

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

Band: 2 (1936)

Rubrik: VI. Application du béton et du béton armé aux travaux hydrauliques
(barrages, conduites, galeries sous pression, etc.)

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. 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. [Siehe Rechtliche Hinweise.](#)

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. [Voir Informations légales.](#)

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. [See Legal notice.](#)

Download PDF: 08.02.2025

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

VI

Application du béton et du béton armé aux travaux
hydrauliques
(Barrages, conduites, galeries sous pression, etc.).

Beton und Eisenbeton im Wasserbau
(Staumauern, Rohrleitungen, Druckstollen usw.).

Concrete and reinforced concrete in hydraulic engineering
(Dams, pipe lines, pressure galleries etc.).

Leere Seite
Blank page
Page vide

VI

Rapport Général.

Generalreferat

General Report.

F. Campus,

Professeur à l'Université de Liège, Directeur du Laboratoire d'essais du Génie Civil.

L'application du béton et du béton armé aux travaux hydrauliques embrasse un domaine qu'un rapport général suffisamment concis ne pourrait explorer complètement, même d'une manière approximative. Il m'a paru raisonnable de ne pas le tenter et de m'autoriser du programme de travail du Congrès pour m'attacher principalement à exposer un bref résumé des différents rapports figurant dans la publication préliminaire. Je me permettrai, chemin faisant, d'alléguer quelques opinions personnelles à titre de contribution à la discussion, en me réjouissant de pouvoir être, en règle générale, sincèrement d'accord avec les éminents rapporteurs. Je ne puis croire que ce soit là l'effet des relations particulières que je m'honore d'entretenir avec la plupart d'entre eux et qui se sont nouées au cours de Congrès antérieurs. La lecture attentive des six mémoires qu'ils ont rédigés m'a confirmé, d'une manière plus évidente encore que précédemment, dans l'impression, que j'avais déjà formulée dans des Congrès précédents, de l'unité foncière de la technique dans les divers pays, du moins du continent européen. Je me plais à croire qu'il faut y voir la conséquence de la multiplication des Congrès techniques internationaux et que cela suffit pour réfuter les critiques que l'on exprime parfois à leur sujet. Cela suffit aussi pour permettre de croire qu'il faut maintenir la périodicité de ces réunions, même si à la longue leur intérêt pouvait devenir moins sensationnel. En étudiant les rapports dont je vais entreprendre le résumé, j'ai éprouvé le sentiment que l'absence de proprement sensationnel résultait de la modestie de leurs auteurs et était très avantageusement compensée par le caractère foncier, approfondi, atteignant à la maîtrise et confinant souvent au raffinement, de ces travaux, dont l'intérêt s'avère considérable.

Parmi les ouvrages hydrauliques auxquels s'applique le béton armé, il était naturel que les barrages fussent en situation prédominante, tant par leur importance que par le caractère de difficulté et de responsabilité qui s'y attache. Le professeur Dr. Ing. A. Ludin a fait de « L'emploi du béton en Allemagne dans la construction des grands barrages » un exposé dont la perfection est toute naturelle pour ceux qui connaissent son traité « Die Wasserkräfte », sans parler de ses autres travaux. Depuis 1922, dix barrages-poids en béton ont été construits

ou entrepris, dont trois atteignent ou dépassent 60 m de hauteur. Un seul barrage à voûtes multiples, de hauteur modérée, a été construit en béton armé. Plusieurs barrages en terres et enrochements ont reçu des masques d'étanchement internes en béton, parmi eux le barrage de la Sorpe, qui est le plus élevé des ouvrages européens de ce type (62 m de retenue). La description des barrages-poids, les détails d'exécution, les constatations faites en exploitation et les observations du rapporteur au sujet de leur évolution corroborent les tendances générales de la technique européenne. On peut les caractériser comme suit :

- a) abandon du béton fluide en faveur du béton « mou », semi-fluide, très plastique, quoique non damé ;
- b) évolution des granulométries dans le sens d'une augmentation du calibre maximum des pierrailles, d'une moindre quantité de sable, d'une granulométrie discontinue ;
- c) augmentation de la richesse en ciment, addition de matières hydrauliques (trass, laitier moulu) ou emploi de ciments spéciaux, en vue d'assurer une résistance plus grande aux actions agressives des eaux et aux actions atmosphériques (sur les parements découverts), une plus grande compacité, un moindre développement de chaleur et moins de retrait, etc.
- d) abandon des parements en moëllons et même des enduits ou chapes quelconques. Cependant, la technique allemande n'a pas encore, d'après le rapporteur, fait de choix définitif entre l'emploi d'un béton homogène et celui de parements en béton plus riche et plus soigné. La tendance générale, dans la plupart des pays, à l'abandon de dosages trop maigres (voir rapport de M. Coyne), tout en conservant au béton des parements un traitement parfois particulier (vibration par ex.), présage peut-être la conclusion de ce dilemme ;
- e) établissement de joints de contraction et de drainages au parement amont et dans la fondation ;
- f) mécanisation et organisation moderne des chantiers, en vue de la rapidité de l'avancement, allant jusqu'à prévoir le refroidissement du béton pendant l'exécution, comme il a déjà été pratiqué en Amérique.

A titre de remarques particulières, je signalerai :

- a) l'opportunité de tenir compte des sous-pressions, depuis longtemps mises en évidence en Allemagne par des mesures de pressions dans les fondations des ouvrages, des mesures de suintements, etc.
- b) la production de fissures de contraction dans les parties inférieures du barrage de l'Agger, de Bleiloch et de Schluchsee, où les joints de contraction assez peu écartés ne s'étendaient pas jusqu'à la base de fondation. Les ouvrages présentaient une faible courbure en plan, comme la plupart des barrages allemands, sauf celui de Zillierbach. J'y trouve une confirmation renouvelée de l'opinion que j'ai défendue que la faible courbure donnée fréquemment aux barrages-poids n'a pas, pour les parties épaisses, toutes les vertus qu'on lui a souvent accordées sans trop de raisons et qu'elle ne peut dispenser de toutes les précautions que demande ce type d'ouvrage. Par contre, le fait que les fissures du barrage de l'Agger se sont élevées de la

base seulement jusqu'à mi-hauteur¹ montre que la courbure peut agir utilement dans les parties les moins épaisses.

- c) l'emploi de poussier amaigrissant le ciment est reconnu défavorable, au contraire de l'addition de matières pouzzolaniques, tels que le trass d'ancienne réputation, ou hydrauliques, telles que le laitier broyé. L'addition de ce produit est encore prévue pour le plus récent barrage en construction à Hohenwarte (Thuringe). J'ai eu l'occasion de signaler au Congrès international d'essai des matériaux, en 1931, les avantages de telles additions que j'avais employées pour des fondations dans des eaux agressives. Cependant, depuis lors, j'ai abandonné ce système par suite de la production courante en Belgique de ciment métallurgique, où se trouve tout fait le mélange de portland et de laitier. L'usage semble d'ailleurs se répandre en Allemagne des ciments spéciaux: ciment-trass, ciments métallurgiques et il y a lieu de signaler comme conforme à l'évolution générale l'augmentation de la finesse de mouture, destinée à accélérer le durcissement de ces ciments et à augmenter la maniabilité et l'étanchéité des bétons.
- d) certains dosages des plus récents (barrage de la Sorpe) sont exprimés en poids et non, comme d'usage en Allemagne, en volume. Partisan de cette méthode en vue de la régularité du béton, je présume que ce changement est aussi considéré en Allemagne comme un progrès pratique.

M. A. Coyne, ingénieur en chef des Ponts et Chaussées à Paris, directeur des travaux du barrage de Marèges, en France, le plus grand barrage-voûte européen (90 m de hauteur et 247 m de développement en crête) intitule modestement son rapport: «Remarques sur l'emploi du béton dans la construction des barrages massifs.» En réalité, ce travail constitue un rapport général, comme j'eusse souhaité pouvoir le faire. On conçoit qu'il est difficile de le résumer. C'est l'exposé remarquablement lucide d'un praticien dont la maîtrise est basée sur une formation élevée. Se bornant à traiter du béton comme matière à faire les barrages, M. Coyne en expose l'emploi comme un sculpteur celui de la glaise, en maître. Il explique, commente et formule des règles dont certaines, selon le rapport précédent, paraissent constituer aussi la leçon des expériences allemandes. Adoption des bétons mous (non fluides); importance de la maniabilité pour «l'automatisme» de la mise en oeuvre; dosages suffisamment riches en vue de la durabilité; ciments spéciaux à faible développement de chaleur et peu attaquables par les eaux; vibration, surtout près du parement amont, comme appoint à la bonne mise en oeuvre du béton mou; granulométrie convenable, dans certains cas discontinue; refroidissement artificiel, telles sont les directives actuelles principales que M. Coyne préconise. Le dosage en poids recueille aussi ses préférences. Pour ma modeste part, je ne pourrais assez appuyer ses observations sur le danger des reprises et le soin à apporter à leur confection, moyennant quoi il est possible de les réussir. Et aussi ses conseils sur le contrôle en oeuvre, effectué sur des éprouvettes retirées de l'ouvrage (en faveur duquel je me suis exprimé au Congrès international d'essai des matériaux à Zurich en 1931) et sur le contrôle de la densité du béton frais, ainsi que de la résistance du mortier pris dans le béton (selon *Bolomey*).

¹ Rapport préliminaire, figure 8, page 1227.

A noter aussi ses remarques pénétrantes, fruits précieux de son expérience réfléchie, sur le danger des fissures longitudinales, sur le mécanisme de l'étanchéité et du colmatage, notamment biologique, et sur les dégradations des bétons, ainsi que sur leur résistance considérable à l'érosion lorsqu'ils sont compacts et lisses. Partisan avéré des barrages en voûtes, M. *Coyne* n'aborde pas dans ce travail la question des formes des barrages, mais il signale en passant une faiblesse des barrages-poids, l'exclusivité presque complète des dégradations climatiques du béton, à cause de la pauvreté en ciment des dosages usuels des barrages en béton non armé.

M. le Professeur *Zd. Bažant*, de l'École polytechnique tchèque de Prague, a fait un magistral exposé du « Développement du calcul des barrages arqués ». Le point de vue de l'application du béton ne prédomine pas cette étude, quoiqu'il n'en soit pas absent, par suite de la nécessité de tenir compte, dans le projet et le calcul des barrages arqués, des conditions de mise en oeuvre et des propriétés mécaniques et physiques du matériau: retrait, faible résistance à l'extension, nécessité locale d'armatures, joints de contraction, etc. Le rapporteur, après avoir constaté l'origine européenne des barrages modernes en voûtes et justifié leur faveur et leurs éléments de supériorité sur les barrages-poids d'une manière que le rapporteur précédent, M. *Coyne*, ne démentirait pas, analyse le développement progressif des méthodes de calcul, qui se succèdent comme suit:

- a) la voûte est considérée comme formée d'arcs indépendants résistant seuls à la pression hydrostatique;
- b) à l'action précédente s'ajoute une action de résistance par le poids des éléments verticaux du barrage, considérés comme encastrés à la base;
- c) la voûte est une enveloppe courbe.

La dernière méthode, théoriquement la plus exacte, n'a guère dépassé le stade des équations infinitésimales; elle est impraticable, de l'avis du rapporteur. Les deux précédentes comportent des modalités très variées, depuis les plus simples (pour a, la théorie de la paroi cylindrique mince) jusqu'aux plus compliquées (pour b, la « trial-load method » des Américains). Toutes sont inexactes en théorie, disons plutôt approximatives. Le rapporteur se borne, avec raison, à exposer très clairement et en détail ce laborieux développement. M. *Coyne* me permettra d'évoquer ici ses opinions sur ces théories et une méthode encore différente qu'il préconise, qui tient de la méthode a), dans laquelle les voûtes résistantes ne sont pas indépendantes, mais limitées à des surfaces isostatiques, ayant une allure générale des voûtes inclinées et résistant à la fois comme voûtes et comme arcs-boutants à la pression hydrostatique.

Cette méthode inédite, je pense, et de ce fait inconnue de M. *Bažant*, a été appliquée à la vérification du grand barrage de Marèges. J'espère que cette indiscretion incitera M. *Coyne* à satisfaire prochainement la curiosité que j'aurai éveillée.

C'est un des principaux collaborateurs de M. *Coyne*, M. *Mary*, ingénieur des Ponts et Chaussées à Paris, qui a bien voulu établir un rapport d'intérêt remarquable, tant par son objet que par sa valeur documentaire, sur « Le fretage des conduites forcées de l'usine hydroélectrique de Marèges ». Il a écrit ainsi un des plus curieux chapitres de la relation de cet ouvrage de Marèges, dans lequel

l'emploi du béton a donné lieu à des merveilles d'ingéniosité. Il s'est agi essentiellement de réaliser des conduites en béton armé de 4,40 m de diamètre intérieur, devant résister à une pression hydraulique interne de 102,50 m d'eau (10,25 atm.) sans dépasser une épaisseur de 0,40 m. Cela en toute sécurité et d'une manière étanche naturellement. La solution a consisté à frotter le tube en béton par des câbles formant armature circonférencielle préalablement mis sous tension. L'idée des contraintes initiales n'était pas originale, mais l'application à une conduite réalisée en souterrain l'est. La hardiesse de l'exécution est de telle nature que des expériences préalables étaient nécessaires. Elles ont à la fois prouvé l'opportunité de la solution et inspiré les moyens de la mettre en oeuvre. Les câbles, espacés de 0,50 m longitudinalement ont reçu une tension préalable de 135 tonnes, après bétonnage de l'enveloppe. Le résultat a été obtenu par allongement d'un diamètre du câble au moyen de deux vérins opposés, accrochés aux parois en béton du tube. Les câbles déformés ont été bloqués au moyen de mortier de ciment fondu dans des alvéoles ménagées pour permettre la déformation. Les tubes ne comportent au surplus que quelques armatures locales.² Des mesures de tensions internes par les témoins sonores de *M. Coyne* ont prouvé le succès de la construction. Le rapport décrit toutes les phases de l'étude et de l'exécution, ainsi que les résultats atteints avec la conscience qui caractérise son auteur et qui lui vaudra la reconnaissance de tous ses lecteurs.

Abandonnant le domaine des barrages et installations connexes, en lisant le rapport de *M. le Professeur Ing. G. Krall* et de l'ingénieur diplômé *H. Straub* sur les « Nouvelles cales sèches dans les ports de Gênes et de Naples », on aborde celui d'autres géants de la construction, aussi redoutables pour l'ingénieur par des difficultés d'un autre ordre, résultant de la construction sous eau à grande profondeur. Pays de grands barrages bien connus, l'Italie est aussi un pays que la nature a fait maître dans le domaine des constructions maritimes. Les ouvrages décrits et expliqués par les rapporteurs sont des exemples modernes remarquables qui font honneur à leurs auteurs par la science, la précision de l'investigation et la sûreté de l'exécution. Les deux cales sèches sont identiques par leurs dimensions impressionnantes: 40 m de largeur, 14 m de tirant d'eau sous la flottaison moyenne, 9 m d'épaisseur des bajoyers, 280 m de longueur à Gênes et 350 m environ à Naples. Mais si leurs apparences sont identiques, elles diffèrent essentiellement par leur disposition, à cause du sol rocheux à Gênes et meuble à Naples. Les problèmes à résoudre dans les deux cas étaient donc conditionnés non par l'emploi du béton, mais par la nature du sol qui, de même que pour les grands barrages, selon l'opinion de *M. Coyne*, est le maître de l'ouvrage. L'emploi du béton, par sa souplesse à se prêter à toutes les créations de l'ingénieur, combiné avec une science consommée de la construction, a permis leur résolution parfaite. Le rapport de *M.M. Krall* et *Straub* est une merveilleuse démonstration moderne de l'avantage et même de la nécessité d'associer étroitement dans l'étude le calcul et le mode d'exécution des ouvrages. Pour les deux cales sèches en question, les sollicitations présentaient une importance au moins aussi considérable dans les phases d'exécution, qu'elles conditionnaient, que dans le service normal. La reconnaissance de ce principe

² Rapport préliminaire, figure 10, page 1246.

constitue l'un des plus grands progrès de la construction et les exemples que les rapporteurs en donnent sont parmi ses plus belles applications. L'exposé de principe qui en est fait sous une forme concise mais très claire se prête malaisément à un résumé, qui deviendrait forcément trop long. Dans le cas de la cale sèche de Gênes, fondée à l'air comprimé sur terrain rocheux, le problème hyperstatique principal s'est posé à propos d'une phase d'exécution très ingénieuse. Les bajoyers ont été construits d'abord à l'aide de caissons en béton armé foncés par l'air comprimé, ainsi que la paroi du fond. L'enceinte ainsi constituée a été fermée par un bateau-porte et épuisée pour bétonner le radier. Cette enceinte a dû résister pendant cette phase à une pression d'eau de près de 20 m, supérieure à celle qui doit s'exercer en service. Pour le permettre sans renforcements permanents onéreux, une disposition constructive provisoire a été prévue, faisant travailler les bajoyers comme un barrage à voûtes multiples appuyées sur des piliers contrebutés réciproquement sur les deux faces de l'ouvrage. Ceci a posé un problème statique analogue à celui des barrages-voûtes, comportant certaines complications supplémentaires, qui a été résolu d'une manière originale et élégante par le Professeur *Krall*.³ Il est à noter que les déformations du sol ont été portées en compte au même titre que celles de tous les éléments de la construction. La marche du calcul est clairement exposée. Après la construction du radier, les contreforts provisoires ont été démolis. Pour la cale sèche de Naples, fondée sur terrain meuble, le problème a été différent et se rapporte à l'état final de l'ouvrage. Les bajoyers et le radier ont été construits séparément au moyen de caissons, mis en place par deux ponts-roulants de 68 m de portée circulant sur deux ponts en béton armé parallèles aux bajoyers de l'ouvrage. Après tassement indépendant des bajoyers et du radier, les joints ont été obturés au moyen du caisson-cloche. Le problème hyperstatique à résoudre a été celui de la sollicitation de la construction après la fermeture des joints, compte tenu de la déformabilité du sol de fondation. Ce problème est classique et peut être résolu par les méthodes ordinaires de la résistance des matériaux, telles par exemple qu'elles sont appliquées dans une étude récente d'un de mes élèves (Etude des constructions reposant sur un sol élastique par *F. Szeps*. Revue Universelle des Mines, mars 1936). Le Professeur *Krall* expose le principe d'une méthode très intéressante, basée sur l'emploi des ellipses d'élasticité de *W. Ritter*. L'application sûre à la cale sèche de Naples a été possible grâce à des observations faites sur la cale sèche « Prince de Piémont » à Venise, en service normal, pour déterminer le coefficient dit « de ballast » ou de déformabilité du sol. Rarement sans doute a-t-on opéré dans un tel but une expérience à aussi grande échelle, avec un résultat excellent. L'exécution a été digne de la conception esquissée ci-dessus. A noter l'emploi de béton plastique à 300 kg de ciment spécial pouzzolanique par m³, pour résister à l'action agressive de l'eau marine; l'emploi généralisé du béton pour les caissons à l'air comprimé, les profondeurs de fonçage dépassant 23 m; la construction d'une véritable cale sèche auxiliaire en béton armé pour la construction des caissons de Gênes; les ponts de service en béton armé à Naples. Bref, le rapport de M.M. *Krall* et *Straub* est une éclatante démonstration de l'universalité de l'emploi du béton et du béton armé

³ Rapport préliminaire, figures 5 et 6, pages 1200 et 1201.

pour les travaux hydrauliques et maritimes, mais il faut insister en outre sur la leçon qui s'en dégage aussi de la puissance victorieuse que confère aux ingénieurs l'union de la science du calcul des constructions, de l'expérimentation et de l'expérience de l'exécution.

J'ai réservé pour la fin — last but not least — le rapport de M. le Dr. *W. H. Glanville* et de *M. G. Grime*, relatif au « Comportement des pieux en béton armé lors du battage », à cause de son caractère très particulier et moins directement accointé avec les constructions hydrauliques, en ce sens que si les pieux en béton armé sont des auxiliaires fréquents et précieux des constructions hydrauliques, la question traitée par les auteurs est sans rapport direct avec les caractères de ces constructions. Le travail n'en est pas moins d'un intérêt supérieur, tant par sa raison d'être et ses conclusions pratiques que par la maîtrise scientifique avec laquelle il a été mené et qui est l'apanage de *M. Glanville*, réputé par ses travaux sur les déformations dites plastiques ou lentes du béton, autant que de la *Building Research Station*, à l'Etat-major de laquelle il appartient.

Le rapport constitue le résumé, d'ailleurs très détaillé, de l'étude entreprise depuis plusieurs années déjà à cet Institut de recherches sur la tenue des pieux en béton armé sous les effets du battage. Il ne diffère guère d'un rapport plus complet, auquel les auteurs renvoient (*Journal of the Institution of Civil Engineers*, décembre 1935) que par l'omission d'un schéma du traitement mathématique de la question de la propagation des ondes de choc dans les pieux. Des rapports partiels ont déjà paru dans les revues anglaises et dans les rapports annuels de la *Building Research Station*. Un rapport officiel sera publié. L'étude a été faite théoriquement, sur la base d'hypothèses définies en assez bon accord avec l'expérience, puis expérimentalement, d'abord à la station expérimentale, puis sur le chantier. Il faut citer particulièrement l'emploi d'un tensomètre dynamique ultra-sensible comportant un quartz piezo-électrique à enregistrement oscillographique, ainsi qu'un accéléromètre spécial pour le contrôle des tensions maxima à la tête des pieux pendant le battage. Les praticiens savent combien, dans certaines circonstances, le battage des pieux en béton armé peut donner lieu à des difficultés; j'ai eu l'occasion d'en signaler récemment (*Annales des Travaux Publics de Belgique*, février 1935). L'étude de *M.M. Glanville* et *Grime* est une véritable révélation au sujet des grandeurs des phénomènes mécaniques qui se produisent dans les pieux sous l'effet du choc du mouton et de l'importance des tensions instantanées qui s'y développent. Les précisions théoriques et expérimentales concordantes dévoilent une quantité de particularités dont aucune notion exacte n'existait vraisemblablement. Pratiquement, une règle ancienne connue est confirmée: la supériorité des moutons lourds et la nécessité de ne pas dépasser une certaine hauteur de chute. Une autre, de non moindre importance, paraît nouvelle. Si l'on limite la tension maximum instantanée dans le pieu, en vue d'assurer sa conservation sous le battage, pour assurer le plus grand enfoncement possible, il faut coiffer la tête du pieu d'un amortisseur aussi élastique que possible sans réduire le rendement énergétique d'une manière inadmissible dans les conditions de battage considérées. Le résultat pratique essentiel est donc relatif aux amortisseurs de battage (casques élastiques). Scientifiquement, la question de la variation et de la répartition des tensions dynamiques, le plus souvent maxima

à la tête et indépendantes de la nature du sol, parfois maxima à la pointe en cas de battage très dur, est résolue. Des règles sont énoncées aussi quant à la composition du béton et les dispositions des armatures; elles correspondent à la bonne pratique, mais il est certain que beaucoup d'entrepreneurs de travaux auraient intérêt à les méditer, ainsi que les remarques judicieuses sur les précautions à prendre au battage. En tous cas, la résistance du béton des pieux lors du battage ne sera pas inférieure à 350 à 500 kg/cm². Des abaques cotés en unités anglaises accompagnent le rapport et sont destinés à déterminer rapidement les conditions optima de battage de pieux donnés; elles ne semblent pas telles quelles applicables à des conditions continentales.

Pour terminer ce rapport général, il me reste à exprimer le plaisir considérable que j'ai éprouvé à lire les remarquables travaux dont l'honneur m'est échu de faire l'analyse, non seulement à cause de leur perfection et de leur intérêt puissant, mais encore parce que j'ai eu la faiblesse d'y trouver la confirmation des opinions optimistes que j'ai affirmées dans des rapports généraux antérieurs au sujet des progrès incessants de l'application du béton armé, en particulier dans un domaine de constructions reconnues comme étant parmi les plus difficiles de l'art de l'ingénieur. Ce progrès n'est pas près d'être épuisé; en tous cas, il n'est pas permis de douter de l'avenir des applications du béton armé. Leur ampleur devient telle qu'elle soulève des problèmes d'importance toujours nouvelle, en regard desquelles d'anciennes questions de doctrine paraissent douées d'une signification restreinte et sans effet sur le développement de la technique.

VI 1

Le béton dans la construction hydraulique.

Beton im Wasserbau.

Concrete in Hydraulic Works.

Hafenbaudirektor a. D. Dr. Ing. A. Agatz,
Professor an der Technischen Hochschule, Berlin.

a) *Introduction.*

Le Professeur *Ludin* a traité, dans un rapport très documenté, la question de l'emploi du béton en Allemagne dans la construction des barrages. Je trouve que pour compléter ce rapport, il est utile de faire part de l'expérience acquise en Allemagne dans l'application du béton aux fondations et aux ouvrages servant à la navigation.

Il nous est impossible, à nous ingénieurs de travaux hydrauliques, de montrer à la postérité la grandeur de nos ouvrages qui se trouvent en grande partie — jusqu'à 75 % — sous terre ou sous l'eau. Ce n'est qu'au cours de l'exécution qu'on peut en constater la grandeur.

A plus d'une reprise on a parlé de la hauteur des piles des nouveaux ponts construits en Allemagne, remarquons par exemple que les bajoyers d'une écluse de port de mer ont une hauteur totale de 26 m environ.

Rappelons encore que nous exécutons actuellement des ouvrages semblables sous forme d'un portique triple, 11 fois hyperstatique, d'une hauteur de 32 m et d'une surface de 56 sur 65 m. Cet exemple montrera que non seulement nous attribuons une grande valeur au béton armé mais qu'il serait très difficile, pour ne pas dire impossible, d'exécuter de tels ouvrages sans le béton armé; c'est ce que nous a montré un calcul comparatif effectué pour l'exemple ci-dessus avec exécution en béton et en maçonnerie. L'heureuse époque est passée où l'on pouvait construire sans hâte de tels ouvrages; actuellement il faut les terminer dans une moitié ou même un tiers du temps mis autrefois à disposition.

C'est précisément parce que nous dépendons du béton dans la construction hydraulique qu'il est nécessaire de rappeler que nous n'avons pas encore obtenu pour *tous* les cas une amélioration suffisante du béton et surtout des liants. Il ne faut en outre pas oublier que non seulement le béton armé mais aussi le fer est exposé aux attaques du sol et de l'eau.

Si d'un côté je suis fier d'un ouvrage que je devais exécuter à tel endroit en béton armé et en acier, un contrôle précis de cet ouvrage me montrera que le matériau béton est toujours encore un matériau, soumis aussi bien à l'insuffisance humaine qu'aux attaques de la terre et de l'eau.

b) *Expérience et points de vue.*

Dans la plupart des cas, le matériau additionnel employé est le gravier naturel de rivière. Par suite de la composition naturellement irrégulière de ce gravier, il est nécessaire d'en étudier la composition granulométrique et le pourcentage de vides et cela à chaque livraison. Certains constructeurs ont amélioré le gravier naturel en le concassant ou en y ajoutant des matériaux fins ou du splitt. Je ne peux pas toujours me rallier à ce procédé car l'expérience m'a montré que l'on peut obtenir la même résistance, sans augmentation du coût et même souvent avec une économie de temps et d'argent, en augmentant le dosage de ciment.

On attribue la plus grande importance aux résistances à la traction et à la compression ainsi qu'à la compacité tandis que l'on ne s'occupe toujours pas assez de la durée d'existence du béton et de sa résistance aux agents chimiques et physiques agissant à sa surface. Je suis d'avis que, dans les constructions hydrauliques, la résistance ne joue pas le rôle aussi prépondérant qu'on lui a attribué au cours de ces 15 dernières années pour les ouvrages de béton en général.

Il existe, et il existera toujours, une différence entre les charpentes en béton armé à hautes résistances et à fines membrures d'une part et les constructions hydrauliques massives d'autre part. Dans le premier cas je calcule avec des efforts de 65 et 1500 kg/cm², dans le second cas avec des contraintes de 30 et 1000 kg/cm² pour des ouvrages hydrauliques soumis à des mouvements ultérieurs et à de faibles attaques chimiques seulement.

En outre, il est clair que la résistance du béton après 28 jours ne permet pas de conclure sur la résistance des grands ouvrages. Lors de la construction d'une écluse par exemple, on a constaté qu'une partie du béton (à 270 kg de ciment de hauts fourneaux et 30 kg de trass) n'avait, après 28 jours, qu'une résistance d'environ 80 kg/cm² — contrairement à ma décision, les prescriptions officielles auraient exigé l'élimination de ce béton — et de ce béton il n'y en avait « que » 12000 m³. Cependant, après 90 jours, la résistance de ce béton était de 159 kg/cm², c'est-à-dire de 9 % seulement au-dessous de celle d'une autre partie du béton qui, après 28 jours, avait une résistance d'environ 125 kg/cm². D'ailleurs la saison, les intempéries, la hauteur et l'épaisseur des blocs, le traitement du béton mis en place et le type de coffrage ont aussi une influence importante sur la résistance après 28 jours.

La sollicitation du béton dépasse rarement 30 kg/cm² dans les constructions hydrauliques. Le fait que le béton ait après 90 jours une résistance de 150 ou de 180 kg/cm² ne joue, selon moi, pas un grand rôle, tandis qu'il est beaucoup plus important que le béton soit durable. Nous avons toujours encore une sécurité minima de 5, tandis que dans d'autres éléments de la construction hydraulique comme par exemple les palplanches et les pieux, nous calculons avec une sécurité maxima de 2.

Les divergences constatées dans les essais de résistance des éprouvettes de béton d'une même composition montrent qu'il est encore un matériau brut pour lequel il faut exiger la plus grande sécurité.

Il existe encore une différence entre la résistance du ciment (de 450 à 550 kg/cm²) et les résistances du granit (de 800 à 2700 kg/cm²) et du grès (de 600 à 1500 kg/cm²). Nous ne sommes donc pas encore parvenus à rendre

égales les résistances des liants et des matériaux additionnels. Il faut y ajouter les agents chimiques auxquels, avec le temps, le béton, aussi bien que l'acier, sont soumis dans les ouvrages hydrauliques. Tous ceux qui ont observé les détériorations causées aux constructions d'acier ou de béton par les eaux corrosives se rendront compte de l'importance à attribuer à la résistance des matériaux aux agents chimiques. A côté de la résistance, la compacité joue ici un rôle prépondérant mais cette compacité dépend aussi plus ou moins encore du procédé d'exécution; c'est pourquoi le fabricant de ciment devra s'appliquer à l'avenir à augmenter la qualité du ciment et l'entrepreneur s'efforcera d'améliorer la qualité du béton.

Mis à part les matériaux additionnels et les liants, le trass s'est bien introduit dans la construction des ouvrages servant à la navigation et je suis d'avis qu'à l'avenir il gardera les positions conquises, tant que les liants conserveront les mêmes propriétés.

L'addition de trass présente le gros avantage d'augmenter la compacité du béton. Les préventions que l'on avait contre l'adjonction de trass au ciment de hautes fourneaux ont heureusement été détruites par l'expérience acquise dans les grandes constructions de ports. Le pourcentage de trass doit cependant dépendre des conditions locales et du but des ouvrages. Toute prescription serait pour moi un non-sens.

En ce qui concerne le pourcentage d'eau, je suis de l'avis du Professeur *Ludin*, qu'un pourcentage d'eau trop élevé, c'est-à-dire un béton trop fluide, ne peut que nuire à la compacité et à la résistance du béton. On devrait toujours choisir une moyenne entre le béton damé et le béton coulé suivant le traitement que l'on veut faire subir au béton mis en place. Qu'on le nomme béton mou ou béton plastique, c'est là plus une question de mot qu'une question de limite du pourcentage d'eau. Lorsque l'armature est dense, on choisira toujours un béton plus mou que lorsque l'armature est faible ou inexistante.

Je n'arrive pas à comprendre pourquoi l'on a employé parfois, au cours de ces derniers temps, un béton damé. A ce point de vue, on a tant appris de l'expérience et des essais récents que l'emploi d'un béton à consistance de la terre humide n'est justifiable que lors de l'application de la vibration et pour des éléments de construction à parois minces mais non pas pour des constructions massives exécutées suivant le procédé usuel.

Quant aux méthodes de préparation et de transport, on peut les considérer toutes comme à peu près équivalentes. Un seul point est important dans tous les cas: un béton à pourcentage d'eau favorable ne doit pas arriver dissocié à son point d'application. Le choix des méthodes dépend, dans bien des cas, des conditions locales et du mode d'exécution. Il est certain que le pompage et le transport par tapis roulants permettent une augmentation quelconque du pourcentage d'eau, cependant, les propriétés du béton dans l'ouvrage dépendent moins des méthodes de préparation et de transport que d'une mise en place parfaite du béton dans les coffrages. Le procédé de vibration pourra augmenter fortement la résistance et la compacité du béton pour des ouvrages de dimensions appropriées et un pourcentage d'eau approprié.

Il ne faut jamais oublier que la qualité du béton dépend en dernière fin de l'homme et non pas des machines.

Lors d'une division en blocs on commet souvent encore l'erreur de disposer les joints provisoires exclusivement en se basant sur les points de vue statiques et constructifs et non pas suivant les exigences de l'exécution (comme par exemple la capacité et le nombre des malaxeurs, les installations de transport, le système à une ou plusieurs couches).

Chaque joint provisoire correspond à une rupture du caractère monolithique du béton et ne reste pas toujours sans effet, même au point de vue statique, sans oublier le fait qu'un joint provisoire, et plus encore dans le sens horizontal que vertical, offre plus de prise aux agents chimiques et physiques. C'est pourquoi on devrait adopter des coffrages et des échafaudages genre silo ou glissant, augmenter autant que possible la hauteur des couches et préférer les joints provisoires verticaux avec toutes les précautions nécessaires. Lorsque c'est possible, il faudrait toujours créneler et coudre les joints provisoires horizontaux.

S'il s'agit de constructions imperméables, comme par ex. les câles sèches, il faut imperméabiliser soigneusement les joints provisoires. L'imperméabilisation que j'ai adoptée pour l'allongement de la câle „Kaiserdock“ à Bremerhaven s'est révélée parfaite jusqu'à ce jour, après 6 ans de service. C'est pourquoi je l'utiliserai à nouveau, d'autant plus que la couche de plomb placée à l'avant présente l'avantage de pouvoir être facilement réparée si besoin en est, ce qui ne s'est toutefois pas présenté jusqu'à ce jour.

Les coffrages en acier ou en bois recouvert de tôle présentent le grand avantage de se décoller facilement du béton, sans endommager la surface; ils assurent en outre une surface lisse. Je les estime autant que les échafaudages en profilés placés dans le béton qui facilitent et améliorent la pose des armatures. L'accroissement du coût est relativement faible car il est possible de tenir compte de ces profilés dans le calcul statique de l'ouvrage et ces profilés assurent en outre un bétonnage rapide même pour de grandes hauteurs.

Les observations que j'ai faites au sujet de l'humidification du béton ne m'ont pas montré les avantages de cette méthode. La grande différence qui existe entre la température intérieure et la température extérieure peut engendrer des fissures qui, selon moi, ne peuvent être éliminées par l'humidification du béton. Il est possible de réduire le danger de fissuration par le choix approprié des dimensions de l'ouvrage et des blocs de bétonnage.

Quant à la question du revêtement du béton, je préfère le béton « non revêtu » car il ne m'oblige pas à choisir de minces couches de bétonnage qui troublent le caractère monolithique du béton, c'est-à-dire à négliger l'avantage primordial de ce matériau. Lorsque le béton est armé, tout revêtement modifie l'utilisation statique de la section. Le but de l'ouvrage, sa grandeur et sa disposition jouent évidemment un rôle dans l'adoption ou l'abandon d'un revêtement.

Lorsque des actions extérieures peuvent s'exercer sur le béton, il faudrait toujours reporter les armatures bien à l'intérieur de la masse. Un revêtement de 10 cm des armatures devrait être considéré comme un minimum. Cette norme dépend cependant de la forme de l'ouvrage. Dans certains cas on peut introduire un mince treillis à 3 ou 4 cm de la surface du béton afin d'éliminer les fissures de surface.

On peut appliquer une couche de béton de protection lorsqu'on peut le couler d'une seule fois et lorsqu'il se lie bien à l'autre béton.

La surveillance des travaux ne sera jamais trop intense. C'est là le seul moyen qui, à l'avenir, nous permettra de compléter d'une manière satisfaisante notre expérience, relativement nouvelle, dans la construction des grands ouvrages servant à la navigation.

Dans les ouvrages en béton armé il faut attacher la plus grande importance à la qualité des matériaux et des liants, au pourcentage d'eau, aux armatures et à l'exécution, car la faiblesse relative des éléments de construction et les fortes sollicitations des matériaux exigent une exécution très soignée du béton. Cependant, ainsi que nous l'avons dit plus haut, on n'adoptera pas d'ouvrages en béton armé à éléments trop fins dans la construction hydraulique, car les sollicitations statiques et chimiques sont beaucoup plus difficiles à déterminer que dans la construction des ponts et charpentes. Cela ne veut cependant pas dire qu'il faut retourner aux ouvrages trop massifs. Il s'agit seulement de ne pas commettre l'erreur de transformer les ouvrages exécutés généralement en blocs de bétonnage en un système de montants et de poutres. Le bon sens de l'ingénieur devra trouver une moyenne qui, d'une part, satisfasse le sentiment statique du maître de l'ouvrage et qui, d'autre part, écarte le danger qu'offre un pur ouvrage en béton armé dans la construction hydraulique.

c) *Conclusions.*

Pour terminer, je voudrais comparer les ouvrages de la construction hydraulique à ceux de la construction des ponts et charpentes. J'arrive toujours à la conclusion que, malgré la hardiesse, que j'admire d'ailleurs, des constructions exécutées par mes collègues des ponts et charpentes, les difficultés que nous avons à surmonter dans les constructions hydrauliques sont beaucoup plus grandes. Nous ne pouvons pas employer les constructions à fins éléments car nous ne connaissons pas la grandeur et la direction des attaques de nos ennemis : la terre et l'eau, et parce que nous ne les connaissons jamais avec certitude, malgré tous les efforts louables des spécialistes de la mécanique du sol. En effet, la terre et l'eau ne sont *pas* un matériau à l'état « *uniforme* » mais à l'état plus ou moins « *disloqué* ».

Il me semble par conséquent nécessaire de rappeler le danger que présente la surestimation de l'étude purement théorique et mathématique de nos ennemis la terre et l'eau car, périodiquement, de nouvelles théories tendent à nous fournir, à nous qui devons projeter et exécuter des ouvrages, les méthodes de calcul nécessaires. La construction hydraulique reste avant tout une science expérimentale quoiqu'il nous soit nécessaire de posséder la théorie pour interpréter avec exactitude les résultats de l'expérience. Un praticien « sans » théorie est pour moi tout aussi dangereux qu'un théoricien « sans » formation pratique suffisante.

Je vous demande, à vous qui vous occupez des ponts et charpentes, de ne pas perdre de vue dans l'établissement des prescriptions concernant le béton et le béton armé, que vos connaissances ont pour vous une validité complète mais qu'elles n'ont pas cette même validité pour nous.

Je me permets, à titre d'exemple, de vous dire que dans les constructions en béton armé et en acier que j'ai projetées, je ne me suis pas basé sur les contraintes admissibles dans les ponts et charpentes mais bien plutôt sur la limite

d'élasticité, en admettant qu'il m'était possible de connaître avec certitude la grandeur et la direction des forces agissant dans le cas le plus défavorable. De même, lorsque l'ouvrage effectue des mouvements dont la grandeur nous est inconnue, nous devons admettre des contraintes bien inférieures à celles que vous pouvez admettre dans vos ouvrages.

Ce n'est pas la grandeur des contraintes, mais bien plutôt la valeur des hypothèses, adoptées pour les cas de charge et le mouvement de l'ouvrage et de ses éléments, qui serviront de base au calcul des constructions hydrauliques.

N'oublions pas que, dans la construction des ponts et charpentes, il s'agit de quantités de béton relativement faibles et de constructions à fins éléments tandis qu'en construction hydraulique on se trouve en présence d'un problème de masses. L'exécution de 300 000 m³ de béton armé en une année et pour un seul ouvrage demande une autre échelle d'estimation que par exemple l'exécution de 10 000 m³ de béton armé à haute résistance.

VI 2

Le pont de la lagune de Venise.

Die Brücke über die Lagune in Venedig.

The Bridge over the Lagoon at Venice.

G. Krall,

Professor der Universitäten Rom und Neapel, Rom.

Ce magnifique pont d'environ 4 km de longueur et de 22 m de largeur (fig. 1) fut construit par l'entreprise S. A. Ferro-Beton, Rome, dans l'espace de temps relativement court de 18 mois. Nous le citerons comme exemple du résultat que peut donner une étude rationnelle de l'exécution.

Les fig. 2, 3, 4 et 5 montrent la succession des travaux. On a commencé environ au milieu de la distance entre Venise et Marghera. La fig. 2 représente

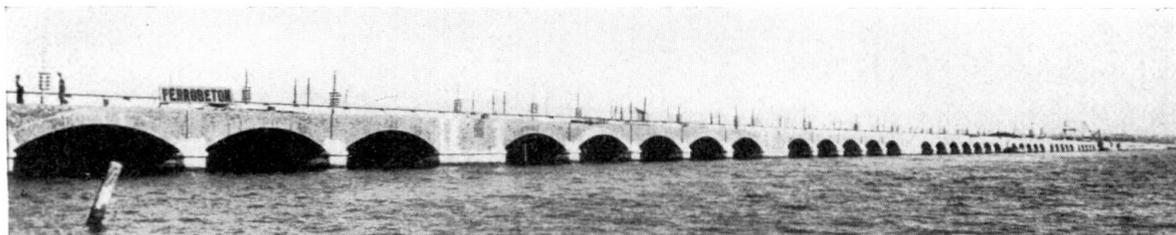


Fig. 1.

le battage des pieux, la fig. 3 la construction des piles et les fig. 4 et 5 l'exécution des arcs.

L'installation mécanique se composait de 12 grues faisant partie de deux groupes l'un travaillant vers la droite, l'autre vers la gauche. Citons les détails suivants sur l'un de ces groupes. La première grue servait au battage des palplanches, la deuxième portait deux pelles pour creuser la fouille d'une surface de 40×2 m. La troisième grue, sur laquelle se mouvaient deux moutons électriques, permettait de battre 1000 m c. de pieux. Considère d'une section de 30×30 cm en un jour.

La quatrième grue servait à la construction des piles, la cinquième à la mise en place des pierres de taille et la sixième à l'extraction des palplanches.

En 12 mois, comprenant 300 000 journées de travail, on a battu 200 km de pieux, coulé 20 000 m³ de béton, mis en place 10 000 m³ de pierre et terminé les arcs.

Voici quelques détails sur les piles :

Les petites ouvertures paraboliques ménagées dans les piles n'ont pas pour but une économie de pierre ou de béton mais elles doivent empêcher toute perturbation dans les courants d'eau de la lagune.



Fig. 2.

Permettez moi de dire quelques mots d'un problème que j'ai soulevé au temps du concours :

Soit un courant plan stationnaire s'étendant pratiquement à l'infini. Un pilier de section A se trouve dans ce courant. Il faut déterminer la forme de cette

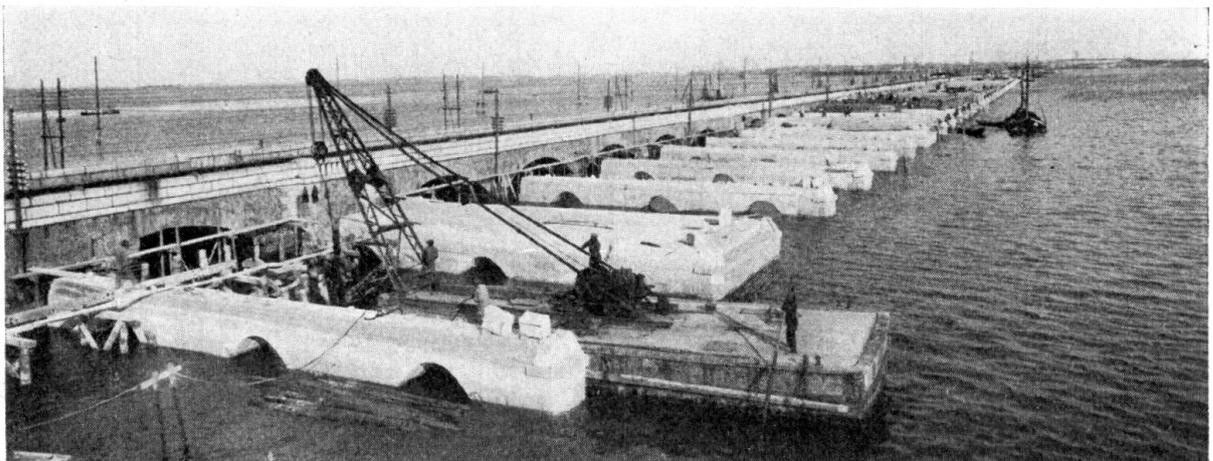


Fig. 3.

section de telle sorte que la perturbation apportée au courant soit minima. Comme mesure de la perturbation considérons la différence E des énergies cinétiques T et T' avant et après l'introduction de la pile. Indépendamment de la

forme de la section A, E n'est pas une fonction du périmètre mais une fonction linéaire de la surface.

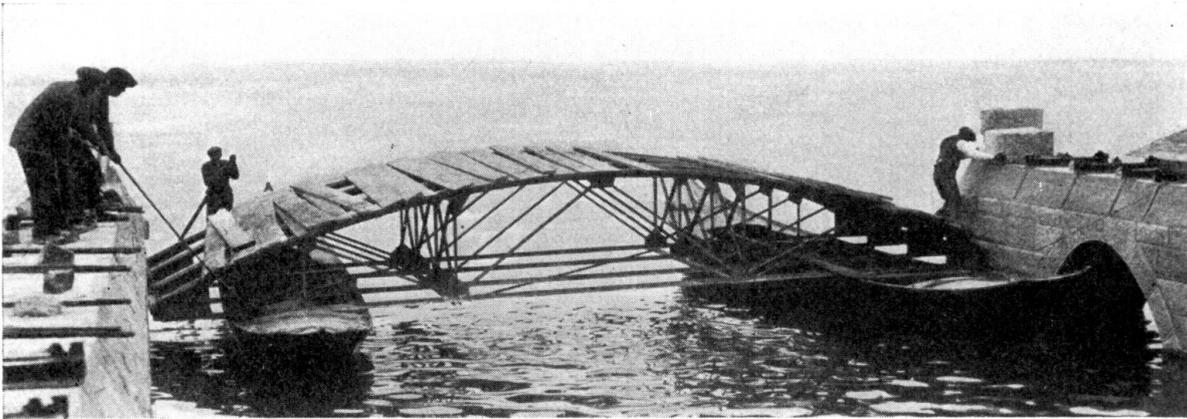


Fig. 4.

En tenant compte des hypothèses servant de base à un courant potentiel, on constate que la meilleure solution consiste à réduire la surface A de la pile, ce qui fut fait.



Fig. 5.

Disons en outre que les deux parois latérales des arcs servaient de contre-fiche aux piles dont la stabilité ne semblait pas garantie car les charges sont très grandes et les pieux sont tous verticaux. Ces considérations furent justifiées par

quelques mesures faites sur le chantier pour déterminer l'influence d'une force horizontale sur les pieux battus verticalement.

Dans cette construction on a attaché une grande importance aux contraintes dues à la température et au retrait. Avec l'hypothèse usuelle que ces constructions ne peuvent pas supporter des contraintes de traction et que, par conséquent, la force longitudinale tombe à l'extérieur du noyau par suite de la réduction de la section statiquement agissante, respectivement du moment résistant, le calcul montre que la sécurité est suffisante. Ce résultat fut d'ailleurs contrôlé par des observations sur l'ouvrage en service.¹

¹ Il cemento armato 1936, fasc. 3.

VI 3

Béton défectueux.

Mangelhafter Beton.

Defective Concrete.

Ministerialrat D. Arp,

Reichs- und Preußisches Verkehrsministerium, Berlin.

Malgré les grands progrès réalisés au cours de ces dernières décades dans la construction des ouvrages en béton et en béton armé, on doit cependant convenir que l'on est encore bien loin de l'utilisation parfaite de ce matériau. On entend souvent parler de détériorations causées par le gel ou l'attaque d'eaux ou de terrains acides sur des constructions en béton; ces ouvrages ne sont pas restés étanches ensuite de l'insuffisance de liant, de la mauvaise granulation des matériaux additionnels, ou d'une mise en oeuvre peu soignée, ayant pour résultat une répartition inégale des liants et des matériaux additionnels. Ne voit-on pas souvent des ouvrages où l'eau suinte par de nombreux joints de bétonnage horizontaux et provoque de laides et inquiétantes efflorescences? On voit aussi souvent le crépissage, même lorsqu'il a été appliqué à l'air comprimé, se gonfler et s'écailler, ce qui donne à l'ouvrage entier l'aspect d'une ruine. Quel ouvrage de quelque importance ne présente point de fissures? Souvent, seul l'observateur le plus exercé les voit et s'en inquiète. Il ne suffit pas de savoir que dans la plupart des cas ces fissures ne pénètrent pas profondément dans le béton; il est extrêmement difficile de déterminer avec certitude la profondeur qu'atteint la fissure. Les fissures sont en général plus profondes qu'on ne le pense. On entend dire aussi que les fissures situées dans la zone d'extension des ouvrages en béton armé ne mettent pas en danger l'existence des fers lorsqu'elles ne dépassent pas une certaine largeur à la surface; je suis cependant d'avis que toutes les fissures sont dangereuses et qu'elles prouvent l'existence de fautes commises dans la construction ou la mise en oeuvre; ces fautes sont à éviter dans tous les cas. Lors de la visite de beaux ponts en béton armé de construction récente, j'ai souvent constaté avec regret des détériorations du béton, provenant de la rouille, là où les étriers n'avaient pas été tenus à une distance suffisante du coffrage.

Ces défauts seraient plus rares si les prescriptions en vigueur étaient observées avec plus de compréhension et si, lors de l'exécution, chaque surveillant et chaque ouvrier était pénétré de la sensibilité de l'ouvrage et de l'importance du soin apporté à son travail. Il serait peut-être recommandable de rendre ces prescriptions plus sévères encore, par exemple en ce qui concerne le recouvrement minimum des fers, la courbe de tamisage des matériaux additionnels ou la proportion maxima et minima d'eau de gâchage.

Quant au danger de rouille dans les constructions délicates, je ne peux que regretter l'emploi si restreint de la galvanisation des fers, qui est pourtant une protection très efficace. Il est établi depuis longtemps que la galvanisation n'amointrit en rien l'adhérence.

En ce qui concerne la consistance, des résultats de laboratoire et des considérations théoriques ne doivent en aucun cas nous ramener du béton plastique au béton à consistance de la terre humide. Le béton doit toujours être suffisamment mou pour remplir le coffrage sous l'effet de son propre poids et devenir le plus compact possible, même si les surveillants et les ouvriers ne travaillent pas avec soin. La mise en oeuvre par pompage s'est à bon droit développée considérablement en Allemagne. La consistance pâteuse employée dans ce cas est excellente. Le béton mis en oeuvre ne doit pas contenir plus de 9% d'eau, par rapport au mélange sec. La pompe à béton ne permet jusqu'ici malheureusement pas l'emploi de gravier de dimensions supérieures à 80 mm. Dans toutes les constructions en béton de quelque importance exécutées au cours de ces dernières années au canal du Mittelland, le béton amené à pied d'oeuvre par pompes, tapis roulants, goulottes ou autres a été réparti dans le coffrage par le procédé « Kontraktor » au moyen de tubes à entonnoirs fixes, donc d'après la méthode prévue primitivement pour l'amenée du béton sous l'eau. La caractéristique de ce procédé consiste en un raccourcissement progressif des tubes par le haut au fur et à mesure de l'élévation du niveau du béton, de manière que l'extrémité inférieure du tube soit toujours à un même niveau au-dessous de la surface du béton. Le nombre des tubes à entonnoir se détermine d'après la grandeur et la forme de la base du bloc à bétonner. Toutes les constructions, sans exceptions, ont montré que le béton ainsi coulé à l'air et montant régulièrement autour du tube était d'une régularité et d'une compacité remarquables. Les boues de ciment se déposent ni à l'intérieur ni à la surface. Dans ces constructions on évita autant que possible les joints de bétonnage horizontaux; les blocs sont donc réellement monolithiques. A l'écluse double d'Allerbüttel par exemple, les murs d'une hauteur de 14,3 m et d'une largeur de 9,3 m à la base ont été construits de la manière décrite, en blocs d'environ 15 m de longueur, bétonnés de bas en haut *en une seule fois* et sans joints horizontaux. Tout l'équipement des murs, cornières protectrices, verticales et horizontales, échelles de service, etc. a été monté sur le coffrage et pris ainsi dans le béton; il en est de même des cadres d'étanchéité et des rails conducteurs des portes d'écluse, des vannes à rouleaux, etc. qui sont pris dans les têtes d'écluse.

Quelle que soit la perfection de ces ouvrages, certaines de leurs parties présentent cependant l'un des défauts mentionnés plus haut, en l'espèce des fissures, en partie fines et superficielles, en partie aussi plus profondes et même traversant toute la masse de béton. On rencontre beaucoup moins ces fissures dans les blocs construits au cours de la saison froide, ce qui prouve que la température joue un rôle très important. Dans les grands blocs, les fissures se formeront là où les tensions résultant des charges, du retrait et de la température atteignent un maximum, dépassant la résistance à la traction du béton. Les tensions de retrait provenant du durcissement ont peu d'importance pour les gros blocs en béton tels que les murs d'écluse, les barrages et ouvrages analogues, car — abstraction faite d'une mince couche superficielle — l'humidité est suffisante

à l'intérieur du béton pour empêcher le retrait. Les tensions dues aux variations de température sont surtout cause de la formation des fissures dans les murs massifs. Ces tensions secondaires sont considérables et en général on n'en a pas tenu compte dans le calcul de la stabilité; elles sont un danger pour le béton à une époque où sa résistance n'a pas encore atteint une valeur bien grande.

Le plus souvent on observe dans les murs des fissures verticales. Elles sont les moins dangereuses, car, en somme, elles ne représentent que des joints supplémentaires; leur défaut réside surtout dans la diminution de l'étanchéité. On constate aussi des fissures horizontales, celles-ci sont déjà plus inquiétantes. Les fissures longitudinales sont les plus dangereuses, car elles affaiblissent la cohésion de l'ouvrage calculé sur la base d'une section uniforme. On ne peut les découvrir dans les ouvrages en service que s'il y a des canaux intérieurs, comme par exemple les canaux de dérivation dans les écluses ou les tunnels d'accès et de contrôle dans les barrages. *Vogt*¹, qui a étudié presque tous les barrages du monde achevés avant 1930, cite de nombreux exemples de fissures verticales et longitudinales constatées dans des barrages. Il ne cite que peu de barrages n'ayant aucune fissure. Il en est de même pour les barrages construits en Allemagne depuis 1930 et que le professeur *Ludin* décrit dans son rapport de la Publication Préliminaire de ce Congrès.

On reconnaît que les contraintes dans le béton peuvent atteindre de très grandes valeurs sous la seule influence des variations de température si l'on se représente les changements de température auxquels sont soumis les gros blocs de béton, et les déplacements qu'ils tendent à effectuer sous cette influence. Le béton coulé à la température de $+25^{\circ}\text{C}$ durcit bientôt selon les dimensions du coffrage, mais doit ensuite se contracter pour occuper le volume correspondant à la température annuelle moyenne, qui est par exemple de $+10^{\circ}\text{C}$; pour un coefficient de dilatation de 0,000012, un bloc de 15 m de long, ainsi exécuté, se rétrécira de 2,7 mm par son refroidissement à la température annuelle moyenne, si toutefois il a la faculté d'effectuer ce mouvement.

Les effets les plus importants sont causés par l'élévation de température que subissent les gros blocs lors de la prise du béton. Pour les mélanges usuels, on constate des élévations de température de 35 à 40° à l'intérieur du béton des murs d'écluses, qui ne sont cependant pas très épais. Les grands barrages massifs peuvent présenter des différences de température encore plus grandes entre l'intérieur et l'extérieur car le dégagement de chaleur d'un bloc est limité par les blocs voisins construits peu avant ou peu après. On peut se représenter quelles contractions subit un bloc en se refroidissant lentement jusqu'à sa température définitive si l'on pense qu'un bloc d'environ 1000 m^3 , dont la température était de $+25^{\circ}\text{C}$ lors de la mise en oeuvre et dans lequel la chaleur de prise a provoqué une élévation de température de 40°C , se contracte lors de son refroidissement à $+10^{\circ}\text{C}$, de près de 2 m^3 par rapport à son volume maximum.

Le roc dans lequel est implanté le barrage ne participe que très peu aux dilatations et aux contractions du béton; les blocs de base, en partie refroidis, d'un grand barrage massif limitent à leur tour les mouvements des blocs fraîchement mis en oeuvre. Dans un barrage en béton, il se produit de nombreux

¹ Prof. Dr. *F. Vogt*: Shrinkage and Cracks in Concrete of Dams, D.K.N.V.S. Skrifter Trondheim 1930, N^o. 4.

mouvements de va et vient qui engendrent de fortes contraintes avant même que la pression hydrostatique ait pu se faire sentir. Il est donc très difficile de déterminer le vrai système de sollicitation d'un tel mur, en particulier au cours des premières années qui suivent le remplissage.

Que peut-on et que doit-on faire pour réduire autant que possible la formation des fissures dans le béton? Il faut naturellement choisir un ciment particulièrement approprié dont la résistance à la traction et la possibilité d'allongement soient aussi grandes que possible, qui en outre se rétrécit peu et avant tout dégage le moins de chaleur possible. En Allemagne, on a ajouté au ciment, lors de la construction de presque tous les barrages récents, d'autres matériaux, surtout du trass, remplacé aussi dans quelques cas par d'autres matières silicieuses, par exemple du thurament, un laitier de hauts fourneaux moulu mais sans autre préparation. Au barrage de la Saale près de la Hohenwarte, actuellement en construction, on utilise un mélange à trois composants: ciment portland, trass et thurament dans la proportion 36:24:40 exprimée en poids. Il faut cependant avouer que, malgré le choix et la proportion judicieux des liants, on ne peut abaisser que dans une faible mesure les tensions secondaires qui peuvent provoquer des fissures.

Pour ne rien perdre de la résistance, il faut opérer avec un rapport eau-ciment aussi faible que possible. Faut-il alors revenir, par crainte des fissures, au béton à consistance de la terre humide, mis en oeuvre sous forme de minces couches damées ou vibrées, afin de permettre à la chaleur de passer à l'air environnant? Je suis d'avis que le béton feuilleté est le plus mauvais de tous les bétons. Lors de la construction d'un barrage de plusieurs centaines de milliers de m³ de béton, on n'a d'ailleurs pas le temps de ralentir l'exécution des couches au point d'éviter l'accumulation de la chaleur de prise.

Plus le mélange est gras, plus le retrait est fort et par conséquent aussi la chaleur de prise. On utilisera donc autant que possible du béton maigre. Mais on ne peut pas exiger du béton maigre qu'il soit étanche et qu'il résiste aux agents chimiques et aux intempéries. Dans quelques barrages récents, on a donc exécuté l'épais noyau en béton maigre, par contre la couche extérieure d'amont et d'aval en béton gras, dans l'espoir de réduire les mouvements du mur, causés par le retrait et les variations de température. Mais est-on certain que les contraintes dans la zone séparant le béton gras du béton maigre ne dépassent pas les taux de fatigue admissibles et qu'avec le temps il ne se formera pas de fissures longitudinales qui pourraient menacer la stabilité de l'ouvrage? Je ne saurais recommander un tel mode d'exécution. Je suis en principe d'avis de n'utiliser nulle part dans les travaux hydrauliques un béton maigre là où le béton peut entrer en contact avec l'eau d'une manière ou d'une autre. Les termes «béton maigre» et «béton économique» devraient disparaître complètement du vocabulaire technique.

Ayant ainsi montré l'inefficacité et même le danger des méthodes citées ci-dessus, cherchant à éviter la fissuration, je ne vois plus qu'une possibilité pour atteindre ce but: la réfrigération du béton.

On peut refroidir les composants du béton avant et pendant que l'on fait le mélange ou le béton lui-même après l'avoir coulé dans le coffrage ou employer simultanément les deux méthodes. La réfrigération du mélange est rationnelle durant la saison chaude; on peut ainsi abaisser fortement la courbe calorifique.

Ce faisant, on n'agit cependant pas directement sur le développement de la chaleur dangereuse de prise. Cet effet ne peut être atteint que par la réfrigération du béton coulé dans le coffrage.

L'arrosage permanent de tous les ouvrages en béton frais et non durci, dans le but de compenser la dessiccation, d'amener aux couches superficielles l'eau nécessaire au processus de la prise et d'empêcher le retrait a naturellement pour effet une diminution de la température du bloc de béton; cet effet ne saurait cependant se propager jusqu'à l'intérieur des très gros blocs.

Au barrage du Grimsel en Suisse, ainsi qu'à d'autres barrages, on a aménagé de longs interstices entre les gros blocs à l'endroit des joints de séparation et aussi de certains joints provisoires verticaux; on ne les a remplis que beaucoup

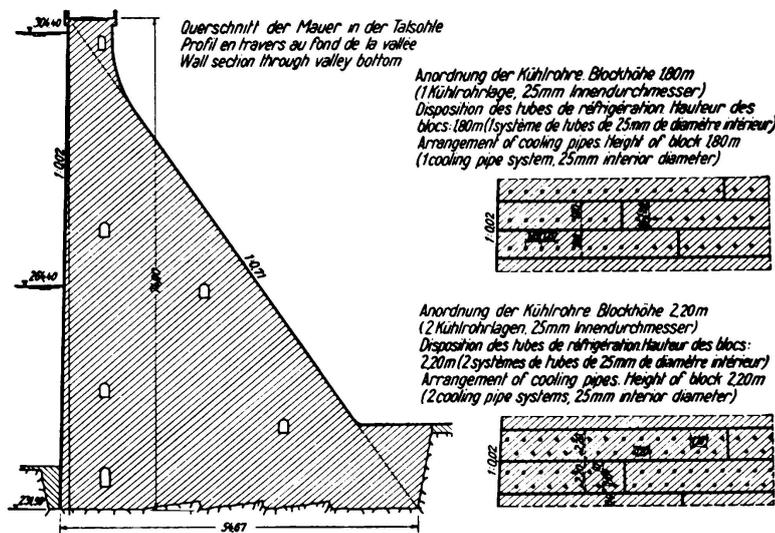


Fig. 1.

Profil en travers du barrage de la Haute Saale, près de Hohenwarte et représentation du dispositif de réfrigération interne du béton.

plus tard, afin de permettre à la chaleur de se dégager plus rapidement. Je ne possède aucun renseignement précis sur le succès de ce procédé. Il est cependant évident que l'on ne peut produire ainsi un effet uniforme dans le but d'éviter la fissuration due aux écarts de température.

Le procédé de réfrigération intérieure du mur de béton par un système de tuyaux répartis uniformément sur toute la section, à intervalles pas trop grands, me paraît seul rationnel. Les ingénieurs américains ont appliqué cette méthode avec succès à la construction du Boulderdam sur le Colorado. Il est vrai que le but de cette réfrigération n'était pas d'éviter la fissuration due aux écarts de température, mais le désir d'amener le plus vite possible les secteurs du barrage arqué à leur volume définitif afin de pouvoir boucher les joints de bétonnage par des injections de ciment pour rendre le barrage capable de supporter la pression hydrostatique. L'absence de fissures passait au second plan.

Le succès remporté au Boulderdam influença la décision des ingénieurs allemands en faveur de l'application de la réfrigération intérieure du béton pour la construction du barrage de la Haute Saale près de la Hohenwarte, dont le

bétonnage commencera vers la fin de 1936. Il ne s'agit pas ici d'un barrage en arc mais d'un barrage massif. Le remplissage des joints de bétonnage n'a donc pas une grande importance. Ici, la réfrigération ne sera appliquée que pour absorber la chaleur de prise dans une mesure telle que cette chaleur ne puisse pas engendrer de contraintes dangereuses et, par suite, de fissures. La fig. 1 montre la répartition des tubes de réfrigération sur la section, à l'intérieur des blocs. L'intervalle horizontal des tubes métalliques est de 1,2 m, leur diamètre intérieur est de 25 mm. La distance verticale des tubes dépend de l'épaisseur des couches, qui, elle, n'est pas encore déterminée. Si cette épaisseur est de 1,80 m, l'éloignement vertical des tubes de réfrigération sera aussi de 1,80 m mais si les couches ont une hauteur de 2,20 m on appliquera deux rangées de tubes

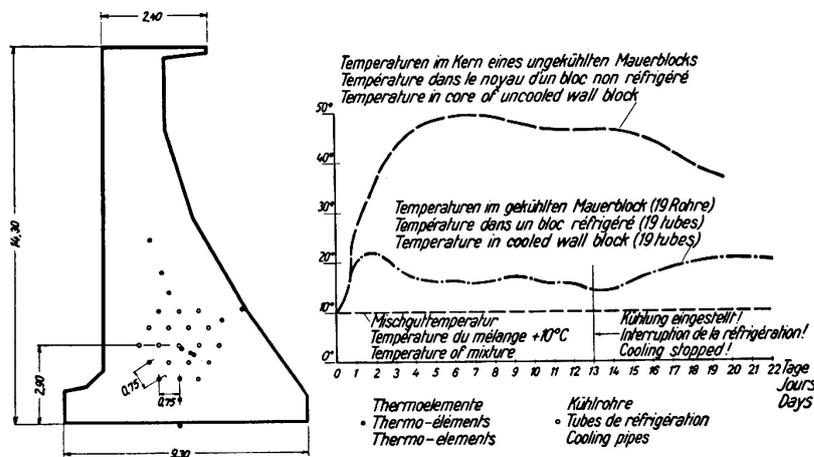


Fig. 2.

Essai de réfrigération du béton d'un mur de l'écluse double d'Allerbüttel
(Canal du Mittelland).

dont la distance sera égale à la demi-hauteur des blocs, c'est-à-dire 1,10 m. L'eau de réfrigération à la température de $+6$ à $+10^{\circ}\text{C}$ circulera lentement dans ce système de tubes jusqu'à ce que le bloc en question ait atteint la température annuelle moyenne. Les tubes seront alors remplis de lait de ciment injecté sous pression, comme au Boulderdam. Le barrage de la Hohenwarte, dont la couronne aura un développement d'environ 400 m, dont la hauteur maxima sera de 75 m et dont le volume sera de $450\,000\text{ m}^3$, nécessitera environ 200 000 mètres de tubes de réfrigération sans compter les conduites d'amenée et de sortie. Les frais supplémentaires occasionnés par la réfrigération se montent à environ 3,5 % du coût total de l'installation (sans l'usine) et à environ 6 % du coût du barrage lui-même.

En plus de la réfrigération des blocs de béton, on a encore prévu pour l'été, une réfrigération du mélange dans l'usine à béton.

Au contraire de ce qu'on a fait au Boulderdam, la réfrigération commencera, à la Hohenwarte, non pas quelques semaines après l'achèvement d'un bloc, mais immédiatement après le bétonnage, afin de couper d'emblée la pointe de la courbe calorifique. Les objections quant à l'absorption de la chaleur de prise sont injustifiées car il s'agit ici de l'évacuation de chaleur libérée par la réaction

chimique. Le ralentissement du durcissement du béton, causé par l'abaissement général de la température dû à la réfrigération ne peut être qu'un avantage.

Des essais effectués sur de gros blocs au Laboratoire de Magdebourg-Glindenberg, et, en pratique, à l'écluse double d'Allerbüttel déjà citée, ont prouvé que le procédé prévu de réfrigération du béton ne présentait aucun inconvénient. Lors de la construction de ce dernier ouvrage, on a muni quelques blocs de tubes de réfrigération disposés de différentes façons. La fig. 2 montre l'une de ces dispositions et permet de voir aussi les dimensions du mur. Lors de cet essai dont nous venons de parler, la température de l'eau de réfrigération était de $+7$ à $+9^{\circ}$ C. Lors d'autres essais, cette température était plus élevée parce que l'eau prise au canal voisin pendant la saison chaude n'était pas spécialement refroidie. Les diagrammes des températures dans ce bloc ainsi que dans d'autres blocs non réfrigérés et ceux des températures du sol ont été pris au moyen de thermomètres électriques à enregistrement automatique. Les courbes de température représentées sur cette figure laissent voir que la réfrigération a pour effet une forte absorption de la chaleur de prise. Les ordonnées de la courbe sont réduites des $\frac{2}{3}$. A d'autres blocs de l'écluse d'Allerbüttel où l'on avait fait varier le nombre, l'intervalle et le diamètre des tubes, le résultat correspondait à ces changements. Aucun des blocs réfrigérés ne présenta de fissures quoique les tubes étaient disposés dans le noyau seulement.

Les essais effectués à l'écluse d'Allerbüttel montrent également qu'il est possible d'appliquer le procédé de réfrigération du béton à de petits ouvrages avec des moyens relativement simples. On évite ainsi la formation de fissures pouvant menacer la solidité de l'ouvrage. Les frais supplémentaires minimes ne sont pas en rapport avec les grands avantages qu'offre la réfrigération.

VI 4

L'échauffement dans les barrages en béton.

Temperaturerhöhung in Betonstaumauern.

Temperature Rise in Concrete Dams.

N. Davey,

Ph. D., B. Sc., Assoc. M. Inst. C. E., Garston.

Dans les grandes masses de béton telles que celles des barrages, la diffusion de la chaleur des parties centrales se fait très lentement et le béton sèche dans des conditions pour ainsi dire adiabatiques; il peut par suite atteindre des températures très élevées. L'échauffement effectif dépend de la nature du ciment employé, ainsi que l'indiquent les chiffres du tableau 1, des proportions des mélanges, des dimensions de la masse de béton considérée, de la rapidité de la mise en oeuvre, de l'isolement constitué par le coffrage et des conditions extérieures.

Tableau 1.

Chaleur dégagée par différents types de ciments.

Nature du ciment	Nombre d'essais	Chaleur dégagée en kg-cal par g au bout de		
		1 jour	2 jours	3 jours
Ciment Portland normal	13	23—42	42—65	47—75
Ciment Portland à prise rapide	13	35—71	45—89	51—94
Ciment Portland de haut-fourneau	6	18—28	30—51	33—67
Ciment à haute teneur en alumine	3	77—93	78—94	78—95

La Building Research Station a étudié d'une manière approfondie l'influence du régime thermique sur la résistance effective et les autres caractéristiques du béton.

On a constaté que la résistance mécanique se développe plus rapidement au centre d'une masse de béton, où la température est plus élevée, que sur les bords. Dans une masse de béton mesurant 3 ft. × 4 ft. × 2 ft. 6 in. et dont le béton était constitué par une partie de ciment Portland à prise rapide, 2 parties de sable de rivière et 4 parties de gravier, avec un rapport eau-ciment de 0,6 en poids, la résistance mécanique du béton, au centre, après 3 jours, était de plus de 50 % supérieure à la résistance aux angles où la perte de chaleur à travers le coffrage était plus grande.

Etant donné que le retrait et la déformation plastique varient avec la résistance, il est logique de supposer que ces caractéristiques varient également à travers

la masse du béton. De plus, un béton en grande masse durcit à un moment où l'élévation de la température par suite du dégagement de chaleur est considérable; en conséquence, le retour du béton à la température normale qui peut demander dans certains cas de nombreux mois ou même des années, doit nécessairement être accompagné d'une contraction d'origine thermique qui s'ajoute aux effets du retrait.

Il serait tout particulièrement à désirer que ces influences thermiques dans les masses de béton pussent être réduites au minimum par l'emploi de ciment sélectionné et par l'étude minutieuse des mélanges de béton; il serait également intéressant de pouvoir prévoir par des résultats d'essais de laboratoire effectués sur le ciment, les températures qui peuvent être atteintes par les masses de béton préparées avec ce ciment. L'étude du problème par la Building Research Station¹ a donc été étendue, en vue d'obtenir des indications sur les températures atteintes dans les masses de béton constituant trois grands barrages et de comparer ces résultats avec les courbes temps-température obtenues au cours d'essais de laboratoire sur les ciments utilisés dans ces ouvrages. Il est évidemment nécessaire de prévoir des essais plus complets pour pouvoir établir une corrélation exacte; néanmoins, on dispose dès maintenant de certaines relations qui peuvent être utilisées pour essayer de prévoir les températures qui seront atteintes dans de grandes masses de béton édifiées avec un ciment donné.

Les observations effectuées peuvent être classées en deux séries: une série d'observations sur les massifs de béton des barrages de Tongland et de Clatteringshaws des Galloway Water Power Works et une autre série d'observations sur les massifs de béton du barrage de Laggan des Lochaber Water Power Works.

Le barrage de Tongland, sur la rivière Dee près de Kirkcudbright, a une longueur d'environ 850 ft.; c'est un barrage arqué en béton armé agissant en barrage-poids. Le barrage de Clatteringshaws est du type barrage-poids; il a une longueur totale de 1450 ft., à travers le Blackwater de Dee. Le barrage de Laggan, près de Fort William, a une longueur d'environ 750 ft. et une hauteur de 138 ft.; c'est un barrage-poids. Dans les barrages de Tongland et de Clatteringshaws, le béton a été mis en oeuvre par couches de 4 ft. 6 in. à 6 ft. 0 in. de profondeur; dans le barrage de Laggan, on a opéré par couches d'une profondeur de 3 ft. 3 in. à 3 ft. 9 in.

On a pu observer l'échauffement dans les masses de béton mis en oeuvre dans les barrages de Tongland et de Clatteringshaws, en insérant un thermomètre à maximum dans un tube noyé dans la masse. Chaque « masse » était constituée par une couche coulée en une seule opération, sur une profondeur variant de 4 ft. 6 in. à 6 ft. 0 in. On a utilisé pour toutes ces couches un béton de catégorie « 0 » (3 cwt. de ciment, 12 cu. ft. de sable de Gatehouse et 20 cu. ft. d'agrégats en porphyrite). Toutefois, pour le barrage de Clatteringshaws, on a ajouté à ce mélange 12 % de gros blocs. Des échantillons de ciment et d'agrégats ont été remis à la Building Research Station; on a mesuré l'élévation de température sur des échantillons de béton complètement isolés, préparés avec le même mélange que les couches effectives.

¹ N. Davey: "Correlation between Laboratory Tests and Observed Temperatures in Large Dams", Building Research Paper n° 18, 1935.

Sur le barrage de Laggan, on a mesuré les températures dans la partie centrale à l'aide d'une série de thermomètres Cambridge à résistance. Le béton était mis en oeuvre par couches d'environ 3 ft. 6 in.; le mélange contenait 370 lb. de ciment au yard cube. La quantité d'eau ajoutée à chaque couche était essentiellement variable et dépendait de la teneur en humidité du sable et des agrégats, de manière à donner des mélanges de consistance moyenne. Les gros blocs en granit représentaient environ 5 % de la masse totale de béton mise en oeuvre. Les coffrages étaient en planches de 5 cm d'épaisseur, assemblées à rainures, avec les moises nécessaires. Les couches de béton fraîchement déposées étaient recouvertes de nattes en fibres de coco épaisses, immédiatement après la coulée. Ces nattes étaient laissées en place jusqu'à la mise en oeuvre d'une nouvelle couche.

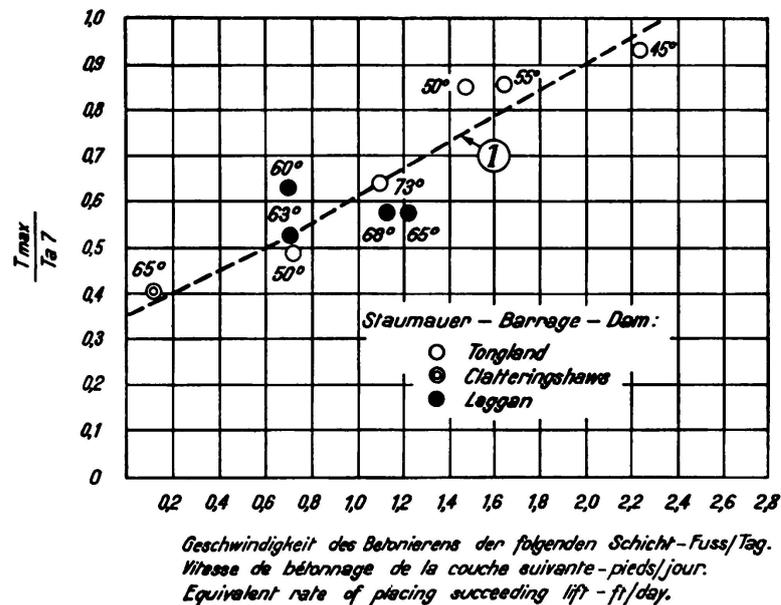


Fig. 1.

Elévation de température dans la masse du béton.

(Les températures de mises en oeuvre sont indiquées en degrés Fahrenheit.)

L'examen des élévations de température à l'intérieur des couches de béton a montré que dans la majorité des cas et en particulier dans les essais de Laggan, deux pointes de température se sont manifestées. La première élévation de température est très rapide; dans la pratique, elle peut dépasser en rapidité l'échauffement constaté sur des échantillons de béton semblable mis en oeuvre à la même température est séchés en laboratoire dans des conditions adiabatiques. Ceci est dû au fait que la couche précédemment mise en oeuvre transmet une certaine quantité de chaleur. Cette première élévation de température est suivie par une chute moins rapide, arrêtée elle-même d'ailleurs par la chaleur apportée par la couche supérieure au moment de sa mise en oeuvre, ce qui donne lieu à une seconde pointe d'échauffement.

En conclusion générale, on peut indiquer que pour une exécution en couches d'égale épaisseur, sur mélanges de mêmes compositions, la valeur de la première pointe de température T_{max} dans une couche quelconque dépend de l'âge de la

couche précédente et la valeur de la seconde pointe de température T'_{\max} dépend de l'intervalle de temps qui s'écoule avant la mise en oeuvre de la couche suivante.

La figure 1 traduit la relation entre T_{\max}/T_{a7} et le rapport équivalent de la couche précédente, T_{a7} représentant ici l'élévation de température dans un échantillon complètement isolé après 7 jours. La figure 2 traduit la relation entre le rapport

$$\frac{T'_{\max} - T_{\max}}{T_{\max}}$$

et le rapport de la couche suivante. Par suite, si l'on connaît la valeur de T_{a7} , il est possible de déterminer avec une bonne exactitude l'élévation probable de température dans une masse de béton de même épaisseur, mise en oeuvre dans des conditions identiques de température.

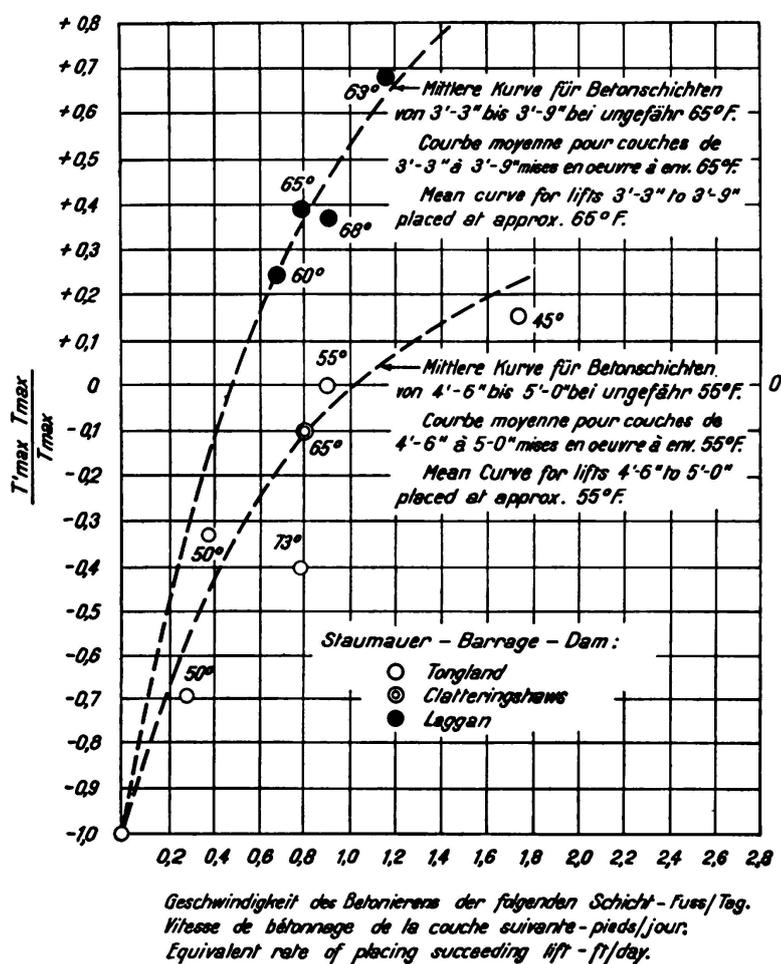


Fig. 2.

Élévation de température dans la masse du béton.

(Les températures de mises en oeuvre sont indiquées en degrés Fahrenheit.)

L'existence de températures élevées au coeur de la masse de béton d'un barrage, avec des températures notablement plus basses à la surface, doit avoir pour résultat la mise en jeu de contraintes élevées au voisinage de cette surface. Il est donc très important que l'on puisse se faire une idée du maximum d'élévation de

température que l'on peut admettre sans fissurations dues à l'échauffement. Les observations faites sur le barrage de Laggan ont été fort utiles à ce sujet. On a enregistré le temps au bout duquel se manifeste l'écart maximum de température entre le béton du coeur du barrage et celui de la surface. Ce temps correspond avec celui au bout duquel le béton du coeur atteint son second maximum de température (T'_{\max}). Dans le cas du bloc IV au sud du barrage, ce temps a été de 4 à 5 semaines après la mise en oeuvre du béton dans le coeur de ce bloc.

Il est intéressant d'examiner les températures enregistrées aux points N° 5, 4 et 3 (à 3 ft., 23 ft. et 43 ft. de la face amont du barrage) au cours des dix jours suivant le 27 juillet 1933. On constate ainsi combien le gradient de température varie rapidement près de la surface du barrage.

Dates	Températures :			
	Dans le béton aux points.			Dans l'air
	3	4	5	
27. 7. 33	109° F	106,5° F	108° F	62° F
29. 7. 33	109	107	97	54
31. 7. 33	108,5	107	90	60
2. 8. 33	108	107	88	54
4. 8. 33	108,5	108	84	55
6. 8. 33	108,5	108	83	55

La figure 3 représente le gradient observé le 6 août 1933, en degrés Fahrenheit. On constate que l'écart de température entre la surface du béton et un point situé à environ 10 ft. de cette surface dans la masse du béton est d'environ 50° F. La différence de température entre le coeur du béton et l'air à la surface extérieure est de l'ordre de 55° F. Cet écart est dans son ensemble dû non pas entièrement à l'élévation de température provoquée dans le béton par la chaleur d'hydratation (approximativement 45° F), mais aussi à une diminution de la température moyenne de l'air de 10° F. Des fissures visibles se sont manifestées dans le béton à la fin du mois, mais, après 20 mois, elles n'avaient pas pénétré jusqu'à la galerie de visite, située à une distance de 8 à 11 ft. de la face amont du barrage. Ces fissures sont donc limitées à la surface et semblent ainsi nettement dues à la mise en jeu d'écart marqué de température dans cette région.

Si l'on admet pour le béton un module effectif d'élasticité de $1 \cdot 10^6$ lb./sq. in., pour une résistance moyenne à la compression d'environ 2800 lb./sq. in. à 28 jours, avec un coefficient de dilatation de $6 \cdot 10^{-6}$ par ° F, la contrainte mise en jeu par l'écart de température seul dépassera probablement 300 lb./sq. in. Cette valeur est excessive et doit provoquer des fissurations. Si l'on veut réduire ce risque de fissuration à des limites raisonnables, il faut faire en sorte que la contrainte mise en jeu dans le béton (par suite de la température) ne dépasse pas un maximum de 150 lb./sq. in. Cette condition implique à son tour que la différence de température entre le centre et la surface de la masse de béton ne dépasse pas environ 25° F. Pour arriver à ce résultat, l'allure de mise en oeuvre d'un béton semblable à celui qui a été employé pour le barrage de Laggan

et mis en oeuvre à la même température, avec un ciment fournissant 65 calories par gramme à 7 jours, devrait être réduite à environ 0,5 ft. par jour, c'est-à-dire que des couches de 3 ft. 6 in. devraient être mises en oeuvre à des intervalles de temps non inférieurs à 7 jours. Ceci suppose en outre que la température moyenne de l'air ne varie pas d'une manière appréciable depuis le moment de la

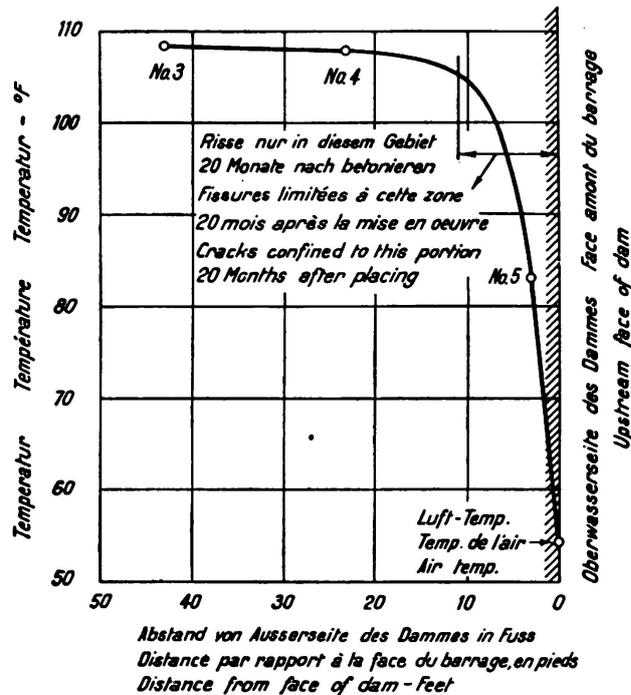


Fig. 3.

Gradient de température dans le barrage de Laggan, 6 août 1933.

mise en oeuvre du béton jusqu'au moment où se manifeste l'écart maximum de température. Des variations saisonnières de la température ont pour effet d'augmenter ou de réduire le gradient de température dans le barrage. Lorsque la température de l'air ambiant s'élève, l'écart de température tend à être moins accentué et une chute progressive de la température de l'air provoque un effet inverse. En employant un ciment ne dégageant que 55 calories par grammes à 7 jours, l'allure de mise en oeuvre pourrait être augmentée d'environ 20 %, sans qu'il en résulte une augmentation des risques de fissuration.

Il est certain que cette étude n'épuise pas la question; il est nécessaire qu'elle soit étendue à des conditions de mise en oeuvre différentes de celles qui ont été adoptées aux barrages de Laggan et de Galloway.

VI 5

L'arc de barrage élastiquement encastré.

Elastisch eingespanntes Talsperrengewölbe.

Elastically Built-in Arch Dams.

Dr. sc. techn. K. Hofacker,
Zürich.

Par arc de barrage nous désignons un arc à axe circulaire et à épaisseur constante, qui peut être très grande par rapport à la portée. Au contraire de ce que l'on a pour l'arc de pont qui, comme système de barres, peut être calculé avec une exactitude suffisante sur la base de la théorie de la flexion de Navier, il est nécessaire d'étudier l'arc de barrage d'après la théorie mathématique de l'élasticité lorsque l'on doit connaître l'allure exacte du système effectif des contraintes.

Si, suivant la méthode connue, on répartit sur deux systèmes compénétrants d'arcs horizontaux et de consoles verticales la pression de l'eau agissant sur un barrage arqué, on obtient pour les différents éléments des diagrammes de charge tout-à-fait arbitraires. Le calcul des contraintes dans les éléments verticaux en forme de disques, d'après la théorie du système plan de contrainte et de déformation, est connu depuis très longtemps déjà. On a déjà exécuté des études expérimentales sur ce point. Le calcul des contraintes dans les éléments d'arc horizontaux n'a été exécuté jusqu'à ce jour que pour le cas spécial d'un arc complètement encastré. Nous ne connaissons aucune mesure exacte des tensions et des déformations effectuée en laboratoire sur des modèles d'arcs de barrage. Il était par conséquent du plus haut intérêt d'étudier théoriquement et expérimentalement la question de l'arc élastiquement encastré soumis à une pression d'eau quelconque.¹

Nous soumettons un disque en anneau circulaire à un système de contraintes plan (fig. 1).

Un diagramme de charge donné peut être représenté mathématiquement grâce à une série de Fourier:

$$\sigma'_r = A'_0 + \sum_{n=1}^{\infty} A'_n \cdot \cos n\varphi + \sum_{n=1}^{\infty} B'_n \cdot \sin n\varphi \quad (1)$$

Nous considérons à la fig. 2 les contraintes qui agissent au point 0 sur un élément dF et nous posons les conditions d'équilibre. En tenant compte des

¹ K. Hofacker: Das Talsperrengewölbe, 1936. Edition: Leemann, Frères & Co., Zurich.

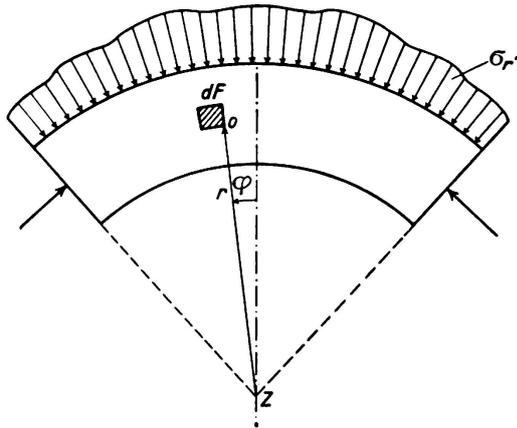


Fig. 1.

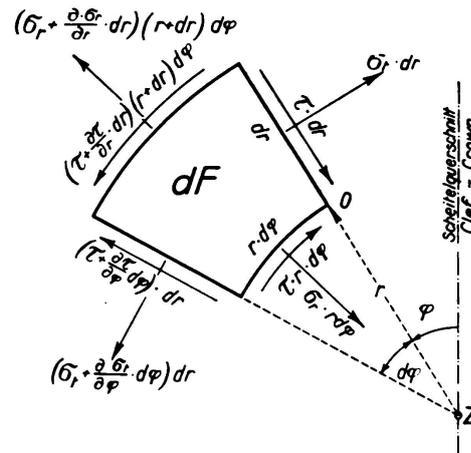


Fig. 2.

relations entre les contraintes et les allongements, c'est-à-dire les différences des déplacements u et v en direction radiale et tangentielle, on obtient les équations différentielles:

$$\frac{1}{r^2} \frac{\partial^2 u}{\partial \varphi^2} + \frac{2m}{m-1} \left(\frac{\partial^2 u}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial u}{\partial r} - \frac{u}{r^2} \right) + \frac{1}{r} \frac{\partial^2 v}{\partial r \cdot \partial \varphi} - \frac{1}{r^2} \frac{\partial v}{\partial \varphi} + \frac{2m}{m-1} \left(\frac{1}{mr} \frac{\partial^2 v}{\partial r \cdot \partial \varphi} - \frac{1}{r^2} \frac{\partial v}{\partial \varphi} \right) = 0 \quad (2)$$

$$\frac{\partial^2 v}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial v}{\partial r} - \frac{v}{r^2} + \frac{2m}{m-1} \frac{1}{r^2} \frac{\partial^2 v}{\partial \varphi^2} + \frac{\partial^2 u}{\partial r \cdot \partial \varphi} \cdot \frac{1}{r} \frac{m+1}{m-1} + \frac{\partial u}{\partial \varphi} \cdot \frac{1}{r^2} \cdot \frac{3m-1}{m-1} = 0 \quad (3)$$

Les solutions générales pour u et v sont:

déplacement radial:

$$\begin{aligned} E \cdot u = & -\frac{m+1}{m} \cdot \frac{a_0}{r} + \left[\frac{2(m-1)}{m} \cdot b_0 - \frac{m+1}{m} c_0 \right] \cdot r + \frac{2(m-1)}{m} \cdot c_0 \cdot r \lg r \\ & + \left(\frac{m-1}{2m} \cdot a_1 + 2\beta_1 \right) \varphi \cdot \sin \varphi - \left(\frac{m-1}{2m} \cdot c_1 + 2\delta_1 \right) \varphi \cdot \cos \varphi \\ & + \left[\left(a_1 + \frac{m-1}{m} \cdot \beta_1 \right) \lg r + \frac{m-3}{m} \cdot b_1 r^2 + \frac{m+1}{m} \frac{\alpha_1}{r^2} \right] \cos \varphi \\ & + \left[\left(c_1 + \frac{m-1}{m} \cdot \delta_1 \right) \lg r + \frac{m-3}{m} \cdot d_1 r^2 + \frac{m+1}{m} \cdot \frac{\gamma_1}{r^2} \right] \sin \varphi \quad (4) \\ & + \sum_{n=2}^{\infty} \left[-\frac{m+1}{m} \cdot n \cdot a_n \cdot r^{n-1} - \left(\frac{2n}{m} + (n-2) \frac{m-1}{m} \right) b_n \cdot r^{n+1} \right. \\ & \quad \left. + \frac{m+1}{m} \cdot n \cdot \alpha_n \cdot r^{-n-1} + \left(\frac{2n}{m} + (n+2) \frac{m-1}{m} \right) \cdot \beta_n \cdot r^{-n+1} \right] \cos n \varphi \\ & + \sum_{n=2}^{\infty} \left[-\frac{m+1}{m} \cdot n \cdot c_n \cdot r^{n-1} - \left(\frac{2n}{m} + (n-2) \frac{m-1}{m} \right) \cdot d_n \cdot r^{n+1} \right. \\ & \quad \left. + \frac{m+1}{m} \cdot n \cdot \gamma_n \cdot r^{-n-1} + \left(\frac{2n}{m} + (n+2) \frac{m-1}{m} \right) \cdot \delta_n \cdot r^{-n+1} \right] \sin n \varphi \end{aligned}$$

déplacement tangentiel:

$$\begin{aligned}
 E \cdot v = & -\frac{m+1}{m} \cdot \frac{\alpha_0}{r} + 4 c_0 r \cdot \varphi + \left(\frac{m-1}{2m} \cdot a_1 + 2 \beta_1 \right) \varphi \cdot \cos \varphi \\
 & + \left(\frac{m-1}{2m} \cdot c_1 + 2 \delta_1 \right) \varphi \cdot \sin \varphi \\
 & + \left[- \left(a_1 + \frac{m-1}{m} \cdot \beta_1 \right) \lg r - \frac{m+1}{2m} \cdot a_1 + \frac{5m+1}{m} b_1 r^2 \right. \\
 & \quad \left. + \frac{m+1}{m} \cdot \frac{\alpha_1}{r^2} - \frac{m+1}{m} \cdot \beta_1 \right] \sin \varphi \\
 & + \left[\left(c_1 + \frac{m-1}{m} \cdot \delta_1 \right) \lg r + \frac{m+1}{2m} \cdot c_1 - \frac{5m+1}{m} \cdot d_1 r^2 \right. \\
 & \quad \left. - \frac{m+1}{m} \cdot \frac{\gamma_1}{r^2} + \frac{m+1}{m} \cdot \delta_1 \right] \cos \varphi \tag{5} \\
 & + \sum_{n=2}^{\infty} \left[\frac{m+1}{m} \cdot n \cdot a_n \cdot r^{n-1} + \left(n \frac{m+1}{m} + 4 \right) b_n \cdot r^{n+1} \right. \\
 & \quad \left. + \frac{m+1}{m} \cdot n \cdot \alpha_n \cdot r^{-n-1} + \left(n \frac{m+1}{m} - 4 \right) \cdot \beta_n \cdot r^{-n+1} \right] \sin n \varphi \\
 & + \sum_{n=2}^{\infty} \left[- \frac{m+1}{m} \cdot n \cdot c_n \cdot r^{n-1} - \left(n \frac{m+1}{m} + 4 \right) \cdot d_n \cdot r^{n+1} \right. \\
 & \quad \left. - \frac{m+1}{m} \cdot n \cdot \gamma_n \cdot r^{-n-1} - \left(n \frac{m+1}{m} - 4 \right) \cdot \delta_n \cdot r^{-n+1} \right] \cos n \varphi
 \end{aligned}$$

A partir des déplacements on peut calculer les contraintes:
contraintes radiales:

$$\begin{aligned}
 \sigma_r = & \frac{a_0}{r^2} + 2 b_0 + c_0 (2 \lg r + 1) + \left(\frac{a_1 + \beta_1}{r} + 2 b_1 r - \frac{2 \alpha_1}{r^3} \right) \cos \varphi \\
 & + \left(\frac{c_1 + \delta_1}{r} + 2 d_1 r - \frac{2 \gamma_1}{r^3} \right) \sin \varphi \\
 & + \sum_{n=2}^{\infty} [n(1-n) \cdot a_n \cdot r^{n-2} + (n-n^2+2) b_n r^n \\
 & \quad - n(n+1) \cdot \alpha_n \cdot r^{-n-2} - (n^2+n-2) \beta_n \cdot r^{-n}] \cos n \varphi \\
 & + \sum_{n=2}^{\infty} [n(1-n) \cdot c_n \cdot r^{n-2} + (n-n^2+2) \cdot d_n r^n \\
 & \quad - n(n+1) \cdot \gamma_n \cdot r^{-n-2} - (n^2+n-2) \cdot \delta_n \cdot r^{-n}] \sin n \varphi \tag{6}
 \end{aligned}$$

contraintes tangentielles:

$$\begin{aligned}
 \sigma_t = & -\frac{a_0}{r^2} + 2 b_0 + c_0 (2 \lg r + 3) + \left(6 b_1 r + \frac{2 \alpha_1}{r^3} + \frac{\beta_1}{r} \right) \cos \varphi \\
 & + \left(6 d_1 r + \frac{2 \gamma_1}{r^3} + \frac{\delta_1}{r} \right) \sin \varphi \\
 & + \sum_{n=2}^{\infty} [n(n-1) \cdot a_n \cdot r^{n-2} + (n+1)(n+2) \cdot b_n \cdot r^n \\
 & \quad + n(n+1) \cdot \alpha_n \cdot r^{-n-2} + (n-2)(n-1) \cdot \beta_n \cdot r^{-n}] \cos n \varphi \\
 & + \sum_{n=2}^{\infty} [n(n-1) \cdot c_n \cdot r^{n-2} + (n+1)(n+2) \cdot d_n \cdot r^n \\
 & \quad + n(n+1) \cdot \gamma_n \cdot r^{-n-2} + (n-2)(n-1) \cdot \delta_n \cdot r^{-n}] \sin n \varphi \tag{7}
 \end{aligned}$$

contraintes de cisaillement:

$$\begin{aligned} \tau = & \frac{\alpha_0}{r^2} + \left(2b_1 r - \frac{2\alpha_1}{r^3} + \frac{\beta_1}{r} \right) \sin \varphi \\ & - \left(2d_1 r - \frac{2\gamma_1}{r^3} + \frac{\delta_1}{r} \right) \cos \varphi \\ & + \sum_{n=2}^{\infty} [n(n-1) \cdot a_n \cdot r^{n-2} + n(n+1) \cdot b_n \cdot r^n \\ & \quad - n(n+1) \cdot \alpha_n \cdot r^{-n-2} - n(n-1) \cdot \beta_n \cdot r^{-n}] \sin n\varphi \\ & - \sum_{n=2}^{\infty} [n(n-1) \cdot c_n \cdot r^{n-2} + n(n+1) d_n \cdot r^n \\ & \quad - n(n+1) \cdot \gamma_n \cdot r^{-n-2} - n(n-1) \cdot \delta_n \cdot r^{-n}] \cos n\varphi \end{aligned} \tag{8}$$

Quand les lois générales des contraintes et des déplacements sont connues, il s'agit de déterminer les constantes à l'aide des conditions aux appuis, en égalant entre elles, pour les bords du cercle, les valeurs correspondantes de σ_r , éq. (6), et σ'_r , éq. (1), c'est-à-dire en identifiant les coefficients des termes trigonométriques correspondants.

Pour les extrémités radiales on ne peut formuler une condition que pour les déplacements des points extrêmes. Pour l'encastrement total de l'arc, la condition est que les extrémités ne subissent aucun déplacement. Lorsque l'encastrement est élastique, les déplacements des extrémités de l'arc doivent prendre les mêmes valeurs que les déplacements des points correspondants de la culée qui est sollicitée à des contraintes normales et à des contraintes de cisaillement dans la section d'encastrement de l'arc. Cette question est traitée dans la publication citée ci-dessus.

Afin de simplifier la méthode de calcul nous avons reporté à la fig. 3, pour les points A et B de l'arc, les déplacements radiaux et tangentiels ainsi que les allongements h_A de la corde intérieure de l'arc et les rotations ϑ de la section à la naissance.

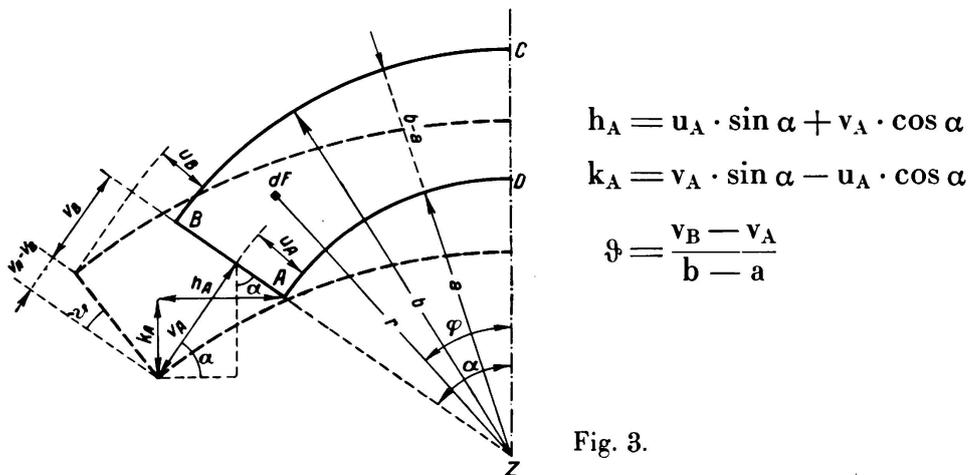


Fig. 3.

Les études théoriques furent contrôlées par des mesures sur modèles en cellulose.

La fig. 4 représente le modèle d'un arc de barrage élastiquement encastré, chargé sur la face extérieure par des pressions radiales.

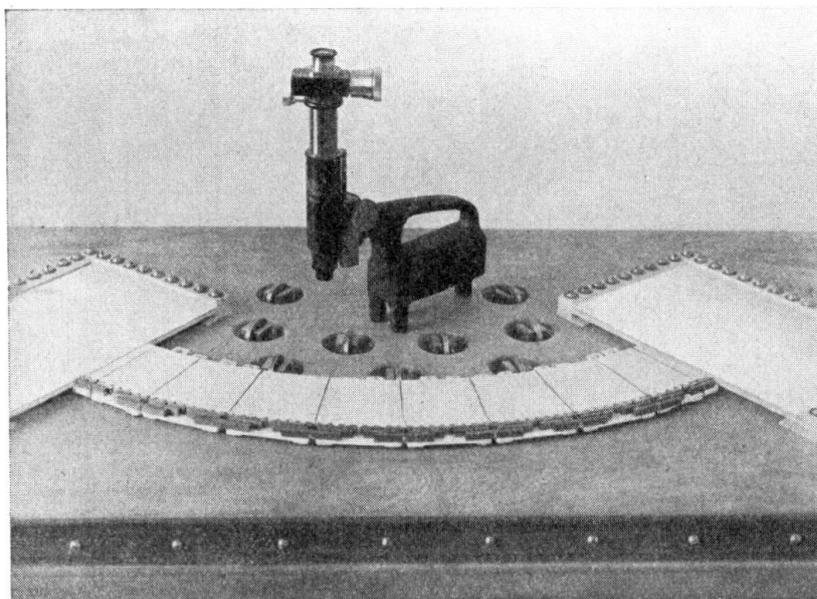


Fig. 4.

A la fig. 5 nous avons représenté les déplacements des extrémités, mesurés à l'aide du microscope. Nous avons reporté les valeurs obtenues pour les

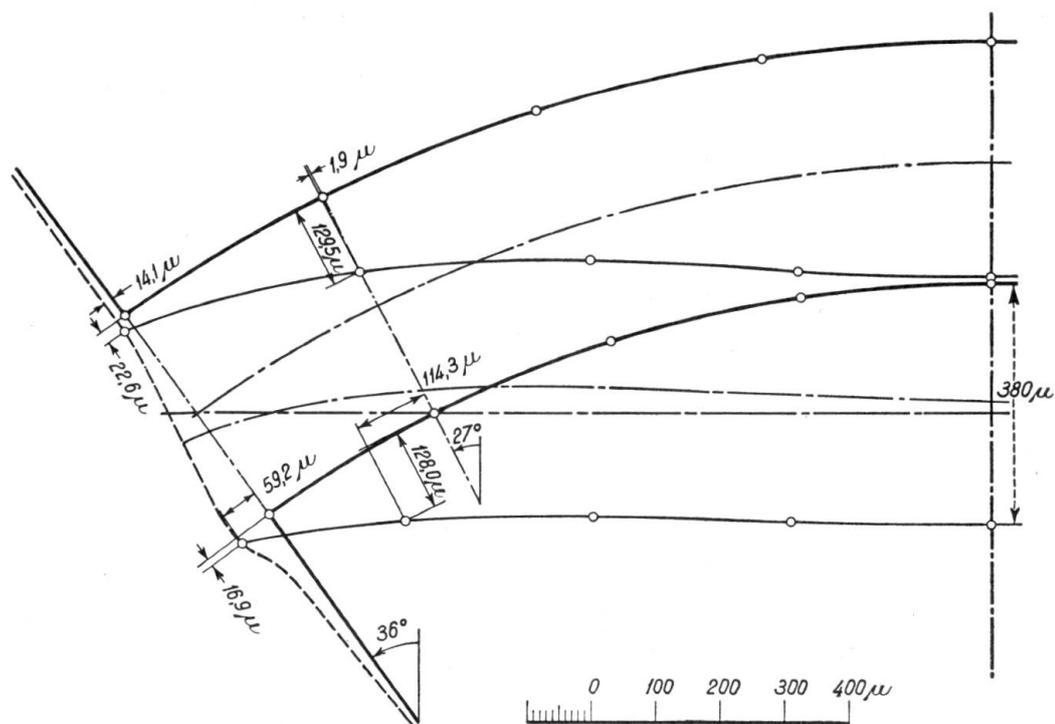


Fig. 5.

déplacements des deux sections $\varphi = 36^\circ$ et $\varphi = 27^\circ$. Si l'on calcule le fléchissement de la clé de l'intrados, en considérant par exemple les déplacements des

points extrêmes de la section $\varphi = 27^\circ$ comme déplacements des culées de l'arc élastiquement encastré en cette section, on constate que la valeur mesurée n'est

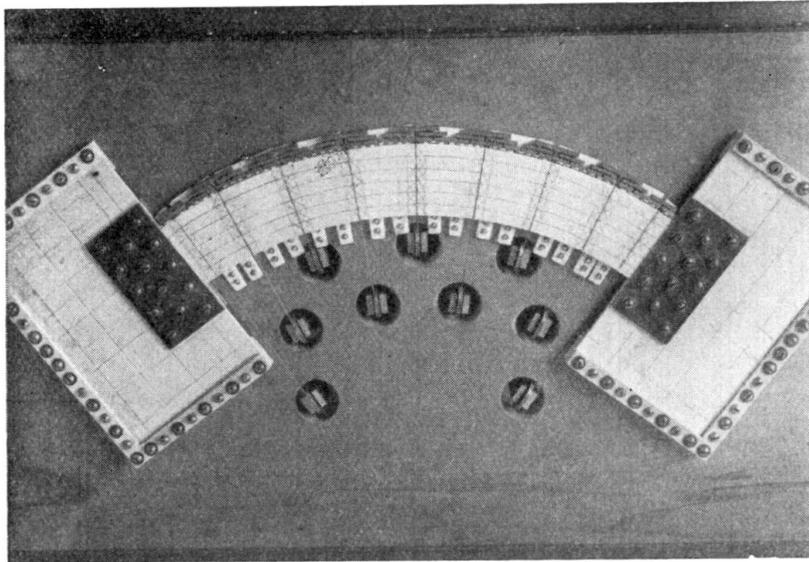


Fig. 6.

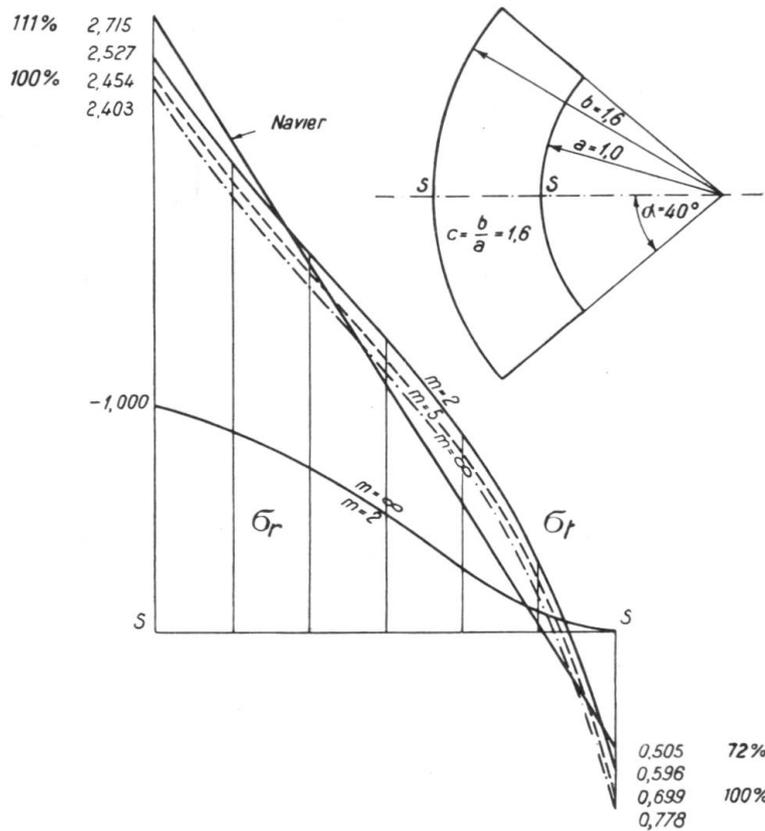


Fig. 7.

que de $\frac{1}{3}\%$ plus grande que la valeur calculée. Cette concordance suffit à justifier les bases théoriques du problème.

Si l'on calcule le fléchissement à la clé de l'intrados, en tenant compte des déplacements mesurés des points extrêmes de la section d'encastrement, le résultat s'écarte d'env. 4 % de la valeur d'essai. La fig. 7 montre le modèle de l'arc rigidement encasté. Si, dans ce cas, on admet que la loi des contraintes et des déformations est valable jusqu'au point d'encastrement, le calcul donne un fléchissement à la clé d'env. 15 % plus petit que le fléchissement mesuré. Les grandes déformations qui se produisent en réalité aux environs de l'encastrement résultent de la concentration de contraintes vers l'intrados. Les investigations² effectuées dans ce sens jusqu'à ce jour admettent un encastrement rigide.

Par un exemple d'arc de barrage soumis à la pression de l'eau, nous avons comparé les diagrammes des contraintes, donnés par la théorie exacte, avec les résultats de la solution approximative de Navier, qui seule jusqu'à présent servait au calcul des arcs élastiquement encastés. La fig. 7 fait en même temps ressortir l'influence sur les contraintes du nombre de Poisson m . La solution approximative donne, en admettant un nombre de Poisson $m = 5$ pour le béton, des contraintes de traction d'environ 28 % trop faibles à la clé.

² *M. Caquot*: Annales des Ponts et Chaussées, 1926, IV, juillet-août, p. 21; *R. Chambaud*: Génie Civil 1926 (vol. 99 et 100).

VI 6

Tuyaux de béton armé à parois épaisses. Propositions en vue d'améliorer leur rendement statique.

Dickwandige Eisenbetonleitungen. Vorschläge zur Verbesserung ihres statischen Wirkungsgrades.

Thick-Walled Reinforced Concrete Pipes: Proposals for Increasing their Statical Efficiency.

Dr. Ing. Dr. techn. W. Olszak,
Zivilingenieur, Katowice (Pologne).

L'utilisation très déféctueuse des matériaux est un fait caractéristique des constructions à parois épaisses — armées ou non — soumises à des forces normales, uniformément réparties sur tout le pourtour (fig. 1). Cela ressort clairement des formules connues de Lamé qui définissent l'état de tension dans ces ouvrages à parois épaisses, en admettant un comportement élastique-*isotrope*. On dimensionne la section d'un tuyau à paroi épaisse, d'un tunnel ou d'un puits du même genre, de façon que les *contraintes* maxima ne dépassent pas certaines valeurs considérées comme « admissibles »; cette méthode est encore prescrite dans la plupart des règlements officiels comme base du calcul statique. Par suite de la pointe que présente le diagramme des efforts tangentiels σ'_t sur le bord intérieur, pointe qui peut tout au plus atteindre la valeur admissible, $\sigma'_{t\max} = \sigma_{adm}$, on peut conclure que les autres parties de la section ne travaillent qu'à une très faible fraction de leur capacité¹ (fig. 2).

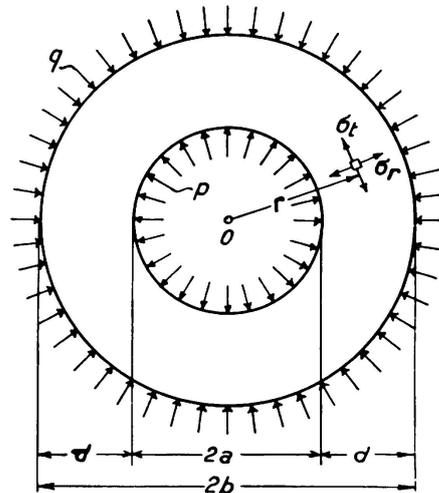


Fig. 1.

Disposition générale.

Si l'on ne base plus le dimensionnement sur les contraintes admissibles mais sur la valeur de la *sollicitation* encore admissible — procédé qui paraît préférable au premier du point de vue statique —, les conditions sont encore nettement plus défavorables dans certaines circonstances. La valeur de la sollicitation σ'_{red} (fig. 2) est donnée, dans les ouvrages soumis à une pression hydrostatique intérieure p , par une courbe plus raide que celle des contraintes tangentielles σ'_t . On le constate sans

¹ Les contraintes radiales σ'_r sont ici laissées de côté et le seront souvent dans la suite, car elles sont moins intéressantes.

difficulté lorsqu'on se représente l'allure des contraintes radiales σ'_r . La pointe de sollicitation que l'on obtient ainsi sur le bord intérieur $\sigma'_{red\ max}$ est très désavantageuse, non seulement pour le comportement statique de la construction, mais, dans les conduites forcées spécialement, parce qu'elle peut engendrer des phénomènes très dangereux. Des fissures et autres détériorations peuvent partir de cette pointe si la charge admise est dépassée, par suite d'un coup de bélier ou de tout autre phénomène.

Nous trouvons de telles conditions dans les *tuyaux* non armés et les constructions analogues à parois épaisses, qui peuvent être considérés comme des ouvrages *isotropes*. Ces ouvrages sont également élastiques dans toutes les directions et rien

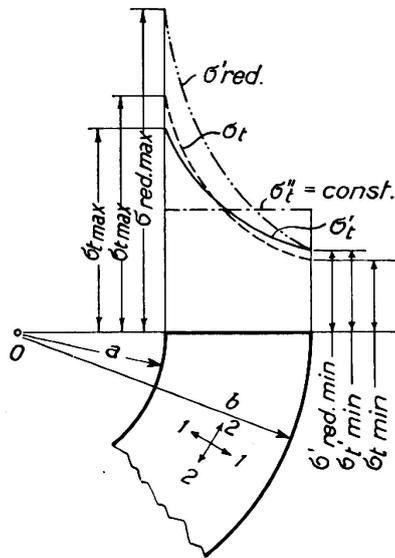


Fig. 2.

Distribution des contraintes tangentielles:

- σ'_t dans un matériau isotrope ($E_1 = E_2$)
- - - σ_t dans un matériau orthotrope (polairement ou cylindriquement) ($E_2 > E_1$)
- · - · - $\sigma''_t = \text{const.}$ pour une meilleure exécution (matériau inhomogène orthotrope) ($E_2 \text{ var.}$)
- · - · - σ'_{red} sollicitation dans un matériau isotrope.

n'empêche l'emploi des formules connues de Lamé, dont nous venons de parler. Ces phénomènes sont encore beaucoup plus défavorables lorsque l'on renforce la section par une *armature*. On prévoit une armature lorsque, par exemple, on veut avec certitude supprimer les contraintes de traction dans le béton des conduites forcées. Une armature est nécessaire lorsque la pression intérieure p ou la pression extérieure q ont une valeur élevée; on ne peut pas exagérer l'épaisseur des parois, pour des raisons simplement pratiques d'abord, car on aurait affaire à des éléments de construction trop lourds et trop peu maniables et ensuite parce que l'accroissement de résistance n'est pas proportionnel à l'accroissement d'épaisseur, au contraire, la résistance croît toujours plus lentement avec l'accroissement de l'épaisseur (par rapport au diamètre du tuyau). L'accroissement de la résistance aux forces normales internes ou externes ne serait proportionnel à l'épaisseur que si la distribution des efforts était telle que les contraintes tangentielles moyennes σ''_t gardaient la même valeur (en maintenant $\sigma'_{t\ max} = \sim \sigma_{adm}$) pour toutes les épaisseurs de parois ($\alpha = \frac{a}{b} = \text{valeur quelconque, en tenant compte des désignations introduites à la fig. 1}$). Mais nous savons que σ''_t décroît rapidement avec l'accroissement de l'épaisseur du tuyau. Pour l'exprimer numériquement, il suffit de faire le rapport de la contrainte moyenne de toute la section à la contrainte maxima de la section

$$\sigma''_t = \eta' \sigma'_{t\ max}. \quad (1)$$

Pour les tuyaux isotropes épais

$$\eta' = \frac{\sigma''_t}{\sigma'_{t \max}} = \left(\frac{ap}{b-a} \right) : \left(\frac{a^2 + b^2}{b^2 - a^2} p \right) = \alpha \frac{1 + \alpha}{1 + \alpha^2}, \quad (2)$$

lorsque, pour simplifier, on ne tient compte que de la pression normale interne p , c'est-à-dire lorsque $q = 0$.

Le « coefficient d'utilisation » ou le « rendement statique » η' d'une construction, ainsi que je désignerai cette valeur dans la suite, a été calculé au tableau I pour différentes relations $\alpha = \frac{a}{b}$:

Tableau I.

α	0,0	0,2	0,4	0,5	0,6	0,8	1,0
η'	0,00	0,23	0,48	0,60	0,71	0,88	1,00

Ce tableau montre que le matériau est d'autant moins bien utilisé que l'épaisseur est plus grande; l'économie d'une construction décroît donc avec l'augmentation de l'épaisseur. On voit que pour des parois d'épaisseur moyenne il y a déjà gaspillage de matériaux.

Il faut encore faire remarquer qu'une construction non armée est impossible dès que $p > \sigma_{adm}$ (resp. $q > \frac{\sigma_{adm}}{2}$) car, dans ce cas, il est impossible de réduire la pointe de tension au-dessous de $\sigma'_{t \max} = p$ (resp. $\sigma'_{t \max} = -2q$) même si l'épaisseur de la section est infinie ($\alpha = \frac{a}{b} = 0$).

On a donc recours dans la pratique à une armature d'acier que l'on répartit en plusieurs cercles concentriques (ordinairement au moins deux). On réduit ainsi la contrainte de traction (ou de compression) du béton dans le rapport $\frac{100}{100 + nF_2}$, si l'on désigne par F_2 le pourcentage d'armature périphérique et

par n le rapport des modules d'élasticité de l'acier et du béton $n = \frac{E_a}{E_b}$. Il se produit cependant un phénomène inverse, engendré par la moins grande compressibilité de l'élément dans ce sens tangentiel, c'est-à-dire par son *anisotropie*; la répartition des tensions devient encore plus irrégulière sur l'épaisseur de la paroi, la courbe des σ_t (fig. 2) devient donc plus inclinée. La pointe de tension sur le bord intérieur du tuyau devient plus grande et l'influence favorable de l'armature disparaît partiellement.

L'exposé mathématique de cette influence ne présente aucune difficulté. L'anisotropie (aeolotropie) introduite par l'armature peut être expliquée par le fait que le comportement élastique du matériau n'est pas le même dans les trois directions principales considérées dans les tuyaux à parois épaisses et autres constructions de béton armé du même genre. Ces trois directions sont données: 1° par la direction du rayon r (pourcentage d'armature F_1 , module d'élasticité E_1

et rapport m_1); 2° par la tangente t aux cercles concentriques, rapportée à l'axe du tuyau considéré comme origine (F_2, E_2, m_2) et 3° par la génératrice de la construction cylindrique (F_3, E_3, m_3). Par opposition à l'anisotropie linéaire-rectangulaire, que l'on appelle aussi « orthotropie », il règne dans notre tuyau une anisotropie curviligne que j'appellerai « orthotropie polaire » (pour les disques minces) et « orthotropie cylindrique » (pour les tuyaux ou cylindres de longueur finie ou infinie).²

Les modules d'élasticité de Young peuvent dans certains cas être fortement différents pour ces trois directions (E_1, E_2, E_3), de même que les nombres de Poisson ou coefficients de contraction (m_1, m_2, m_3). Ces constantes ne sont cependant pas indépendantes les unes des autres, au contraire, elles ont entre elles une relation très simple:

$$m_1 E_1 = m_2 E_2 = m_3 E_3 \quad (3)$$

La valeur de ce produit constant sera désignée dans la suite par l'abréviation M . Les modules d'élasticité transversale G n'ont pas d'importance dans ce qui suit.

Si les constantes d'élasticité ont des valeurs différentes dans les trois directions principales, il faut l'attribuer au mode d'exécution des tuyaux (méthode centrifuge) et avant tout au degré d'armature.

Désignons par F_i le pourcentage d'armature dans une direction i ($i = 1, 2, 3$); nous pouvons dire (en accord avec le Prof. Dr. Ing. *M. T. Huber*),³ que le module d'élasticité du complexe est dans cette direction

$$E_i = E_b \lambda_i \quad \text{où} \quad \lambda_i = 1 + (n - 1) \frac{F_i}{100}, \quad (4)$$

n étant le rapport E_a/E_b que nous connaissons déjà. De cette façon, le complexe irrégulièrement anisotrope est remplacé par un modèle idéal, régulièrement orthotrope. Cette simplification, très importante pour la considération claire et l'exposé numérique simple de ce qui suit, est d'autant plus exacte que l'armature est plus dense par rapport aux autres dimensions du corps. Il faudra agir avec circonspection à ce point de vue en transposant à la réalité les résultats acquis de la sorte.⁴

Les coefficients de contraction m_i ($i = 1, 2, 3$) sont plus difficiles à concevoir, d'abord parce que les résultats d'essais y relatifs sont très peu nombreux. Nous avons montré ailleurs (WO 17) comment il fallait évaluer ces valeurs m_i qui,

² Nous avons pensé primitivement traiter ici toute la question des disques polairement orthotropes et des tuyaux cylindriquement orthotropes. Du fait que l'on a limité l'ampleur des différentes contributions, je me suis décidé à réserver pour une autre publication l'étude complète de cette question („Beiträge zur Statik von polarorthotropen Scheiben und zylinderorthotropen Rohren“, *Der Bauingenieur* 1936, N° 31/32). Dans la présente étude je me référerai souvent à cette publication que je désignerai par l'abréviation (WO 17).

³ *M. T. Huber*: Probleme der Statik technisch wichtiger orthotroper Platten. Académie des sciences techniques, Varsovie 1929, p. 13.

⁴ Pour concevoir avec exactitude cette discontinuité du point de vue de la théorie de l'élasticité, il faudrait abandonner le modèle anisotrope, homogène, plus simple, pour traiter le problème comme un problème spatial (symétrique par rapport aux axes) de la liaison inhomogène de deux composants isotropes, un peu comme le Dr. Ing. *A. Freudenthal* a traité la question des colonnes frettées („Verbundstützen für hohe Lasten“, Berlin 1933). Pour ceux que la question intéresse et que le travail nécessaire n'effraie pas, ce serait une occupation du plus haut intérêt.

comme nous le verrons, sont importantes pour déterminer l'état de tension et le degré de sollicitation des constructions complexes anisotropes que nous considérons.

Les états de tension et de déformation d'une construction cylindrique, soumise à des pressions intérieure et extérieure constantes, ne dépendent pas de l'ordonnée z : on se trouve donc en face d'un « problème plan » de la théorie d'élasticité. Nous avons admis ici une symétrie circulaire tant dans la disposition géométrique de la section que dans la répartition des forces extérieures, il en résulte que les états de tension et de déformation ne dépendent pas de l'angle au centre φ . La répartition des tensions n'est donc influencée que par une seule variable, le rayon r . Au lieu de dérivées partielles on a donc des différentielles totales.

Citons d'avance un résultat très important que nous avons obtenu : il ne faut pas confondre l'état plan de *déformation* avec l'état plan de *tension* dans un matériau anisotrope — ce qui est en opposition fondamentale avec les propriétés d'un matériau isotrope. Dans ce dernier cas, on peut souvent considérer indifféremment un disque prélevé à l'intérieur d'un cylindre infiniment long, de telle sorte que les surfaces avant et arrière d'une telle plaque ne peuvent se déformer qu'en elles-mêmes, sous l'effet de la contrainte exercée par les parties adjacentes, ou un disque semblable prélevé à l'extrémité libre du cylindre, c'est-à-dire qui peut se déformer en toute liberté. Dans ces deux cas, les rapports de tension sont toujours identiques dans les plans isotropes du disque (à l'exclusion des cas où les constantes du matériau sont à introduire dans la solution). On peut toujours traiter en même temps ces deux cas dans les milieux isotropes.⁵

Il n'en est plus ainsi dans un matériau anisotrope. Il faut tenir compte non seulement de la différence essentielle entre l'état plan de déformation et l'état plan de tension mais encore des écarts effectifs qui existent entre les différentes répartitions de tensions elles-mêmes.

Cependant dans la pratique on peut négliger cette différence sans hésitation parce que, comme nous le verrons bientôt, cette différence n'est donnée que par les « coefficients de structure » s et t , très peu différents l'un de l'autre, dans les équations des contraintes radiales et tangentielles, σ_r et σ_t . Le problème anisotrope plan doit être distinct pour des disques annulaires minces, pour des tuyaux de longueur finie et pour des tuyaux de longueur infinie. L'étude mathématique de ces problèmes doit également être différente.

Le manque de place ne nous permet pas d'exposer la méthode de calcul à adopter pour les différents cas et leurs variantes. Nous renvoyons le lecteur au travail (WO 17) cité à la note ²). Afin de mieux faire comprendre le résultat final, nous voulons montrer le chemin suivi pour le cas le plus simple du disque annulaire de faible épaisseur (profondeur).

Nous sommes partis de la condition d'équilibre

$$\sigma_t = \frac{d}{dr} [r\sigma_r] \quad (5)$$

⁵ cf. par ex. *Olszak*: „Der ebene Formänderungs- und Spannungszustand der Elastizitätstheorie“, Zeitschrift des Österr. Ingenieur- und Architekten-Vereines 1936, fasc. 15/16, où nous avons montré que ces deux cas limites plans pouvaient *toujours* être traités en même temps dans un matériau isotrope, même lorsqu'il s'agit de domaines fortement reliés entre eux ou lorsque les conditions aux appuis sont des déplacements (et non pas des contraintes).

d'un élément annulaire limité par deux coupes radiales voisines et deux cercles concentriques voisins.

Dans la plupart des cas de la pratique le disque annulaire est armé principalement dans la direction circulaire; le module d'élasticité dans cette direction, E_2 , est donc toujours plus grand que le module d'élasticité E_1 , dans le sens du rayon vecteur r , donc $E_2 > E_1$. Le calcul de E_2 se fait à l'aide de l'équation (4). (Les conditions peuvent être différentes, dans un volant par exemple où l'on peut avoir une armature radiale; dans ce cas la méthode reste en principe la même, les résultats numériques varient seulement d'une façon correspondante). Quant à l'influence des méthodes de préparation et de mise en oeuvre du béton, telles que la vibration et le procédé centrifuge, nous ne savons pas quelle est leur influence sur le rapport $\frac{E_2}{E_1}$ car aucun essai n'a été exécuté dans ce domaine.

En tenant compte du comportement élastique du matériau, différent dans les deux directions principales, curvilignes orthogonales « 1 » et « 2 », on peut écrire de la façon suivante les relations fondamentales entre les composantes de déformation et de tension que nous étudions et qui contiennent l'indétermination statique du problème élastique de tout milieu continu :

$$\left. \begin{aligned} \varepsilon_r &= \frac{du}{dr} = + \frac{1}{E_1} \sigma_r - \frac{1}{m_2} \frac{1}{E_2} \sigma_t, \\ \varepsilon_t &= \frac{u}{r} = - \frac{1}{m_1} \frac{1}{E_1} \sigma_r + \frac{1}{E_2} \sigma_t, \end{aligned} \right\} \quad (6)$$

où u est l'agrandissement du rayon.

On voit que nous avons complètement négligé la composante de tension σ_z , $\sigma_z = 0$, ce qui est important et caractéristique pour le cas considéré de l'état plan de tension (ou état quasi plan de tension, comme le désignent bien des savants)⁶ de la plaque (disque) de faible épaisseur (profondeur). Cet état se réalise avec d'autant plus d'exactitude dans la pratique que l'épaisseur du disque est plus faible par rapport aux autres dimensions. Il faut encore remarquer que toutes les tensions (σ , τ) et les déformations (ε) restent des moyennes calculées sur l'épaisseur du disque.

La résolution des équations (6) par rapport aux composantes de tension conduit aux équations suivantes de tension et d'allongement :

$$\left. \begin{aligned} \sigma_r &= \frac{M}{m_1 m_2 - 1} \left[\frac{u}{r} + m_2 \frac{du}{dr} \right], \\ \sigma_t &= \frac{M}{m_1 m_2 - 1} \left[m_1 \frac{u}{r} + \frac{du}{dr} \right]. \end{aligned} \right\} \quad (7)$$

Il ne reste plus qu'un pas à faire: introduire les valeurs ainsi obtenues (7) dans la condition d'équilibre (5); on obtient l'équation différentielle que voici pour le déplacement radial u :

$$\frac{d^2 u}{dr^2} + \frac{1}{r} \frac{du}{dr} - \frac{m_1}{m_2} \frac{u}{r^2} = 0. \quad (8)$$

⁶ cf. par ex. *H. Reißner* et *Fr. Strauch*: Ringplatte und Augenstab, Ing.-Archiv, 1933, p. 483.

L'intégrale de cette équation est:

$$u = Ar^s + Br^{-s}, \quad (9)$$

où

$$s = \sqrt{\frac{m_1}{m_2}} = \sqrt{\frac{E_2}{E_1}} \quad (10)$$

mais il faut encore l'adapter aux conditions aux bords:

$$\sigma_r = \begin{cases} -p \\ -q \end{cases} \text{ pour } r = \begin{cases} a \\ b \end{cases} \quad (11)$$

Après un long calcul, dans lequel on a introduit la coordonnée radiale « réduite » $\rho = \frac{r}{b}$ (sans dimensions), on arrive aux contraintes cherchées, qui ont la forme⁷

$$\left. \begin{aligned} \sigma_r &= \frac{1}{1 - \alpha^{2s}} \left\{ \rho^{s-1} [p\alpha^{s+1} - q] - \left(\frac{\alpha}{\rho}\right)^{s+1} [p - q\alpha^{s-1}] \right\}, \\ \sigma_t &= \frac{s}{1 - \alpha^{2s}} \left\{ \rho^{s-1} [p\alpha^{s+1} - q] + \left(\frac{\alpha}{\rho}\right)^{s+1} [p - q\alpha^{s-1}] \right\}. \end{aligned} \right\} \quad (12)$$

α représente ici le rapport que nous avons introduit précédemment, $\alpha = \frac{a}{b}$, qui caractérise d'une manière parfaite l'aspect de la section.

On peut facilement contrôler qu'en posant $E_1 = E_2$, c'est-à-dire $s = 1$, on passe aux formules de Lamé, valables pour un corps isotrope; ces formules deviennent donc un cas particulier.

Le cas très intéressant d'une seule pression intérieure p , uniformément répartie, ($q = 0$), conduit aux expressions

$$\left. \begin{aligned} \sigma_r &= \frac{1}{1 - \alpha^{2s}} \left(\frac{\alpha}{\rho}\right)^{s+1} [\rho^{2s} - 1], \\ \sigma_t &= \frac{s}{1 - \alpha^{2s}} \left(\frac{\alpha}{\rho}\right)^{s+1} [\rho^{2s} + 1], \end{aligned} \right\} \quad (13)$$

qui, avec $s = 1$ (c'est-à-dire $E_1 = E_2$), deviennent également les formules générales connues des tuyaux sous pression à parois épaisses isotropes.

Comme valeurs caractéristiques des composantes de tension que nous venons d'écrire, nous allons considérer les valeurs aux bords des contraintes tangentielles. Pour le bord intérieur, $r = a$, nous obtenons avec $\rho = \alpha$ la plus forte contrainte de la section

$$\sigma_{t, r=a} = s \frac{1 + \alpha^{2s}}{1 - \alpha^{2s}} p, \quad \left(\sigma'_{t, r=a} = \frac{1 + \alpha^2}{1 - \alpha^2} p \right); \quad (14)$$

cette expression est toujours positive, nous avons donc de la traction. Pour la fibre extrême extérieure, $r = b$, nous avons avec $\rho = 1$

$$\sigma_{t, r=b} = 2s \frac{\alpha^{s+1}}{1 - \alpha^{2s}} p, \quad \left(\sigma'_{t, r=b} = 2 \frac{\alpha^2}{1 - \alpha^2} p \right). \quad (15)$$

⁷ On peut arriver aux mêmes résultats par une voie un peu différente, en introduisant une fonction de tension de laquelle on peut tirer toutes les composantes de tension par de simples différentiations.

Si l'on compare les résultats ainsi obtenus avec les contraintes aux bords, valables pour un matériau isotrope⁸ (valeurs que nous donnions entre parenthèses pour simplifier la comparaison), on constate que la fibre extérieure, avec ses environs, est déchargée dans un tuyau armé, donc orthotrope, par rapport à une construction non armée ($\sigma_{t,r=b} < \sigma'_{t,r=b}$); par contre la dangereuse pointe de tension au bord intérieur peut encore croître dans une proportion importante ($\sigma_{t,r=a} > \sigma'_{t,r=a}$) dans le cas le plus fréquent d'anisotropie ($E_2 > E_1$; $s > 1$).

Il en est ainsi dans le cas du disque annulaire de faible épaisseur (profondeur) que nous venons d'étudier, c'est-à-dire dans le cas de l'état plan de tension; les conditions sont encore plus défavorables pour un tuyau de longueur finie ($\epsilon_z = k = \text{const} \neq 0$) et de longueur infinie ($\epsilon_z = k = 0$). Sans vouloir entrer dans le détail du calcul des états de tension et de déformation de ces deux variantes — par suite du manque de place nous renvoyons le lecteur aux chapitres III et IV du travail déjà cité (WO 17) — nous voulons cependant en donner le résultat. Par un raisonnement semblable à celui que nous avons fait précédemment, on arrive à la constatation très intéressante que la forme des composantes de tension σ_r et σ_t est exactement la même que celle des équations (12); la seule différence est que le nombre s (éq. 10) qui se présente en facteur et en exposant, est ici remplacé par l'expression:

$$t = \sqrt{\frac{m_1 m_3 - 1}{m_2 m_3 - 1}} \quad (16)$$

Par contre, au lieu de la valeur caractéristique $\sigma_z = 0$, on a ici la fonction:

$$\sigma_r = \frac{1}{m_3} (\sigma_r + \sigma_t + kM) \quad (17)$$

qui détermine les contraintes qui agissent dans le sens longitudinal et engendrent une déformation purement plane des différentes lamelles.

Dans la pratique on a toujours l'inégalité

$$t \geq s \geq 1. \quad (18)$$

On voit que dans le cas d'un élément de construction cylindrique (d'une longueur quelconque), c'est-à-dire lorsque l'on a un état plan de *déformation*, l'irrégularité dans la distribution des tensions est encore plus marquante (même dans une mesure pratiquement incontrôlable) que dans les disques annulaires minces, c'est-à-dire dans le cas d'un état plan de *tension*.⁹

⁸ Les valeurs données sans indice sont valables pour un matériau orthotrope tandis que celles caractérisées par un ' se rapportent à une structure isotrope. L'indice " que nous avons déjà employé dans les équations (1) et (2) et que nous utiliserons souvent encore se rapporte au cas idéal G des contraintes tangentielles uniformément réparties sur toute section radiale.

⁹ Le cas spécial, où dans l'équation (18) le signe d'égalité est exceptionnellement valable, est traité avec plus de détails dans la publication (WO 17). Toutefois on constate que les valeurs s et t peuvent être considérées comme une mesure de l'écart par rapport à un matériau à structure isotrope — ce cas correspond à la valeur 1. Ces deux valeurs peuvent être en quelque sorte considérées comme des caractéristiques de la structure.

Les tableaux II et III donnent un aperçu des résultats acquis jusqu'à ce jour. Au tableau II nous indiquons les valeurs s et t pour une structure polairement et cylindriquement orthotrope; nous avons admis $n = \frac{E_a}{E_b} = 10$. [Pour la conception numérique de m_1 , m_2 et m_3 , voir (WO 17)]. On voit que la différence entre s et t est minime (même si, comme nous l'avons dit tout à l'heure, il est nécessaire *en principe* de faire une distinction).

Tableau II.

F_2 en %	λ_2	s	t
0	1,00	1,000	1,000
1	1,09	1,043	1,044
2	1,18	1,086	1,088
3	1,27	1,127	1,130
4	1,36	1,166	1,170
5	1,45	1,204	1,210
7	1,63	1,277	1,286
10	1,90	1,378	1,393

Tableau III.

s, t		1,00				1,20				1,50				G	
α	ρ	S'	D°/o	A°/o	U°/o	S	D°/o	A°/o	U°/o	S	D°/o	A°/o	U°/o	S''	U°/o
0,00	α 1	1,00 0,00	± 0	$+\infty$ ± 0	∞	1,20 0,00	$+ 20$ ± 0	$+\infty$ ± 0	∞	1,50 0,00	$+ 50$ ± 0	$+\infty$ ± 0	∞	0,00	± 0
0,25	α 1	1,13 0,13	± 0	$+ 239$ $- 61$	300	1,29 0,12	$+ 14$ $- 8$	$+ 287$ $- 64$	351	1,55 0,10	$+ 37$ $- 23$	$+ 365$ $- 70$	435	0,33	± 0
0,50	α 1	1,67 0,67	± 0	$+ 67$ $- 33$	100	1,76 0,64	$+ 5$ $- 4$	$+ 76$ $- 36$	112	1,93 0,60	$+ 16$ $- 10$	$+ 93$ $- 40$	133	1,00	± 0
0,75	α 1	3,57 2,57	± 0	$+ 19$ $- 14$	33	3,62 2,56	$+ 1$ $- 1$	$+ 21$ $- 15$	36	3,69 2,53	$+ 3$ $- 2$	$+ 23$ $- 16$	39	3,00	± 0
0,90	α 1	9,54 8,54	± 0	$+ 6$ $- 5$	11	9,56 8,54	$+ 0,2$ $\sim 0,0$	$+ 6$ $- 5$	11	9,58 8,51	$+ 0,4$ $- 0,4$	$+ 7$ $- 5$	12	9,00	± 0
1,00	α 1	∞	± 0	± 0	0	∞	± 0	± 0	0	∞	± 0	± 0	0	∞	± 0

Les relations rassemblées au tableau III sont très importantes. Ce tableau permet de comparer les contraintes existant dans un corps isotrope ($S' = \sigma'_t/p$) et les contraintes dans un corps orthotrope ($S = \sigma_t/p$); dans les dernières colonnes nous avons considéré le cas que nous allons traiter dans la suite et caractérisé par une répartition tout-à-fait uniforme des contraintes tangentielles

$S'' = \sigma''_t/p = \frac{a}{b-a} = \frac{\alpha}{1-\alpha}$ dans chaque section radiale. Nous avons admis que seule agissait une pression interne hydrostatique p , c'est-à-dire $q = 0$.

Au tableau III nous avons porté, pour différents types de section ($\alpha = \frac{a}{b} = 0, 1/4, 1/2, 3/4, 9/10, 1$) les contraintes au bord intérieur ($\rho = \alpha$) et au bord extérieur ($\rho = 1$). A la colonne D, nous avons indiqué en pourcent la différence par rapport aux valeurs calculées d'après les formules de Lamé, c'est-à-dire pour un matériau isotrope. Nous donnons à la colonne A la différence positive (+) ou négative (—) par rapport au cas idéal d'une distribution parfaitement uniforme des contraintes S'' . En additionnant les différences A on obtient le coefficient d'inégalité U que nous avons indiqué dans la colonne correspondante; ce coefficient donne une idée très claire du degré de la mauvaise distribution des contraintes dans les constructions à parois épaisses exécutées de la façon usuelle. La distribution des contraintes est d'autant plus mauvaise que l'épaisseur des parois est plus grande (c'est-à-dire que α est faible) et que l'armature est forte (c'est-à-dire que s et t sont grands).

Avec l'accroissement de l'épaisseur et de l'armature, les contraintes internes se concentrent sur une zone de plus en plus étroite; le bord intérieur devient de plus en plus sollicité et les parties extérieures de la section ne travaillent plus.

Dans le cas limite d'une armature très forte (inextensible) $\left(\frac{E_2}{E_1} \rightarrow \infty\right)$, la fibre intérieure, sollicitée au-dessus de toute limite, devrait à elle seule exercer toute la résistance.

La colonne D montre la faute que l'on commet en calculant et en dimensionnant les ouvrages orthotropes d'après les formules simples de Lamé, seules employées dans la pratique jusqu'à ce jour. Dans les constructions spéciales telles que les tuyaux de béton armé pour installations de remblayage hydraulique¹⁰ (pressions de 20 atmosphères et plus) les parois et l'armature doivent être très fortes; l'erreur de calcul peut atteindre dans certains cas 15, 20 et même 30 %. C'est une erreur, dans de tels cas, que de se baser sur des méthodes de calcul simples mais inexactes, car cette simplicité est acquise aux *dépens* de la *sécurité* à la fissuration et à la rupture.

Le rendement η des tuyaux armés et autres constructions du même genre en béton armé, est encore beaucoup plus mauvais que celui des ouvrages non armés. Les valeurs η sont toujours plus faibles que les valeurs η' données au tableau I.

Les considérations exposées jusqu'à présent nous poussent à étudier la construction de tuyaux à parois épaisses et autres ouvrages cylindriques identiquement sollicités desquels soit éliminée complètement la mauvaise répartition des contraintes (mauvaise utilisation du matériau, danger de fissuration et de rupture partant de l'intérieur, etc.).

En fait, est-il possible d'obtenir, par un moyen simple, de telles constructions possédant a priori l'élasticité désirée, de telle sorte que le but poursuivi soit

¹⁰ W. Olszak: „Eisenbetonrohre für Spülversatzzwecke“. Zement 1935, N^o. 14, 15 et 16.

atteint, c'est-à-dire que l'on puisse exécuter suivant une méthode tout-à-fait nouvelle et parfaite des ouvrages à parois épaisses.

On serait tenté, à première vue, de déplacer l'armature vers la concentration de tensions, le long du bord intérieur. Ce serait absolument faux. Il est vrai que l'augmentation de la pointe de tension au bord intérieur, accompagnée d'un soulagement des parties extérieures du tuyau à paroi épaisse ce qui correspond donc à un accroissement de l'inclinaison de la courbe des contraintes tangentielles, produit un déplacement vers l'intérieur du centre de gravité de la surface des tensions. Ainsi que nous l'avons déjà exposé, ce déplacement est d'autant plus grand que l'armature du tuyau est plus forte.

Mais en voulant remédier à cette transformation défavorable des tensions en augmentant l'armature circulaire du côté intérieur de la section, c'est-à-dire en faisant coïncider le centre de gravité de l'armature avec le centre de gravité de la surface des tensions, on ne fait qu'augmenter la concentration des forces vers l'intérieur du tuyau et la pointe de tension, déjà défavorable, devient plus grande encore. En effet, tous les systèmes hyperstatiques travaillent de telle sorte que les parties les « plus fortes », c'est-à-dire les plus rigides, supportent la plus grande partie des forces.

Ce fait nous conduit à une disposition exactement opposée: à augmenter l'armature vers l'extérieur. En relevant le module d'élasticité E_2 dans les parties extérieures de la section nous voulons faire participer ces dernières à la transmission des efforts de telle sorte que — dans le cas idéal — chaque fibre du tuyau soit également sollicitée, c'est-à-dire soit également tendue pour une pression hydrostatique intérieure p .

Nous retournons donc le problème; jusqu'à présent nous avons calculé les états de tension et de déformation d'un corps dont les propriétés élastiques nous étaient connues a priori. Maintenant nous nous prescrivons un certain état de tension et nous voulons déterminer les propriétés élastiques encore inconnues compatibles avec la répartition choisie des contraintes.

Dans les constructions de béton armé il est relativement facile de modifier à volonté les propriétés élastiques du corps; on travaille en effet avec deux composants à structure fortement différente du point de vue élastique: le béton et l'acier. Le choix approprié des sections agissantes permet d'atteindre facilement le but poursuivi: la meilleure exécution du complexe.

Nous ne pouvons pas nous étendre sur les détails du calcul car plusieurs chemins conduisent au but. La résolution du problème dépend beaucoup moins des valeurs absolues d'élasticité que de leur rapport, c'est-à-dire de l'allure de E_2/E_1 . On peut soit maintenir E_1 fixe et modifier E_2 , soit au contraire faire varier E_1 tout en gardant E_2 constant, soit encore modifier réciproquement des deux valeurs. Le cas que nous avons considéré jusqu'à présent de l'orthotropie polaire et cylindrique (homogène) sera remplacé par celui de l'orthotropie inhomogène.

Pour plus de détails à ce sujet nous renvoyons le lecteur à un travail que nous allons publier sous peu et que nous citerons encore au moyen de l'abréviation (WO 19).¹¹ Nous ne voulons qu'indiquer le résultat obtenu pour le cas le plus

¹¹ Paru durant l'impression de ce volume dans la revue polonaise «Czasopismo Techniczne» 1937, N° 1, 2, 3, 4, 5, 6.

simple et le plus pratique où l'effet désiré est atteint en renforçant l'armature vers l'extérieur tout en maintenant $E_1 = E_b$ constant.

En partant du principe de l'égalisation complète des contraintes tangentielles le long de chaque section radiale, posons

$$\sigma''_t = \frac{d}{dr} [r \cdot \sigma''_r] = \text{const.} = C = \frac{ap - bq}{b - a}. \quad (19)$$

L'intégration de cette fonction nous donne la distribution des tensions radiales correspondantes

$$\sigma''_r = C + \frac{D}{r}, \quad (20)$$

où la constante d'intégration D doit satisfaire à la condition (11). Cette condition (11) est remplie avec

$$D = ab \frac{q - p}{b - a}. \quad (21)$$

Considérons maintenant la relation entre l'état de tension et l'état de déformation. Pour simplifier, considérons d'abord le cas du disque annulaire de faible épaisseur (profondeur), — c'est-à-dire le cas de l'état plan de *tension* —; le groupe d'équations (6) est tout-à-fait valable si nous considérons E_2 comme une fonction du rayon vecteur, $E_2 = E_2(r)$, et non plus comme une constante.

En nous servant en outre de la première des relations (3), — hypothèse *entièrement* satisfaite dans le cas traité précédemment de l'orthotropie polaire et cylindrique, dont la validité dans ce cas devrait être contrôlée, mais qui, provisoirement, sera admise comme satisfaisante et admissible, — nous pouvons déterminer la fonction de E_2 .

Nous avons simplement

$$E_2 = E_b \cdot \lambda''_P, \quad (22)$$

où

$$\lambda''_P = \frac{\rho}{A_P + \rho + \frac{1}{b} \frac{D}{C} \ln \rho}. \quad (23)$$

Si l'on considère par contre un tuyau de longueur infinie, on peut se baser sur un état plan de *déformation* et la solution devient

$$E_2 = E_b \cdot \lambda''_R, \quad (24)$$

où

$$\lambda''_R = \frac{\rho}{A_R + \rho + \frac{1}{b} \frac{D}{C} \left(1 - \frac{1}{m_1 m_3}\right) \ln \rho}. \quad (25)$$

Afin d'éviter une série infinie, les valeurs A_P et A_R seront déterminées par les expressions approximatives satisfaisantes [cf. (WO 19)]:

$$A_P = - \frac{(n-1) F''_2}{100 + (n-1) F''_2} \frac{1+\alpha}{2} - \frac{1}{b} \frac{D}{C} \ln \frac{1+\alpha}{2}, \quad (26)$$

$$A_R = - \frac{(n-1) F''_2}{100 + (n-1) F''_2} \frac{1+\alpha}{2} - \frac{1}{b} \frac{D}{C} \left(1 - \frac{1}{m_1 m_3}\right) \ln \frac{1+\alpha}{2}. \quad (27)$$

L'armature circulaire f''_2 doit se monter à

$$f''_2 = \frac{100}{n-1} (\lambda'' - 1) \quad (28)$$

ou λ'' , suivant le problème considéré, prend la valeur (23) ou (25). La relation suivante doit toujours être valable:

$$\frac{1}{b-a} \int_a^b f''_2 \cdot dr = F''_2. \quad (29)$$

Naturellement, la fonction $E_2 = E_1 \cdot \lambda''$ ne peut pratiquement pas être plus petite que E_b (donc λ'' ne peut pas être plus petit que 1) car nous ne pouvons qu'*augmenter* le module d'élasticité du complexe par rapport à E_b en renforçant l'armature; nous pouvons donc rendre le complexe « plus dense » alors qu'il nous est impossible de le rendre « moins dense ». La méthode est donc soumise à une limite pratique qui, à titre de renseignement est donnée par $\alpha = \frac{a}{b} \geq (0,6 \text{ à } 0,8)$, suivant l'armature F''_2 . Il est rare que l'on ait dans la pratique des constructions à parois plus épaisses que ne l'indique l'inégalité ci-dessus, c'est-à-dire plus épaisses que $(0,4 \text{ à } 0,2) b$. En cas de nécessité on peut toujours avoir recours au moyen plus compliqué de la variation de E_1 . On arrive donc à la conclusion qu'il est toujours possible d'obtenir une égalisation favorable des tensions dans tous les cas qui peuvent pratiquement se présenter.

Prenons comme exemple le cas d'une conduite forcée d'aspect $\alpha = \frac{a}{b} = 0,6$; on peut améliorer son rendement en répartissant d'une manière appropriée son armature circulaire.

On a

$$E_2 \cong \frac{\rho}{0,510 + \rho - \ln \rho},$$

$$f''_2 \cong \frac{100}{n-1} \left(\frac{\rho}{0,510 + \rho - \ln \rho} - 1 \right).$$

Ainsi que le montre la fig. 3, E_2 croît à peu près linéairement; au bord intérieur on a $E_{2,r=a} \cong E_b$ et la valeur maxima de E_2 est atteinte au bord extérieur, $E_{2,r=b} = 2,04 E_b$. La courbe de f''_2 est également à peu près linéaire avec les valeurs $f''_{2,r=a} = 0$ et $f''_{2,r=b} = 7,4\%$ (en posant $n = 15$). La position du centre de gravité du diagramme de f''_2 divise l'épaisseur de la paroi en trois parties à peu près égales; le centre de gravité de l'armature doit se trouver à la distance $\frac{2}{3} d = \frac{2}{3} (b-a)$ du bord intérieur.

La répartition de l'armature sera choisie d'une façon semblable à celle que nous adoptons pour la répartition de l'armature de cisaillement tirée du diagramme des efforts de cisaillement dans les poutres de béton armé. Il est bon de

choisir un grand nombre de fers de petit diamètre afin d'obtenir ainsi une liaison aussi continue que possible. Les fers seront placés aux centres de gravité

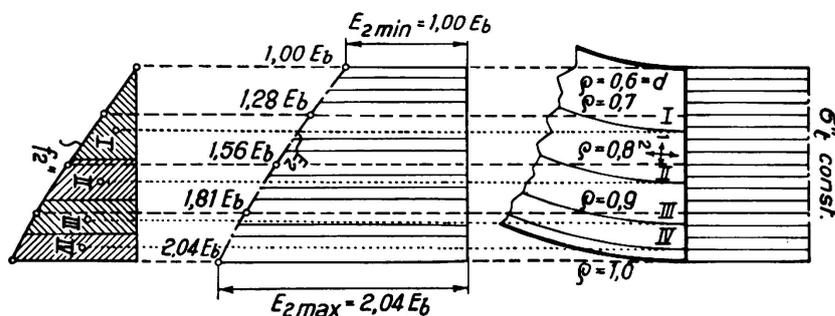


Fig. 3.

On a obtenu une répartition uniforme des contraintes tangentielles, $\sigma''_t = \text{const.}$ en modifiant d'une façon correspondante le module tangentielle E_2 . On en a tiré le diagramme d'armature f''_2 qui permet de déterminer la position des cercles d'armature I, II, III et IV.

de la surface de f''_2 divisée en un nombre correspondant de champs. C'est ce que nous avons fait à la fig. 3 pour 4 ronds de même diamètre. Pour plus de détails sur le pourcentage total d'armature F''_2 (29), voir (WO 19).

Nous pouvons maintenant faire un pas de plus. On sait que la contrainte admissible du complexe dépend entre autres du pourcentage d'armature. Celui-ci croît vers l'extérieur dans la solution améliorée que je propose. On peut donc admettre un certain accroissement de la contrainte admissible vers l'extérieur, correspondant au degré d'armature. Ce cas est analogue à celui que nous venons de traiter, il suffit de remplacer l'équation fondamentale (19) par la suivante:

$$\sigma_t''' = \sigma_{b \text{ adm}} \left[1 + n \frac{f_2'''}{100} \right] = \sigma_{b \text{ adm}} \frac{1}{n-1} \left[n \frac{E_2}{E_1} - 1 \right], \quad (30)$$

où

$$E_2 = E_b \cdot \lambda''', \quad f_2''' = \frac{100}{n-1} (\lambda''' - 1).$$

Nous ne voulons pas nous arrêter plus longtemps à ce problème spécial. Contrairement aux cas traités jusqu'à présent de la conservation des contraintes admissibles, il est plus important que la valeur de la sollicitation de la construction soit la même en chaque point, c'est-à-dire que l'ouvrage à parois épaisses présente en chaque point le même degré de sécurité vis-à-vis de la fissuration et de la rupture. Ce n'est ni par la condition (19), ni par la condition plus précise (30) que nous l'obtiendrons, il faut dans ce cas partir d'une hypothèse déterminée de sollicitation.

Nous pouvons nous servir ici soit de l'hypothèse de la contrainte de cisaillement de Guest-Mohr, soit de l'hypothèse de l'énergie de déformation de Huber. Au

lieu de (19) et (30) on a la condition que les contraintes « réduites » doivent avoir des valeurs invariables :

$$\sigma_{\text{red}}'''' = \sigma_t'''' - \sigma_r'''' = \text{const}, \quad (31)$$

ou

$$\sigma_{\text{red}}'''' = \sqrt{(\sigma_r'''')^2 + (\sigma_t'''')^2 + (\sigma_z'''')^2 - \sigma_r'''' \sigma_t'''' - \sigma_t'''' \sigma_z'''' - \sigma_z'''' \sigma_r''''} = \text{const}. \quad (32)$$

On obtient ainsi une solution idéale à tous points de vue; au point de vue statique (sécurité à la rupture), au point de vue pratique (sécurité à la fissuration), au point de vue économique (économie de matériau¹²). La place nous manque pour exposer ici pourquoi $\lambda'''' = \frac{E_2}{E_1}$ et la répartition de l'armature (fonction f_2'''') nous nous réservons de le publier ailleurs.

Le rendement statique η'' — contrairement aux maigres valeurs η et η' — se monte toujours à $\eta'' = 1 = 100\%$ dans les constructions améliorées suivant mes propositions, indépendamment de l'épaisseur des parois, ce qui explique l'économie de matériau que nous indiquons ci-dessous.

dimensions α et le pourcentage d'armature F_2) plus grand que dans les mêmes conduites exécutées suivant l'ancienne méthode est de 20, 50, 100 % et même plus (suivant le rapport des dimensions α et le pourcentage d'armature F_2) plus grand que dans les mêmes conduites exécutées suivant la méthode perfectionnée que je propose [cf. (WO 19)].

VI 7

Utilisation des précontraintes dans les barrages.

Anwendung der Vorspannungen auf Staumauern.

The Application of Pre-Stressing in Dams.

M. Coyne,

Ingénieur en Chef des Ponts et Chaussées, Paris.

Nous avons signalé dans le 1^{er} volume de « Mémoires » de l'A.I.P.C. (1932) l'intérêt de certaines applications de la synthèse statique des constructions à la consolidation d'anciens barrages, et nous avons rendu compte des travaux projetés en Algérie, sur nos suggestions dans cet ordre d'idées (consolidation du barrage des Cheurfas). On en était encore à la période des essais préliminaires. Depuis lors, ces travaux ont abouti avec un plein succès et méritent d'être commentés devant le Congrès.

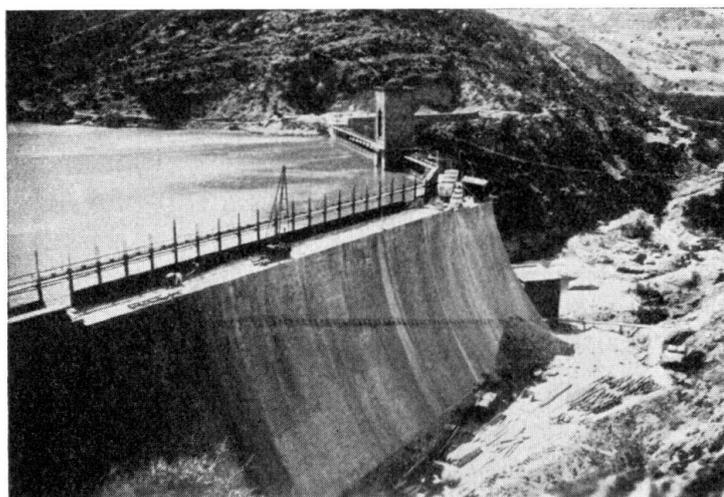


Fig. 1.

Barrage des Cheurfas.

Le barrage des Grands Cheurfas, situé sur l'Oued Mékerra à 20 kilomètres à l'amont de Saint-Denis-du Sig (Département d'Oran, Algérie), fut construit en 1880—1882 pour assurer les irrigations de la riche plaine du Sig (nom que prend la Mékerra dans la basse partie de son cours). C'est un barrage-poids en maçonnerie de moellons, de 30 mètres de hauteur au maximum (fig. 1).

Il est de la famille de ces barrages-poids français créés au cours du siècle dernier, et dont la marge de sécurité est parfois très faible. Plusieurs d'entre eux

se sont rompus, Bouzey notamment, et aussi, plus près de nous, le barrage de l'Oued Fergouz ou de l'Habra. C'est même à la suite de ce dernier accident que le Gouvernement Général de l'Algérie prit le parti de renforcer le profil du barrage des Cheurfas.

Le procédé adopté à cet effet consiste à fixer l'ouvrage au sol au moyen de tirants tendus, jouant en quelque sorte le rôle de vis ou de tire-fonds de grandes

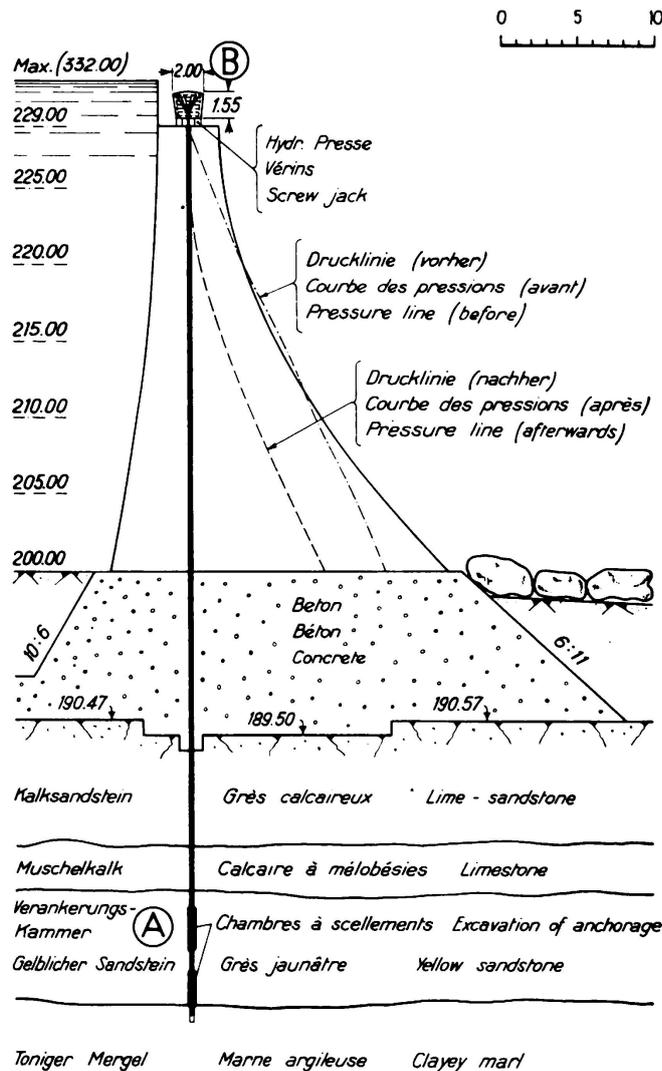


Fig. 2.

Effet des tirants tendus. Modification de la courbe des pressions.

dimensions. Si l'on imagine, en effet, un tel de ces tirants tendu entre le point A du sous-sol et le point B du couronnement du barrage, fig. 2, on peut, en faisant varier la force et le nombre des tirants, modifier à volonté la courbe des pressions, restituer à l'ouvrage le coefficient de sécurité convenable et, au besoin l'exhausser (l'exhaussement prévu aux Cheurfas est de 3 m). Il ne s'agit là, à première vue, que de la transposition d'une idée très simple, constamment appliquée dans la pratique courante. Mais la nouveauté réside dans l'échelle des

forces en jeu; chaque tirant, en effet, exerce sur le couronnement du barrage une force de 1000 tonnes, et comme il y en a 37 sur l'ouvrage, on arrive de la sorte à constituer un lest artificiel, équivalent, en gros, au tiers du poids naturel de la construction et à la moitié de la poussée de l'eau. On dispose ainsi, à gré, de la courbe des pressions à laquelle on impose une déviation énorme dans le sens de la sécurité.

Il va sans dire que le maniement de forces pareilles a exigé une longue et délicate mise au point, d'autant mieux que le sous-sol du barrage est très médio-

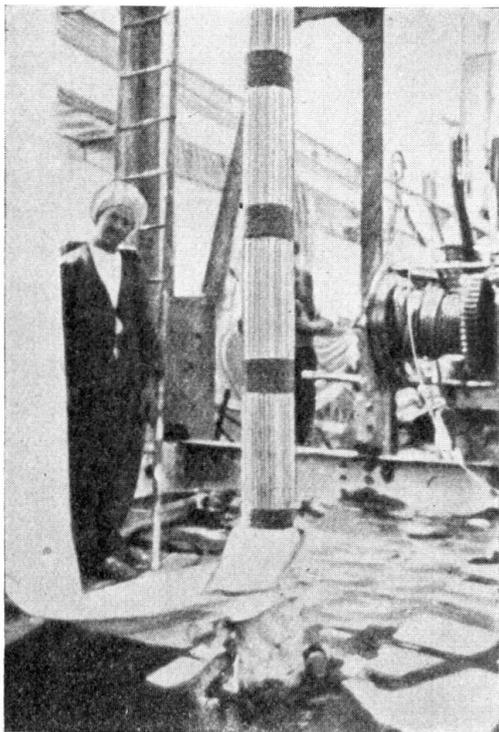


Fig. 3.

Tirant de 1000 tonnes.

Mise en place dans le trou de scellement.

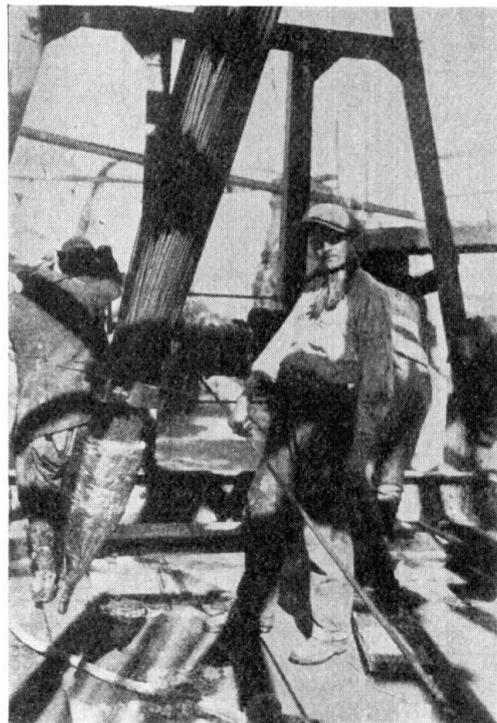


Fig. 4.

Tirant de 1000 tonnes.

Extrémité inférieure.

cre. Il est constitué par des grès tendres, dans lesquels sont noyés quelques lambeaux calcaires, des marnes et même du sable bouillant.

Des trous verticaux, de 25 cm de diamètre et 50 m de profondeur, sont percés à travers le barrage jusqu'au sous-sol. A la partie inférieure, ils s'élargissent en deux chambres d'ancrage étagées, de 3 m de longueur chacune et de 38 cm de diamètre façonnées au moyen d'un outil élargisseur. Dans chaque trou est introduit un câble formé de 630 fils d'acier dur, de 5 mm de diamètre, parallèles (fig. 3). Ces fils sont ligaturés sur toute la longueur sauf sur les quelques mètres inférieurs (fig. 4). En arrivant dans les chambres d'ancrage, ils s'épanouissent sous l'effet du poids propre du câble. Une injection de ciment est alors pratiquée au fond du trou, au moyen d'un tube descendu en même temps que le tirant métallique. Pour éviter que le câble soit scellé sur toute sa longueur, il est revêtu, au-dessus des chambres d'ancrage, d'une gaine bitumeuse spéciale, introduite

entre deux enveloppes de toile (fig. 5). Il conserve donc, sauf à l'endroit du scellement, son indépendance complète vis-à-vis des maçonneries.

Sur le couronnement du barrage, les fils s'épanouissent dans une tête de tirant en béton armé sur laquelle des vérins, prenant appui sur le couronnement, exercent la force requise (fig. 6 et 7). La tension unitaire de l'acier est de l'ordre de 80 kg par mm² c'est-à-dire entre 6 et 7 fois la tension admise dans le béton armé.

Tous les ancrages pratiqués de cette façon ont réussi du premier coup, malgré la mauvaise qualité du terrain, et n'ont perdu avec le temps que quelques cen-

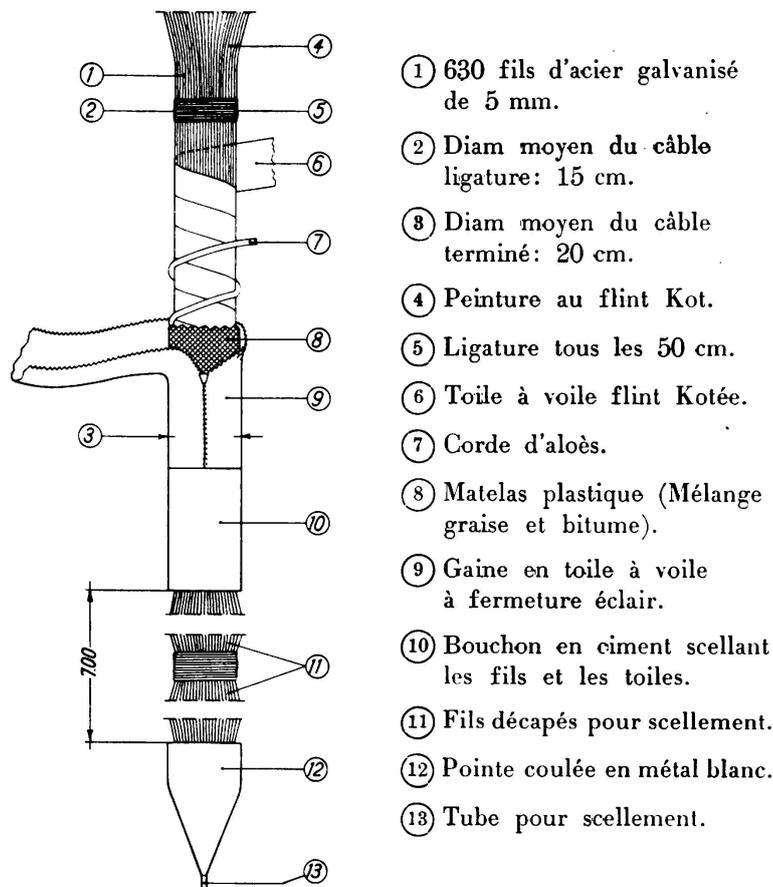


Fig. 5.

Schéma de construction d'un tirant.

tièmes au plus de leur tension initiale. La tension, facile à contrôler, peut d'ailleurs être reprise à tout moment en remettant le câble sur ses vérins.

L'adoption du système a permis de réaliser une économie de 10 millions de francs (fig. 8). M.M. *Vergnieaud*, Ingénieur en chef des Ponts et Chaussées, et *Drouhin*, Ingénieur des Ponts et Chaussées, avec le concours de l'Entreprise Rodio, ont eu le mérite de l'exécution.

Le procédé est susceptible de nombreuses applications. Déjà pour consolider le phare en mer de la Jument d'Ouessant (fig. 9) et le rendre invulnérable aux plus grosses mers qui sont d'une violence redoutable dans ces parages, on a entre-

pris de le fixer au sol au moyen d'une demi-douzaine de tirants de 1500 tonnes. Mais c'est surtout pour les ouvrages neufs que ce procédé se révèle efficace et économique.

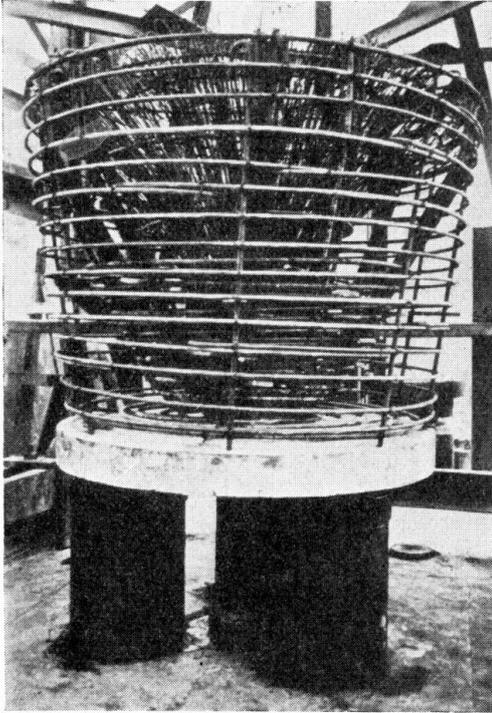


Fig. 6.
Ferrailage d'une tête.

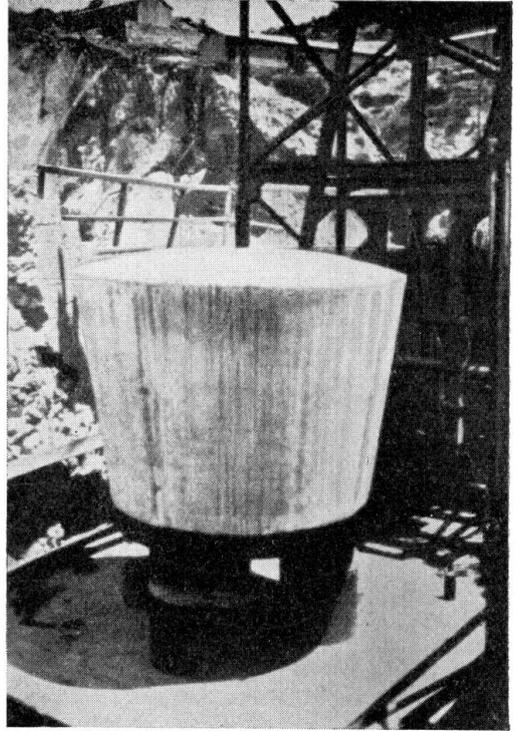


Fig. 7.
Une tête terminée posée sur les trois vérins de manoeuvre.

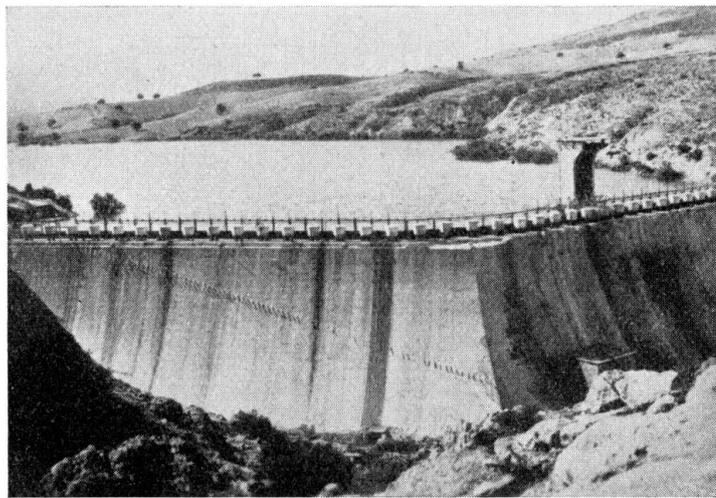


Fig. 8.
Vue générale du barrage des Cheurfas, après sa consolidation.
On distingue, sur le couronnement, les têtes des 37 tirants de 1000 tonnes.

La poussée des ponts en arc ou la tension des câbles des ponts suspendus, peuvent être très élégamment neutralisés de cette façon sans immobiliser des masses énormes de maçonnerie, coûteuses et encombrantes.

C'est, en effet, souvent une question d'encombrement qui imposera l'emploi du procédé. Il en est ainsi pour certaines culées de barrages-voûtes, ou des guide-eaux appuyés sur un terrain exigü, et qu'il devient possible de fixer au sol d'une façon sûre. Le cas se présente pour l'extrémité rive droite de la culée-poids du barrage de Marèges, fondée sur une échine étroite de granit. La qualité du sol permettra, le plus souvent, de se dispenser des précautions dont il a fallu

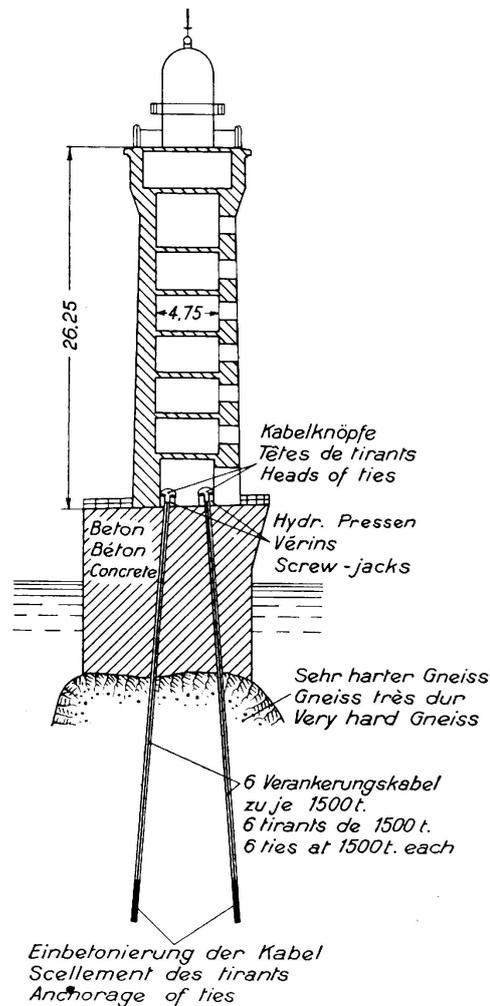


Fig. 9.

Coupe du phare de la Jument d'Ouessant,
montrant ses tirants de consolidation.

s'entourer, aux Cheurfas, pour une première application en terrain difficile; il devient inutile d'élargir les trous au fond et de munir les tirants d'une gaine plastique. Le tirant est simplement introduit sans aucune préparation spéciale dans un trou *non élargi*, au fond duquel on envoie une dose exactement connue de laitance de ciment, comme pour un scellement ordinaire. Ensuite, une fois la tension acquise, on garnit le trou de ciment, de haut en bas. Enfin, l'emploi de torons, façonnés à l'avance en usine, simplifie grandement la manutention sur le chantier et procure de notables abaissements du prix de revient (fig. 10 à 15).



Fig. 10.

Barrage de Marèges. Fixation de la culée-poids. Détoronnage de l'extrémité inférieure du tirant.

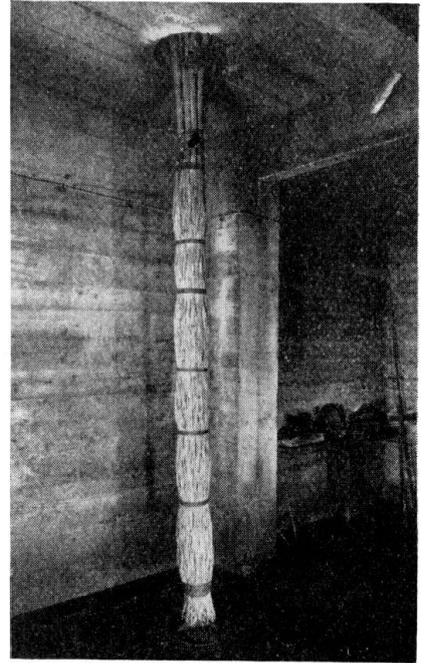


Fig. 11.

Barrage de Marèges. Fixation de la culée-poids. L'extrémité inférieure du tirant est ligaturée de manière à permettre son introduction dans le forage. La ligature inférieure sera seule conservée.

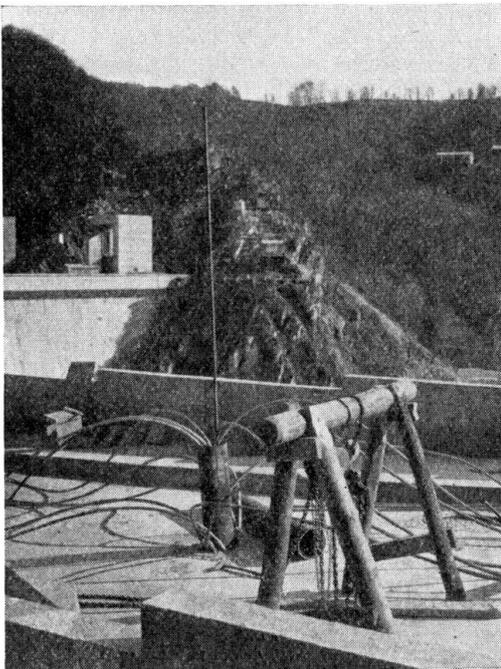


Fig. 12.

Barrage de Marèges. Fixation de la culée-poids. Façonnage du tirant sur le couronnement du barrage. On aperçoit le tube par lequel sera pratiquée l'injection de ciment pour scellement de l'extrémité inférieure du tirant.

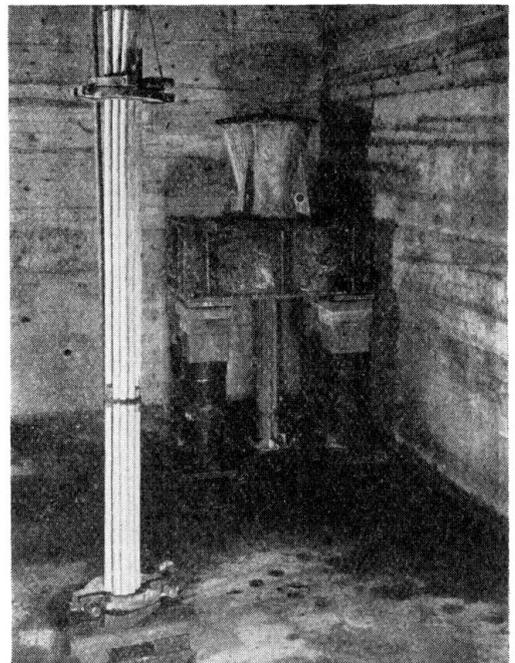


Fig. 13.

Barrage de Marèges. Fixation de la culée-poids. Au premier plan le corps d'un tirant formé de 15 torons. Dans le fond une tête de tirant après mise en tension: elle repose encore sur les 6 vérins de manoeuvre.

On dispose ainsi d'un procédé précis, puissant et économique, pour créer dans les massifs certains états élastiques artificiels ou même modifier profondément leur équilibre statique. Il est dès lors permis d'envisager un bouleversement radical de la plupart des formes admises en construction pour résister à une poussée latérale.

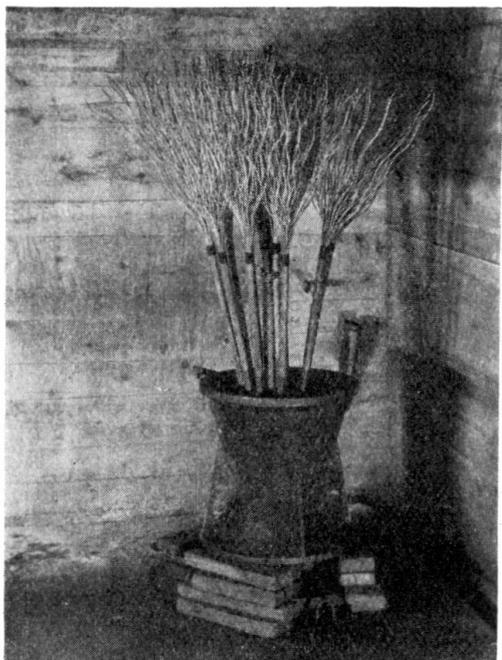


Fig. 14.

Barrage de Marèges. Fixation de la culée-poids. Tête du tirant prête à être culottée.

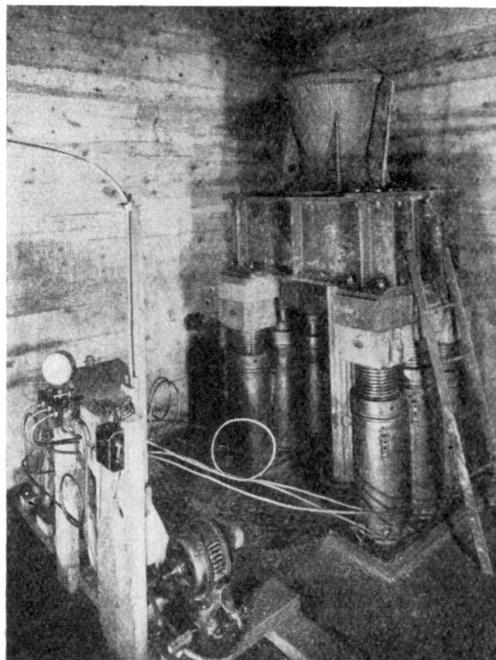


Fig. 15.

Barrage de Marèges. Fixation de la culée-poids. Mise en tension d'un tirant au moyen de 6 vérins.

VI 8

Le béton dans les constructions hydrauliques.

Beton im Wasserbau.

Concrete in hydraulic constructions.

Dipl. Ing. J. Killer,

Baden (Schweiz).

La construction des ouvrages hydrauliques en béton doit être basée sur un tout autre principe que celle des charpentes de béton. Les charpentes sont le plus souvent à l'abri des influences extérieures et les exigences de la statique suffisent à elles seules à la détermination des sections. Il en est tout autrement dans les constructions hydrauliques où les influences extérieures jouent un rôle tout aussi important que la disposition statique des ouvrages. Les eaux agressives peuvent causer de graves dégradations et il faut prendre garde à la fissuration du béton. Il est donc impossible de tirer entièrement profit des contraintes admissibles indiquées par les règlements officiels. Dans les travaux hydrauliques il est bon de construire des ouvrages massifs, contrairement à ce que se fait dans la construction des charpentes où il faut tirer parti des contraintes admissibles maxima et des théories les plus modernes. Le principe de la masse doit dominer dans les travaux hydrauliques. Toutes les eaux, et principalement les eaux pauvres en calcaire, attaquent le béton, une construction massive résistera donc plus longtemps qu'une construction légère mais pour cela fortement armée. Il est préférable d'employer plus de béton et par conséquent moins de fer. Dans les ouvrages hydrauliques, le béton est souvent imbibé d'eau et il peut se désagréger lorsqu'il est de mauvaise qualité. Il faut donc faire emploi d'un béton aussi compact que possible. Le gel peut également exercer une action très néfaste sur le béton. Les parties les plus exposées sont celles qui se trouvent alternativement sous l'eau et à l'air.

L'expérience acquise dans la construction des barrages suisses nous enseigne qu'il faut attribuer une grande importance à la question du gel. A Barberine et au Wäggital, barrages en béton cadé construits de 1922 à 1924, le béton protecteur, à 300 kg de ciment Portland, s'est très bien comporté, tandis que le béton du barrage lui-même, à 190 kg, a été si fortement endommagé par le gel du côté aval, qu'il a fallu, il y a quelques années, appliquer un revêtement de pierres naturelles. Cette mauvaise expérience a déterminé, pour les nouveaux barrages suisses de la Dixence et de l'Etzel, le choix d'un dosage de 250 à 300 kg de ciment Portland et en plus de cela on a prévu un revêtement de pierres naturelles. Le noyau de ces barrages est en béton à 200 kg.

Tandis qu'à la Dixence le béton est amené sur place par un pont de transport et un petit système de goulottes, on n'utilise au barrage de l'Etzel, actuellement en construction, que des grues et des bennes, afin d'éviter toute dissociation.

On a donc adopté pour ce barrage, qui se trouve dans les préalpes, tous les moyens dont dispose la technique moderne pour rendre un ouvrage résistant au gel. On peut se demander s'il sera nécessaire à l'avenir de prévoir en même temps un béton de protection et un revêtement de pierres naturelles. Je crois plutôt que l'on s'appliquera à obtenir un béton résistant au gel même à une haute altitude, cela surtout pour rendre économique la construction des installations hydro-électriques. D'ailleurs, un revêtement de pierres naturelles est un rideau derrière lequel le béton ne peut plus être soumis à aucun contrôle. Dans les régions élevées, le gel peut pénétrer jusqu'à une profondeur de 2 m dans la maçonnerie. L'épaisseur d'un revêtement de pierres naturelles ne dépasse jamais 70 à 80 cm, le gel atteint donc le béton. Le choix d'un fort dosage en ciment, d'une faible quantité d'eau de gâchage ainsi qu'une préparation très soignée permettront d'obtenir un béton résistant au gel. Il faut avant tout prendre garde à ce que le béton ne se dissocie pas durant son transport de la fabrique à son point d'application. L'expérience nous a montré, que, dans un même ouvrage, un béton ayant subi un long transport résiste moins bien au gel qu'un béton utilisé aux environs immédiats de la fabrique, c'est la raison qui a fait abandonner les longues goulottes.

En Suisse on a toujours appliqué un revêtement complet en pierres naturelles aux piles des barrages au fil de l'eau. Dans quelques nouveaux barrages par contre, on s'est contenté de ne revêtir les piles que sur les parties qui peuvent être frappées par les galets alors que le reste de l'ouvrage est laissé brut. On a cependant constaté que le gel causait de graves détériorations au béton, surtout dans les parties exposées alternativement à l'air et à l'eau et l'on se demande s'il ne serait pas bon de prolonger le revêtement jusqu'à la hauteur maxima de l'eau. Un revêtement est très coûteux car les pierres doivent être souvent amenées de très loin, il faut donc rechercher un béton offrant une résistance suffisante aux influences extérieures. Dans un cas, le gel a causé de graves détériorations au barrage alors que l'usine, exposée pourtant aux mêmes influences, était restée en parfait état. Le gravier et la composition du béton étaient les mêmes. L'usine était fortement armée et le béton avait été préparé plus soigneusement. Cet exemple montre qu'une préparation exacte du béton peut en augmenter fortement la qualité. Dans ces barrages, où les différents éléments sont fortement exposés à l'humidité et au gel, il ne faudrait plus transporter le béton à l'aide de goulottes mais seulement à l'aide de grues et de bennes ou de tapis roulants. Ces méthodes offrent, selon nos connaissances actuelles, le maximum de garantie contre la dissociation du béton durant son transport.

Il faut apporter les plus grands soins au bétonnage des galeries sous pression. Les sources jaillissant du rocher engendrent de grandes difficultés et le bétonnage n'est possible qu'après installation d'un système de drainage. Ces galeries ont aujourd'hui presque toujours un profil circulaire; le bétonnage n'est donc possible qu'avec emploi d'un béton très mou d'où augmentation du dosage en ciment. Le danger de dissociation du béton est très grand car la distance de transport est considérable, il est donc nécessaire de retravailler le béton avant son emploi. Si l'on pense qu'une réparation à effectuer dans la galerie immobilise toute l'usine, on se rend facilement compte de l'importance d'une préparation soignée et exacte du béton destiné à ces galeries.

Les barrages construits avant 1920, en béton damé, n'ont été que très peu détériorés par le gel, on peut donc en conclure que l'emploi du béton coulé est en grande partie la cause des détériorations produites par le gel. Dans ces anciens barrages on a utilisé le sable et le gravier trouvés sur place et, malgré son âge, le béton est encore très bien conservé. Le béton damé doit être travaillé couche par couche pour éliminer toute eau superflue. Cela prouve qu'à l'avenir il faudra vouer toute son attention à la préparation du béton. Pour atteindre ce but il ne suffit pas d'acquérir de nouvelles connaissances, il faut encore que les écoles techniques inculquent aux ingénieurs toutes les connaissances nécessaires à l'exécution d'un béton de qualité, résistant au gel.

Les barrages au fil de l'eau et les usines elles-mêmes sont soumis à de fortes oscillations, résultant des coups de bélier et du mouvement des turbines, ils ne doivent donc pas être trop élastiques. Il est juste d'adopter de plus grandes masses et pour cela moins d'armatures. Les murs de protection des rives doivent avoir un drainage pour évacuer l'eau du béton. La couronne de ces murs est à protéger du gel par des dalles en pierre naturelle.

Le béton s'est révélé un matériau qui s'adapte à peu de frais à toutes les formes possibles de la construction hydraulique moderne: spirales d'amenée, tuyaux d'aspiration etc. Ces constructions sont toujours mouillées, elles sont donc fortement exposées au danger de gel. La préparation du béton destiné aux travaux hydrauliques exige donc de très grands soins. Un béton qui s'est révélé jusqu'à présent résistant au gel est le suivant: pourcentage de ciment d'au moins 250 à 300 kg, juste assez d'eau de gâchage pour que le béton puisse encore être travaillé et préparation très soignée. La vibration augmente la compacité du béton et peut fortement améliorer sa résistance au gel.

A l'avenir il faudra apporter tout son soin à l'obtention d'un béton avec résistance suffisante aux influences extérieures. Des erreurs dans l'exécution des grands ouvrages hydrauliques exigent souvent des réparations très coûteuses, il faut donc tout mettre en oeuvre pour améliorer la qualité du béton.