown, de Swansea, pour y suivre l'enseignement du Professeur W. Prager, le spécialiste américain de la théorie mathématique de la plasticité. Il est actuellement professeur du cours de construction à l'Université de Swansea.

Les méthodes plastiques de calcul des constructions ont été conçues afin de calculer les charges de rupture plastique des ossatures avec comme but final l'établissement d'un procédé de calcul économique. Ces méthodes reposent sur quelques hypothèses de base concernant le comportement des pièces à la flexion, notamment des pièces en acier doux et des autres matériaux ductiles. En dehors de leur application aux ossatures en acier doux, les méthodes plastiques présentent un grand intérêt intrinsèque, parce qu'elles correspondent à une situation limite dans laquelle on discute les conditions de rupture, cependant que les méthodes élastiques dans lesquelles toute la construction obéit à la loi de Hooke représentent l'autre extrême.

Ces méthodes ont maintenant autant évolué que la méthode élastique. L'ouvrage du Professeur Neal présente un grand intérêt à la fois pour les ingénieurs praticiens et les ingénieurs de laboratoire, et aussi en raison de la valeur pour la formation des candidats ingénieurs, d'une comparaison entre les méthodes élastique et plastique de calcul.

Les quatre premiers chapitres de l'ouvrage traitent seulement de la présentation des méthodes de calcul plastique et les exposés correspondants compléteront avantageusement un enseignement relatif à la stabilité des constructions.

Les quatre autres chapitres traitent de questions plus pratiques concernant surtout les applications de la méthode plastique.

Les principaux chapitres de l'ouvrage sont les suivants : Hypothèses fondamentales. Cas simples de rupture plastique. Rupture plastique : théorèmes fondamentaux et exemples simples. Méthodes générales de calcul plastique. Estimation des déformations. Facteurs qui agissent sur le moment plastique total. Projet au minimum de poids. Charge variable répétée.

L'ouvrage réunit très heureusement tout ce qu'il est actuellement essentiel à l'ingénieur d'études et de projets, à l'ingénieur de recherches et à tous les constructeurs en général, de savoir quant au calcul plastique, les exposés correspondants étant encore le plus souvent épars dans la littérature technique.