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

Band: 2 (1936)

Rubrik: II. Sollicitations et coefficients de sécurité dans les constructions en béton armé, au pont de vue du constructeur

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften auf E-Periodica. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Zeitschriften und ist nicht verantwortlich für deren Inhalte. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern beziehungsweise den externen Rechteinhabern. Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen sowie auf Social Media-Kanälen oder Webseiten ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. Mehr erfahren

Conditions d'utilisation

L'ETH Library est le fournisseur des revues numérisées. Elle ne détient aucun droit d'auteur sur les revues et n'est pas responsable de leur contenu. En règle générale, les droits sont détenus par les éditeurs ou les détenteurs de droits externes. La reproduction d'images dans des publications imprimées ou en ligne ainsi que sur des canaux de médias sociaux ou des sites web n'est autorisée qu'avec l'accord préalable des détenteurs des droits. En savoir plus

Terms of use

The ETH Library is the provider of the digitised journals. It does not own any copyrights to the journals and is not responsible for their content. The rights usually lie with the publishers or the external rights holders. Publishing images in print and online publications, as well as on social media channels or websites, is only permitted with the prior consent of the rights holders. Find out more

Download PDF: 19.04.2026

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

II

Sollicitations et coefficients de sécurité dans les constructions en béton armé, au point de vue du constructeur.

Beanspruchungen und Sicherheitsgrad im Eisenbetonbau vom Standpunkt des Konstrukteurs.

Stressing and degree of safety in reinforced concrete structures, from the designer's point of view.

II a

Endurance — Résistance aux efforts répétés statiques ou dynamiques.

Einfluß dauernder und wiederholter Belastung.

Influence of continuous and of repeated loading.

Leere Seite
Blank page
Page vide

IIa 1

Rôle de la plasticité des matériaux et des efforts variables dans la stabilité et la durée des constructions.

Einfluß der Plastizität der Baustoffe und der veränderlichen Lasten auf die Stabilität und die Dauerhaftigkeit der Bauwerke.

Influence of the Plasticity of Materials and of Variable Loads, on the Stability and Life of Structures.

L. P. Brice, Paris.

Dans la présente étude, nous chercherons à préciser les conditions auxquelles doit répondre une construction pour être stable et durable sous des efforts prolongés statiques ou dynamiques. Pour cela nous nous baserons sur quelques faits expérimentaux très simples relatifs aux déformations des matériaux employés en béton armé.

L'importance des grandes déformations avant rupture n'avait pas échappé aux Ingénieurs, puisqu'ils avaient constaté que les métaux employés en construction ne donnaient de bons résultats que s'ils présentaient, avant rupture, des allongements suffisants. Cepedant, la résistance des matériaux classique se borne strictement à l'étude des déformations élastiques, et n'envisage même pas la possibilité ou les conséquences des déformations non élastiques. Ce sont pourtant elles qui, tendant à égaliser les efforts, produisent dans les ouvrages une répartition des contraintes internes, conforme à leurs possibilités de résistance, qui permet de parer dans une certaine limite à l'ignorance où nous sommes des conditions réelles de répartition des efforts.

C'est *M. A. Caquot* qui, le premier, il y a déjà une quinzaine d'années, porta son attention sur ces phénomènes et proposa, pour les désigner, le mot «d'adaptation» qu'il définit ainsi:

«Un élément est *durable* quand ses déformations comprennent:

1° — Une déformation permanente tendant vers une limite finie.

2° — Une déformation reversible dans le domaine d'endurance. L'ensemble de la déformation permanente et des contraintes de bases qui en sont la conséquence, constitue le phénomène d'adaption.»

L'application stricte des règles de la résistance des matériaux ou de la théorie de l'élasticité à des cas particulièrement simples, prouve que, théoriquement, certaines constructions devraient être incapables de résister à des efforts qu'en fait, elles supportent.

C'est ainsi que la fatigue théorique au bord d'un trou percé dans une pièce métallique, est trois fois la fatigue moyenne au voisinage du trou. Or, dans

les assemblages rivés, la fatigue moyenne calculée est la moitié de la limite élastique. Comme cette fatigue moyenne peut être augmentée dans certains éléments d'environ 30 % par la rigidité des assemblages, la fatigue au bord du trou dépasserait très largement la limite élastique et même la limite de rupture.

Un autre exemple est fourni par l'existence d'innombrables planchers ou poutres en béton armé encastrés entre deux appuis rigides et calculés comme si ces encastrements n'étaient que partiels. La fatigue des éléments d'encastrement doit donc théoriquement être de beaucoup supérieure à la limite élastique et, cependant, l'expérience montre que dans l'immense généralité des cas, les constructions s'accommodent très bien d'avoir été calculées d'une façon élémentaire et supportent parfaitement les charges.

Enfin, dans une poutre à âme pleine, la possibilité de résister à l'effort tranchant par des dispositifs très différents d'armatures tendues, prouve que peuvent intervenir des phénomènes qui permettent à la construction de s'adapter au mode de fonctionnement qui lui est imposé.

Ces quelques exemples montrent que, si la condition de stabilité et de durée d'un système, d'être parfaitement élastique en tous ses points sous l'influence des charges et surcharges, est suffisante, elle est loin d'être toujours nécessaire.

Nous allons essayer de serrer le problème de plus près et de voir quelles conditions doivent remplir les ouvrages pour que leur résistance et leur durée soient assurées aussi bien sous l'influence des charges permanentes que sous celle des surcharges variables.

Deformation des Materiaux

1° — *Acier.*

Les courbes de déformation de l'acier doux employé en construction présentent une zône de grands allongements succédant à la déformation dite élastique. (Fig. 1.)

Si l'on soumet une éprouvette à un effort dépassant quelque peu la fatigue élastique, les allongements au-dessus de cette fatigue peuvent prendre une valeur

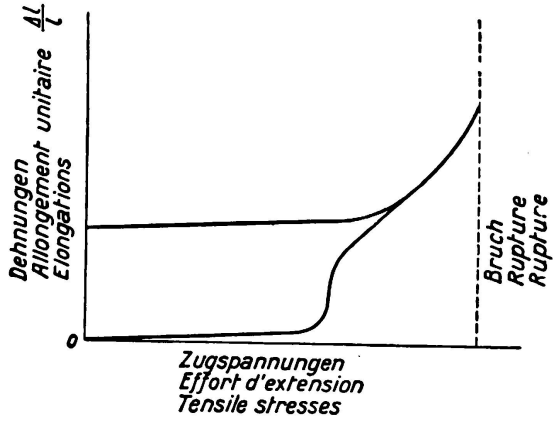


Fig. 1.

Courbe de déformation de l'acier.

considérable pour une augmentation très faible de l'effort. En diminuant alors jusqu'à 0 l'effort de traction, on constate que l'éprouvette se raccourcit suivant une loi élastique à très peu près identique à celle qui représente la déformation élastique initiale. La barre ainsi traitée est susceptible de fonctionner élastiquement

entre une charge 0 et une nouvelle limite élastique qui est supérieure à la limite élastique de la barre non traitée. Ce procédé est d'ailleurs employé assez fréquemment pour augmenter la limite élastique des aciers doux ordinaires et permettre, en accord avec les Règlements, de leur imposer des contraintes plus élevées.

Si, par un dispositif convenable, on soumet une éprouvette non plus seulement à une traction simple, mais à des efforts alternés de traction et de compression (en prenant des mesures pour éviter des déformations prématurées dues au flambage) on constate que l'éprouvette est susceptible, même après une grande déformation initiale, de subir un grand nombre d'efforts alternés, à condition de limiter à des valeurs déterminées les contraintes réelles maximum et minimum entre lesquelles varie l'effort.

On peut déterminer ainsi des courbes *d'endurance* qui précisent exactement les limites entre lesquelles peut varier l'effort sans amener la rupture avant un nombre déterminé d'alternances. Si l'on applique, par exemple, comme limites d'effort, des valeurs un peu supérieures aux limites élastiques de traction et de compression, le nombre d'alternances pourra se réduire à quelques unités.

Si, au contraire, on limite au 1/3 de ce chiffre environ les efforts réels, le nombre d'alternances possible devient pratiquement infini.

Ces limites d'endurance sont d'une grande importance en construction mécanique. Elles montrent, en particulier que, si les fatigues alternées peuvent

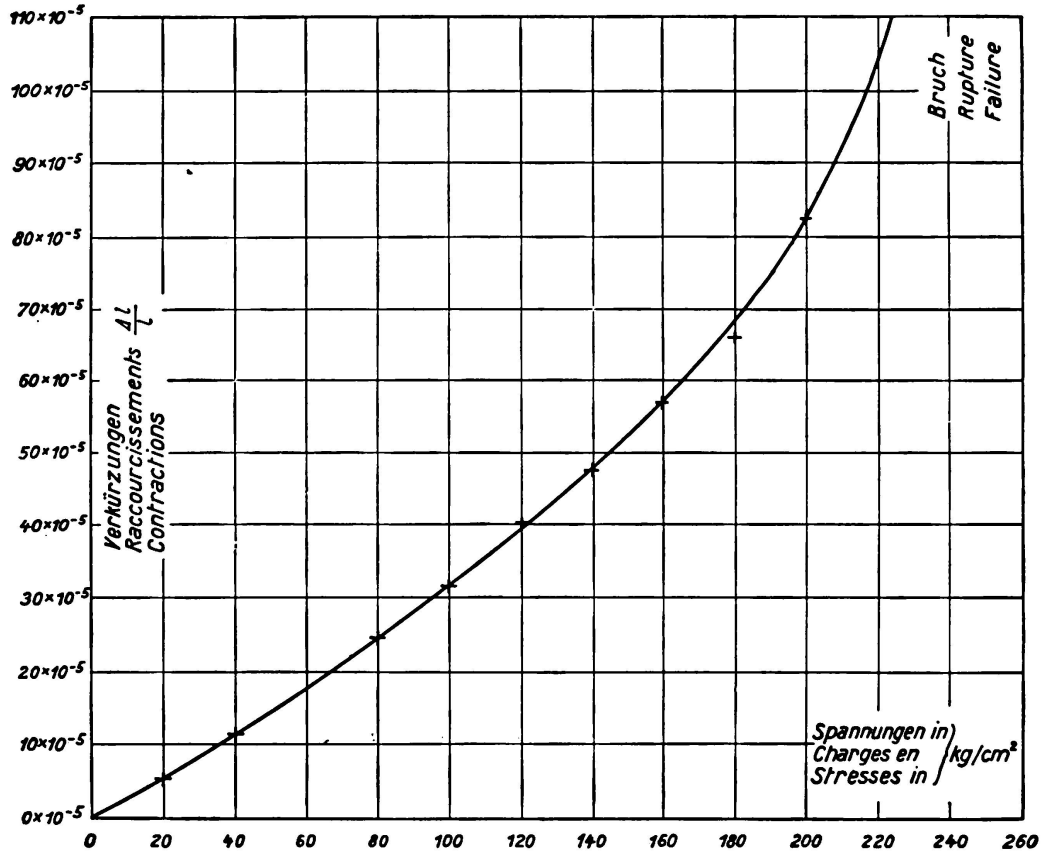


Fig. 2.

Courbe de déformation du béton de ciment.

atteindre localement des chiffres assez voisins de la limite élastique, la rupture d'une pièce que des calculs élémentaires font paraître surabondante est atteinte d'autant plus rapidement que les alternances sont plus fréquentes.

C'est le cas bien connu des arbres de machine qui présentent des sections discontinues à angle vif au voisinage desquelles les fatigues élastiques peuvent être très grandes et qui se rompent sans cause apparente.

De même, les assemblages rivés pour lesquels la fatigue réelle n'est pas très éloignée de la fatigue élastique au bord des trous de rivets, supportent très mal les charges alternées; c'est ainsi que les châssis de locomotives, de wagons ou d'autos, en assemblages rivés, doivent être prévus très surabondants, tandis que les châssis soudés ou emboutis peuvent être beaucoup plus légers.

2° — *Béton.*

La courbe de déformation du béton a été beaucoup moins étudiée que celle du métal. Sa forme générale présente, au départ, une forme sensiblement rectiligne qui s'incurve nettement dès qu'on dépasse un chiffre voisin de la moitié de la limite de rupture. (Fig. 2.)

Lorsque l'on soumet une éprouvette à des efforts tels que l'on dépasse largement la limite de proportionnalité sans prendre de précautions spéciales, on constate la formation de fissures qui s'amplifient avec la charge jusqu'au moment de l'écrasement total.

Si, au contraire, on prend la précaution de maintenir le béton en place par un serrage latéral, soit par frettage, soit par pression hydraulique, soit par l'importance des masses de béton entourant l'élément comprimé, on constate que, comme pour le métal, on peut atteindre, après déformation plastique, un nouvel état du matériau qui est susceptible de résister élastiquement à des fatigues variables à condition toujours de rester dans des limites définies. (Fig. 3.)

Le cas du béton se trouve compliqué du fait de ses propriétés spéciales, retrait et déformations lentes non reversibles sous l'influence des charges permanentes.

M. Freyssinet a montré, en particulier, qu'une éprouvette de béton soumise à une charge de longue durée se raccourcit environ deux fois plus que la même éprouvette soumise à la même charge pendant un temps très court. Tout ce passe pour le béton, comme si, sous l'influence d'une charge de longue durée le module élastique du béton était réduit de 50 % environ. Ce phénomène joue un rôle important pour l'égalisation des efforts dans les pièces de béton comprimé.

Par exemple, le hourdis d'une poutre T construit après l'âme de la poutre, celle-ci étant à ce moment sous charge, pourra, au bout d'un certain temps, avoir à supporter une partie des efforts de compression qui auront provoqué peu à peu un raccourcissement de la partie comprimée de l'âme.

La répartition des efforts dans un poteau chargé se modifie, au bout de quelque temps. La contrainte dans les barres devient beaucoup plus élevée qu'à l'origine alors que le béton n'avait pas pris, sous charge, tout son retrait.

En résumé, un élément de béton supportant une contrainte constante voisine de 60 % de la caractéristique de rupture se déformera six ou huit fois plus

que le même élément soumis à une contrainte normale de courte durée, en raison de la forme de la courbe de déformation et de l'augmentation du retrait sous charge permanente.

3° — *Liaison entre le béton et le métal.*

Dans une construction en béton armé, la liaison des aciers ronds et du béton est assurée par un phénomène de coincement de la barre dans sa gaine de

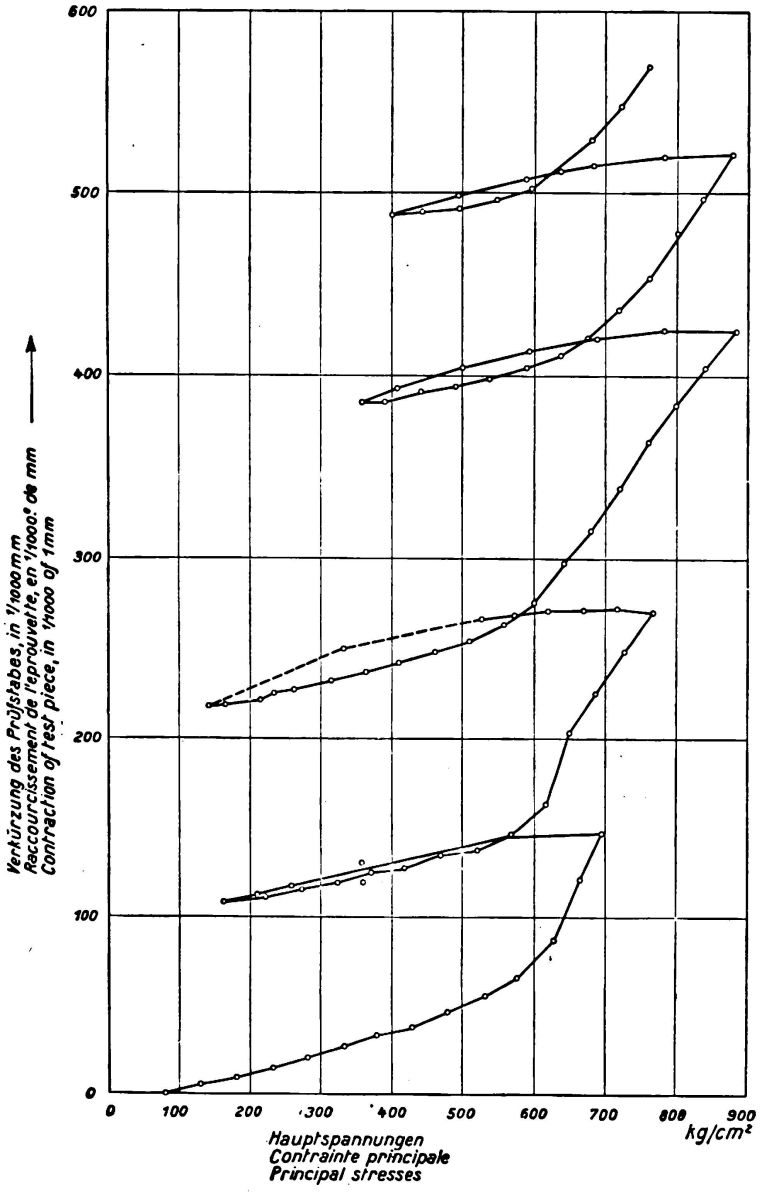


Fig. 3.

Déformation d'une éprouvette de béton fretté hydrauliquement.

béton bien plus que par un phénomène d'adhérence superficielle. Ceci est prouvé par la constance de l'effort qu'il faut développer pour faire glisser une barre de métal dans sa gaine. Si l'adhérence était simplement superficielle, l'effort

tomberait à une valeur très faible dès qu'un premier déplacement se serait produit. (Fig. 4.)

Cette faculté de glissement rend possible la transmission d'efforts d'une barre à l'autre par l'intermédiaire du béton. Il est en effet impossible qu'une barre transmette à une barre voisine la traction qu'elle supporte sans qu'il y ait entre ces deux barres et le béton, un glissement fini qui peut être de l'ordre d'un demi-centième du diamètre de la barre.

Pour que cette adhérence de coincement ne soit pas rompue, il est de toute nécessité d'éviter de trop grandes variations d'efforts entre le béton et la barre.

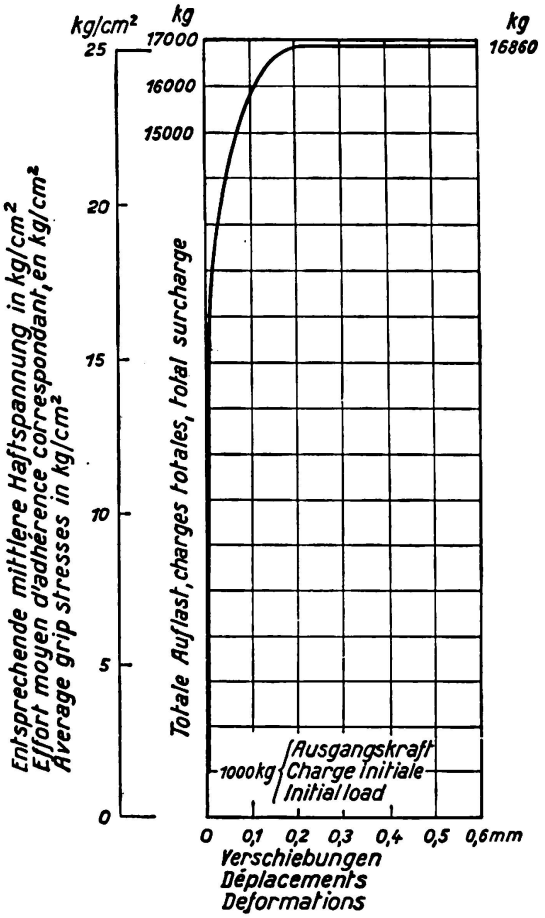


Fig. 4.

Glissement des armatures dans le béton.

Il y a lieu de craindre que les déplacements relatifs successifs des deux éléments aient pour résultat, à bref délai, une désagrégation de la gaine de béton et par conséquent la suppression de l'adhérence. Cette simple remarque permet de se rendre compte de l'utilité des crochets des barres tendues qui, sans apporter peut-être d'appoint de résistance lorsque la construction est neuve, peuvent intervenir utilement si des déformations anormales ou trop répétées ont amené une diminution de l'adhérence.

4° — *Déformations pendant la flexion.*

La déformation non élastique d'une poutre pendant la flexion peut provenir, soit de déformations non élastiques de l'acier, soit de déformations non élastiques du béton, soit des deux phénomènes superposés.

Si le béton comprimé est largement surabondant, la déformation du métal entre seule en jeu. L'expérience montre que les grandes déformations commencent à se produire, lorsque la limite élastique du métal est atteinte et qu'elles peuvent se poursuivre sur une amplitude considérable si la poutre est bien constituée, sans amener une variation sensible des efforts qu'elle peut porter.

Dans les conditions habituelles du calcul le moment de flexion nécessaire pour produire ces grandes déformations est sensiblement le double de celui qui a servi de base au calcul de la poutre.

Si la charge diminue, la poutre perd une partie de sa déformation et est de nouveau susceptible de fonctionner élastiquement. Ses caractéristiques élastiques

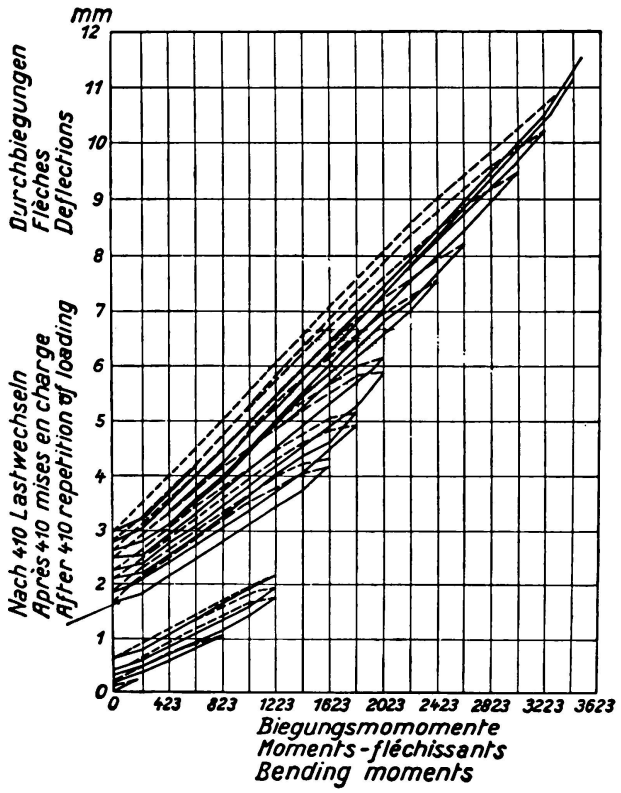


Fig. 5.

Déformation d'une poutre fléchie (d'après les expériences de Mr. Dumas, Ingénieur des ponts et chaussées).

sont toutefois modifiées et l'on pourra tenir compte de la plus grande flexibilité des régions ainsi déformées en faisant intervenir seulement la section réduite où le béton tendu n'est pas pris en compte et en prenant une valeur convenable du module d'équivalence.

Ces résultats sont confirmés par les expériences faites par *M. Dumas,* Ingénieur des Ponts-et-Chaussées, sur la déformabilité des poutres aux charges répétées. (Fig. 5.)

Ces grands allongements du métal ne vont pas sans entrainer la formation de fissures dans la partie tendue du béton. Pratiquement ce sont ces fissures qui limitent la grandeur de la déformation possible. La dimension et le nombre de fissures admissibles sont extrêmement variables selon les conditions d'utilisation de l'ouvrage.

On rencontre très souvent ces fissures au voisinage des appuis des dalles où le béton comprimé est toujours en excès; s'il s'agit d'un plancher d'habitation recouvert d'un parquet, ces fissures n'ont que fort peu d'importance, si au contraire, le plancher est recouvert d'une chape adhérente, l'apparition de ces fissures sur le sol est du plus mauvais effet. On aura plus de latitude pour un ouvrage protégé que pour celui qui est soumis aux intempéries, les agents corrosifs extérieurs pouvant trouver par les fissures un chemin d'attaque facile. En tout état de cause, il parait difficile, sans précautions pour atténuer les effets nocifs des fissures, de dépasser un allongement total localisé dans une région limitée, égal à 2 ou 3 fois celui qui correspond aux fatigues élastiques normales.

Dans le cas où le béton se déforme plastiquement, le phénomène est sensiblement plus complexe. La ligne de déformation du béton étant une courbe, le diagramme de répartition des efforts se déforme et le bras de levier du couple résistant diminue.

Cependant, le phénomène conserve dans son ensemble, la même allure que la compression simple. Les grandes déformations dues au béton, à l'inverse de celles qui sont dues au métal, n'ont qu'une faible tendance à ouvrir des fissures. Mais il est nécessaire de s'assurer que le béton est dans des conditions telles qu'il peut subir sans rupture la déformation plastique. Une limite est encore nécessaire. Si le béton n'était pas spécialement maintenu, il ne faudrait pas dépasser une fatigue correspondant à la moitié de la caractéristique de rupture (ce qui amène avec le temps, une déformation environ 4 à 5 fois plus grande que sous la contrainte normale). Les déformations peuvent être plus grandes si un frettage convenable assure la tenue du noyau aux grandes pressions.

Lorsque les deux phénomènes se superposent, ce qui est le cas général des poutres rectangulaires, on se trouve dans les meilleures conditions pour obtenir les plus grandes déformations avec le moins de désordres possibles.

5° — *Déformation plastiques d'effort tranchant.*

Les expériences relatives aux conditions de résistance des poutres à âme pleine à l'effort tranchant sont assez rares. Cependant, l'expérience des constructeurs et les quelques essais que nous avons pu consulter ou exécuter, montrent que les divers systèmes d'armatures que l'on peut employer (armatures parallèles à l'effort tranchant ou incliné à un angle variable de 0 à 45°) sont équivalents. Cela prouve que la poutre peut s'adapter, mais on constate toujours, dès que la résistance à la traction du béton est dépassée, la formation de fissures à 45°. Ces fissures sont tellement fréquentes que l'on a pris l'habitude de leur présence et qu'on les considère comme parfaitement normales. Elles sont cependant la trace apparente de ce phénomène d'adaptation que l'on se refuse souvent à admettre pour la flexion. Il n'y a pas de raison de faire cette différence.

Rôle des déformations plastiques.

Nous pensons ainsi avoir montré que les déformations plastiques interviennent dans tous les éléments d'une construction pour modifier la répartition des forces entre les divers constituants, béton et métal, d'un même élément. Elles ont

également pour effet, de transporter d'un élément portant à l'autre, l'action des forces extérieures.

La grande déformabilité des éléments trop chargés a pour résultat d'augmenter la charge des éléments qui travaillent à un taux moindre et sont relativement plus rigides.

La plasticité des éléments constituants permet donc à une construction de «s'adapter», c'est-à-dire de subir sous l'influence des efforts extérieurs, des déformations non élastiques, telles que les éléments les moins résistants se trouvent déchargés par ceux qui sont plus rigides.

Cette nouvelle répartition d'efforts ne peut évidemment se produire que si les deux conditions suivantes sont remplies:

1. Les déformations non élastiques doivent pouvoir se produire sans compromettre la tenue de l'ouvrage, c'est-à-dire qu'il faut pouvoir trouver à l'intérieur du système un mode de décomposition des efforts, compatible avec la résistance des éléments. En particulier, si les grandes déformations s'accompagnent de fissures, la liaison entre les deux lèvres devra être assurée par des aciers de section suffisante pour transmettre les forces que traversent les fissures.

2. Si un élément de la construction est insuffisant, il faut que sa déformation ait pour résultat de reporter sur un élément plus résistant une partie de sa charge.

En un mot, le système doit être hyperstatique et stable. Les éléments trop peu résistants joueront le rôle de semi-articulations qui supporteront, pendant leur déformation, un effort qui ne peut dépasser celui qui correspond aux limites élastiques des constituants.

Le nouveau système ainsi réalisé se trouve dans des conditions de résistance différentes du système initial. Il s'est produit une répartition des efforts plus conforme à ses possibilités réelles et, malgré les erreurs de conception, par rapport à la théorie élastique, il peut se conduire parfaitement bien sous l'influence des charges. L'intérêt des systèmes hyperstatiques apparait ici: une erreur peut être compensée par la déformation de quelques éléments insuffisamment prévus, alors que dans un système strictement isostatique, toute insuffisance, même locale, conduit infailliblement à des déformations considérables puisque rien ne s'oppose à leur développement lorsqu'une cause extérieure permanente a pu les provoquer.

Cependant, le problème devient beaucoup plus complexe lorsque les charges sont variables. Il faut étudier ce qui se passe lorsque, après un premier chargement total, le système se trouve déchargé.

Celui-ci tend à reprendre sa forme initiale pour autant que les éléments déformés plastiquement peuvent le permettre.

Cette remise en état aura pour conséquence, selon l'importance relative des surcharges et du poids propre, une diminution ou même un renversement des efforts dans les éléments qui ont subi les déformations plastiques.

Or, nous avons vu plus haut que si les déformations élastiques peuvent être répétées un grand nombre de fois, les déformations plastiques ne peuvent l'être qu'une fois ou qu'un nombre de fois très limité.

Pour assurer la durée du système, il faudra donc que, sous l'influence de toutes les variations de surcharges possibles, toutes les déformations restent

parfaitement élastiques à partir de la déformation totale, élastique ou non, qu'a subi le système sous l'influence des charges et surcharges les plus défavorables.

L'incertitude de la valeur exacte de tous les efforts internes obligera à limiter la déformation élastique alternative en s'imposant par exemple que, calculées par des méthodes habituelles, les variations de fatigue dans les éléments déformés plastiquement sous l'influence des charges variables ne devront pas dépasser certaines valeurs.

Jusqu'à ce que des expériences précises aient permis de fixer ces chiffres, autrement dit de déterminer les limites d'endurance aux efforts alternés, il apparait que les limites généralement adoptées: moitié de la limite élastique pour l'acier, 28/100 de la résistance à la compression pour le béton, doivent être de nature à donner toute sécurité. En ce qui concerne l'adhérence des barres, on devra s'assurer que de bons ancrages seront capables, en tout état de cause, de transmettre les efforts.

Applications.

Semi-articulation.

Une semi-articulation est, en principe, constituée par une mince galette de béton comprise entre deux nappes d'armatures établies pour provoquer les efforts de frettage nécessaires au maintien du noyau de béton et pour transmettre les pressions au reste de la construction.

Les déplacements non élastiques qui se produisent au moment du retrait ou de la mise en charge de la construction, seront absorbés par le noyau de béton pendant sa déformation plastique qui peut être considérable. Il sera suffisant, pour assurer la durée, de vérifier que sous l'influence des charges alternées les variations de fatigue du noyau restent dans les limites permises.

Planchers semi-encastrés.

Il est d'usage courant en construction, de constituer les planchers en béton armé par des dalles et des poutres dont les moments fléchissants ne sont pas calculés conformément à la théorie élastique mais en admettant plus simplement, par exemple, que pour un élément uniformément chargé, le moment de flexion au milieu de la portée est plus faible que celui de la poutre sur appuis simples et que les moments sur appuis sont en valeur absolue légèrement supérieurs au complément strictement nécessaire du moment pris au milieu.

Voyons dans ces conditions, quelle sera la répartition réelle des moments fléchissants dans la section du milieu et la section sur appuis lorsqu'on appliquera sur la poutre une charge progressive.

Au début du chargement, toute la poutre fonctionne élastiquement. La répartition des efforts a lieu conformément à la théorie. Dès que les contraintes dans les sections sur appuis se rapprochent des contraintes plastiques, les déformations s'accentuent sous moment sensiblement constant. Il se produit une rotation des sections d'appui et les efforts dans la section du milieu croissent plus rapidement qu'au début (courbes A B et a b, fig. 6).

On arrive ainsi à la surcharge prévue $(p + s)$ pour laquelle l'effort supporté par la section sur appuis ne peut dépasser sensiblement le double de celui qui

avait été prévu, tandis que l'effort porté par la section médiane est inférieur à la prévision.

Si, à ce moment, on décharge d'une certaine quantité, l'ensemble fonctionne élastiquement. Le diagramme des efforts dans la section sur appuis est représenté par la ligne bc, tandis que dans la section médiane, l'effort diminue suivant la ligne BC.

Si, l'on réduisait la charge jusqu'à 0, il arriverait un moment où dans les sections sur appuis, les contraintes s'annuleraient, puis changeraient de sens. Mais

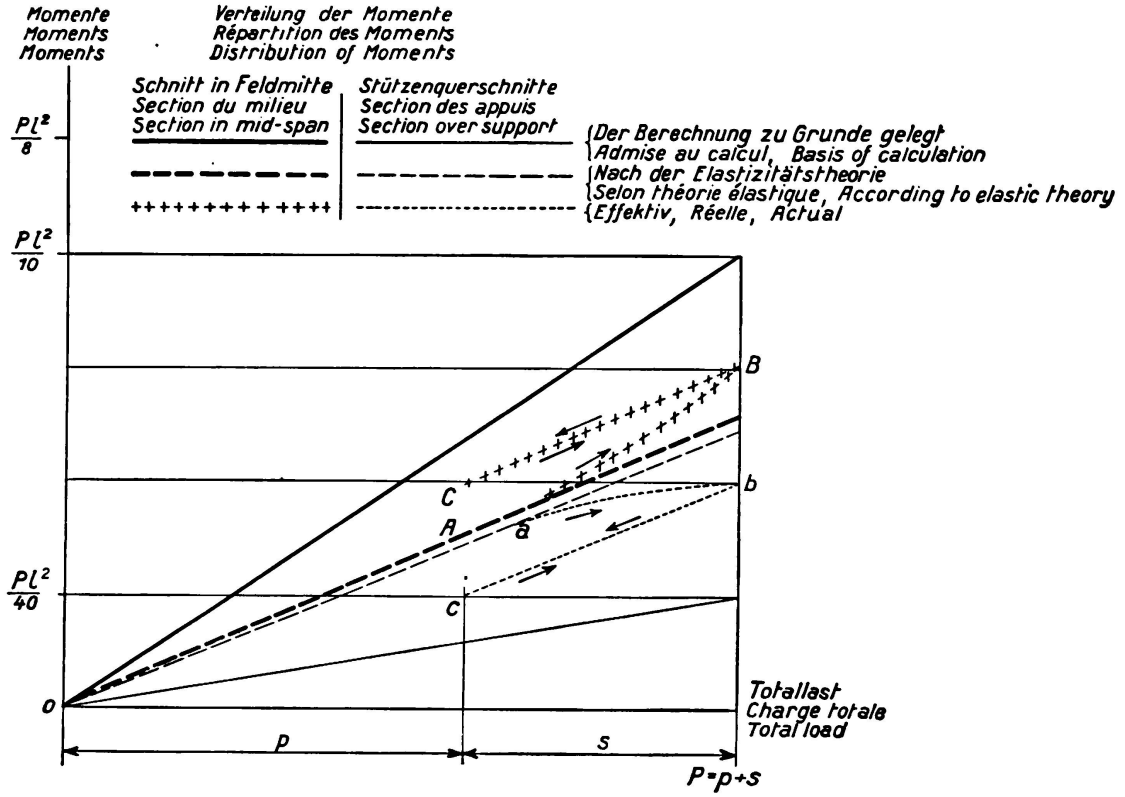


Fig. 6.

Fatigues aux appuis et au milieu de la portée d'une poutre semi-encastrée.

nous avons vu que pour assurer la durée de la construction, il est nécessaire que sous l'influence de la surcharge seule, la diminution d'efforts dans la section ayant subi une déformation plastique, reste dans une certaine limite bc.

On peut ainsi déterminer quel doit être le maximum du rapport entre la surcharge variable et le poids propre pour assurer la durée de la construction.

Appliquons ce raisonnement à un hourdis nervuré ordinaire dans lequel la section médiane a été calculée avec un moment de flexion égal à $\frac{Pl^2}{10}$

$$P = p + s$$

où p est le poids propre

et s, la surcharge uniformément répartie.

Les sections sur appuis sont supposées calculées avec le moment

$$\frac{Pl^2}{30}$$

Lorsque l'on applique à une poutre ainsi constituée la théorie élastique, en tenant compte des variations de moments d'inertie, au milieu et sur appuis, on constate que le moment sur appui est sensiblement égal au produit de la charge uniforme par $\frac{l^2}{15}$.

Si donc nous voulons que la suppression de la surcharge s ne produise dans la section sur appuis qu'une variation de moment compatible avec sa résistance, il faudra que:

$$\frac{sl^2}{15} < (p+s)\frac{l^2}{30}.$$

Cette inégalité montre que s doit être plus petit que p.

Si nous considérons maintenant le cas d'une poutre rectangulaire uniformément chargée, il n'est pas rare de la calculer avec un moment de flexion égal à $\frac{Pl^2}{15}$ au milieu et sur appuis.

Or, le moment réel sur appuis d'une telle poutre, puisque son inertie est constante, est égal à $\frac{Pl^2}{12}$.

Pour assurer la sécurité, il faudra donc que l'on ait l'inégalité

$$\frac{sl^2}{12} < (p+s)\frac{l^2}{15}$$

d'où $s < 4p$.

Ce simple calcul permet de concevoir pourquoi il est possible de construire un plancher destiné à porter de faibles surcharges (planchers d'habitations pour lesquels la surcharge est inférieure au poids propre) en employant des formules empiriques, en contradiction apparente avec la théorie élastique, alors qu'il est impossible de construire suivant ces mêmes formules, des planchers d'entrepôt lourdement chargés sans que des désordres se manifestent assez rapidement.

Plus le poids propre est faible vis-à-vis des surcharges, plus la construction est difficile à bien réaliser; c'est le cas bien connu des poutres de ponts roulants qui sont soumises à des efforts alternés répétés et surtout des traverses de chemin de fer en béton armé. Dans ce dernier cas, les conditions d'adhérence surtout, sont tellement difficiles à remplir rigoureusement que leur emploi sur les voies chargées est très aléatoire. Toutefois, il n'est pas interdit de penser que l'application de procédés spéciaux, tels que la mise sous tension des aciers qui éviterait des inversions d'efforts, permettrait de résoudre le problème. Celui-ci a été résolu de cette façon, en particulier, pour les poteaux de lignes électriques par *M. Freyssinet*, qui a pu constater qu'un poteau, même très léger, armé de barres fortement tendues, est incomparablement plus résistant et plus durable qu'un poteau analogue armé de barres ordinaires.

Portiques étagés —

Les théories précédentes pourraient s'appliquer aux portiques étagés.

Il nous parait d'ailleurs que l'ignorance à peu près complète où l'on est de la répartition des efforts pendant la construction, rend quelque peu illusoire l'application intégrale des formules déduites de la théorie de la résistance des matériaux. En effet, la construction est conduite généralement de façon telle que les éléments ne sont chargés que successivement, dans un ordre qui n'est pas toujours prévisible. De plus, pendant les travaux, des surcharges accidentelles peuvent venir modifier d'une façon sensible la répartition des efforts.

Il paraît plus rationnel d'envisager, pour le système, la possibilité de déformations non élastiques des éléments les moins résistants sous l'influence des charges les plus défavorables, et d'examiner ce qui se passe ensuite lorsque l'on supprime les surcharges seules. Les déformations qui se produisent alors restent suffisamment élastiques pour qu'il ne soit pas absolument vain d'appliquer la théorie classique du système déformable, en tenant compte dans le calcul des inerties des propriétés nouvelles des éléments déformés plastiquement. Il semble que la pratique courante, qui admet que les milieux de poteaux constituent des articulations, puisse être, dans la généralité des cas, justifiée par ce qui précède.

Résumé.

Ce bref exposé aura, nous l'espérons, suffi à montrer que, dans la stabilité des constructions, le rôle du poids propre et celui des surcharges variables sont sensiblement différents, du fait même de la nature des matériaux qui peuvent «s'adapter» sous la charge constante, mais ne le peuvent pas sous des charges variables.

C'est d'ailleurs cette remarque, appuyée par l'expérience empirique de tous les constructeurs, qui avait conduit les auteurs du règlement de la Chambre Syndicale des Constructeurs en Ciment Armé de France à majorer les surcharges, par rapport au poids propre, de façon à tenir compte, simplement et d'une façon effective, de leur action nettement défavorable.

Les constructions massives ont à ce point de vue une supériorité réelle sur les autres; les dalles pleines, les planchers type champignon sont très indiqués sous les fortes surcharges. Dans les grands ouvrages, ponts ou viaducs, il sera bon d'éviter l'allégement excessif du tablier par l'emploi de poutrelles ou de longrines d'un poids propre relativement faible; il est, à tous points de vue, plus rationnel de placer les poutres principales directement sous les fortes charges.

En résumé, la construction la plus durable est celle où les variations de contraintes sous les surcharges ont les plus faibles valeurs relatives possibles. Ce résultat peut être obtenu soit par augmentation du poids propre, soit par tout artifice tendant à augmenter la valeur relative des efforts dus aux charges permanentes.

Leere Seite
Blank page
Page vide

IIa2

La résistance du béton et du béton armé soumis à des efforts permanents et répétés.

Festigkeit des Betons und des Eisenbetons bei dauernder und bei oftmals wiederholter Belastung.

The Strength of Concrete and Reinforced Concrete under Sustained and Frequently Repeated Loading.

O. Graf,
Professor an der Technischen Hochschule, Stuttgart.

La recherche de la résistance à la fatigue du béton exige des essais vastes et de longue durée. En effet: la résistance du béton dépend de son âge; le traitement du béton n'est pas sans influence (humidité et température au moment des essais ainsi qu'à l'état primitif, avec et sans tensions de retrait); le développement de la résistance du béton est influencé par les propriétés du ciment; la résistance dépend aussi de la composition granulométrique du béton; la participation de l'armature à la transmission des efforts dépend largement de la résistance aux déformations du béton, qui varie dans une proportion importante avec la durée de l'application de la surcharge, la grandeur de la sollicitation, le degré d'humidité du béton, etc.

Il ne faut pas oublier encore les nombreuses influences que nous connaissons déjà par les essais ordinaires sur le béton et le béton armé (dosage en ciment, rapport entre la quantité d'eau et celle de ciment, composition granulométrique, nature du gravier, mode de préparation, etc.). Il faut encore déterminer si ces influences sont les mêmes sur la résistance à la fatigue et sur la résistance ordinaire.

Nous employons ici le terme: résistance à la fatigue dans un sens tout-à-fait général. Dans les applications techniques il faut déterminer et distinguer le genre de résistance à la fatigue (compression, traction, efforts alternés, flexion, cisaillement, flambage) ainsi que le mode de surcharge (immobile seulement, répétée seulement, partiellement immobile et partiellement répétée, etc.).

Nous allons résumer brièvement les connaissances actuelles sur la résistance à la fatigue du béton et du béton armé. Nous pourrons en conclure, ainsi que nous l'avons souvent démontré dans les milieux professionnels, que pour un progrès systématique, il est encore bien des questions à mettre au point.

1° *Résistance à la fatigue du béton comprimé.*

Les chiffres que nous donnerons dans ce qui suit sont valables pour du béton âgé du plus de six mois lors des essais et conservé dans les locaux de travail après avoir été maintenu humide au début.

a) Résistance à la fatigue du béton comprimé par une surcharge immobile (stabilité à la fatigue).

Nous ne connaissons pas encore de résultats d'essais sur la résistance du béton soumis à une surcharge permanente immobile. Il existe cependant quelques observations dont nous tiendrons compte au cours de nos essais. Il s'agit des essais groupés sous b) et c) d'après lesquels on peut dire que la stabilité à la fatigue du béton sera les $^4/_5$èmes de la résistance lors des essais de compression ordinaires.[1]

b) Résistance à la fatigue du béton soumis à une compression souvent répétée (résistance aux efforts répétés non alternés).

Citons les essais de *Joly, Hatt, Ornum*[2] et *Mehmel*[2] ainsi que les essais plus récents de *Graf* et *Brenner*[3] qui furent exécutés pour la Commission allemande du béton armé. Il résulte de ces essais que la résistance à la compression due à des efforts répétés non alternés de poteaux en béton de différentes compositions, en particulier de différents pourcentages de ciment et de différentes compositions granulométriques, est à peu près 0,6 fois la résistance des primes utilisés dans les essais ordinaires de rupture. La composition du béton n'a qu'une importance restreinte; la valeur du rapport décroît en général pour une résistance croissante.

Le nombre d'oscillations de la charge se montait à environ 260 à la minute; le nombre total d'oscillations pour lequel on détermina la résistance aux efforts répétés non alternés était de deux millions.

Le nombre d'oscillations entrainant la rupture croit avec une fréquence croissante (au cours des essais on admit des fréquences de 10 à 450 oscillations à la minute). La résistance aux efforts répétés non alternés était un peu plus grande pour une fréquence plus grande.

c) Résistance à la fatigue du béton comprimé en même temps par une surcharge immobile et une surcharge souvent répétée.

L'amplitude des charges oscillantes qui peuvent être supportées deux millions de fois, décroît avec l'accroissement des charges permanentes. La fig. 1 par exemple nous montre que, pour un béton dont la résistance de prisme est de 180 kg/cm², l'amplitude S est la suivante:

pour	une	charge	permanente	$\sigma_u =$	6 kg/cm²,	S =	109 kg/cm²
,,	,,	,,	,,	$\sigma_u =$	118 kg/cm²,	S =	39 kg/cm²
,,	,,	,,	,,	$\sigma_u =$	157 kg/cm²,	S =	8 kg/cm²

[1] Lorsqu'il s'agit de relever les tensions de compression admissibles du béton, il faut remarquer que la grandeur des déformations du béton pour une surcharge permanente doit aussi être prise en ligne de compte (cf. *Graf*, „Beton und Eisen", 1934, p. 167, ainsi que *Hummel*, „Zement", 1935, p. 799).

[2] cf. *Graf*, „Die Dauerfestigkeit der Werkstoffe und der Konstruktionselemente", Springer, Berlin, p. 116, ainsi que Hatt et Mills, Bulletin 34 of the Purdue University, 1928.

[3] cf. *Cahier* 76 du „Deutschen Ausschusses für Eisenbeton". Un autre rapport paraîtra en 1936.

Chaque essai durait au moins 5 jours. Les valeurs que nous avons obtenues ainsi, nous montrent que la résistance à un effort permanent, lors d'un essai à la fatigue de 5 jours environ, est à peu près égale à la résistance de prismes, obtenue lors des essais ordinaires d'écrasement (165 kg/cm² d'effort total dans un essai à la fatigue contre 180 kg/cm² dans un essai d'écrasement).

d) Généralités sur la résistance à la fatigue du béton comprimé.

D'après les normes relatives au béton et au béton armé, la compression admissible pour des poteaux sollicités centriquement, est au plus égale au $^1/_3$ de la résistance de cubes de béton après 28 jours. Lorsque l'on admet pour les poteaux une résistance égale aux $^2/_3$ au moins de la résistance des cubes, la

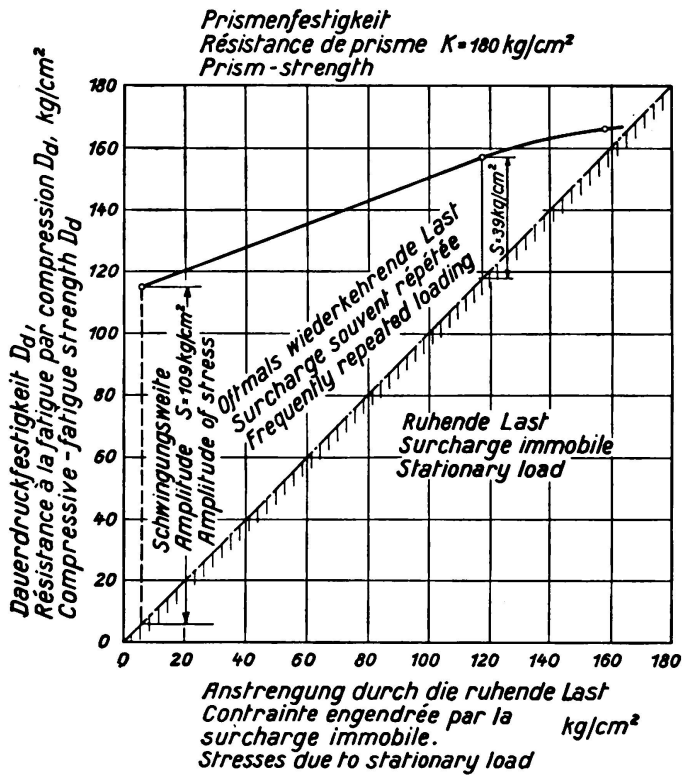


Fig. 1.

Essais à la fatigue par compression sur des prismes de béton non armé.

sollicitation admissible du béton se monte à la moitié de la résistance des poteaux.

Cette sollicitation des poteaux n'est pas beaucoup au-dessous de la capacité de résistance à une compression souvent répétée, si l'on ne tient pas compte de l'accroissement de la résistance avec l'âge. Si l'on admet une croissance nette de la résistance avec l'âge, il faudrait y adapter les sollicitations usitées en Allemagne, même lorsque seules des surcharges répétées déterminent le dimensionnement.

Dans l'avenir on pourra examiner dans quelles conditions un relèvement de la compression admissible du béton est possible quand principalement des charges immobiles déterminent le dimensionnement.

2° *Résistance à la fatigue du béton soumis à la traction.*

On a exécuté à Karlsruhe des essais de ce genre; ils ont donné des résultats semblables à ceux que nous avons sous 1a et 1b pour la compression.[4] Ces résultats n'ont pas encore été publiés.

3° *Résistance à la fatigue du béton soumis à la flexion.*

Clemmer[5] et plus tard *Olden*[5] ont fait des essais sur du béton soumis à la flexion. La surcharge était appliquée 40 fois à la minute. Les résultats montrent

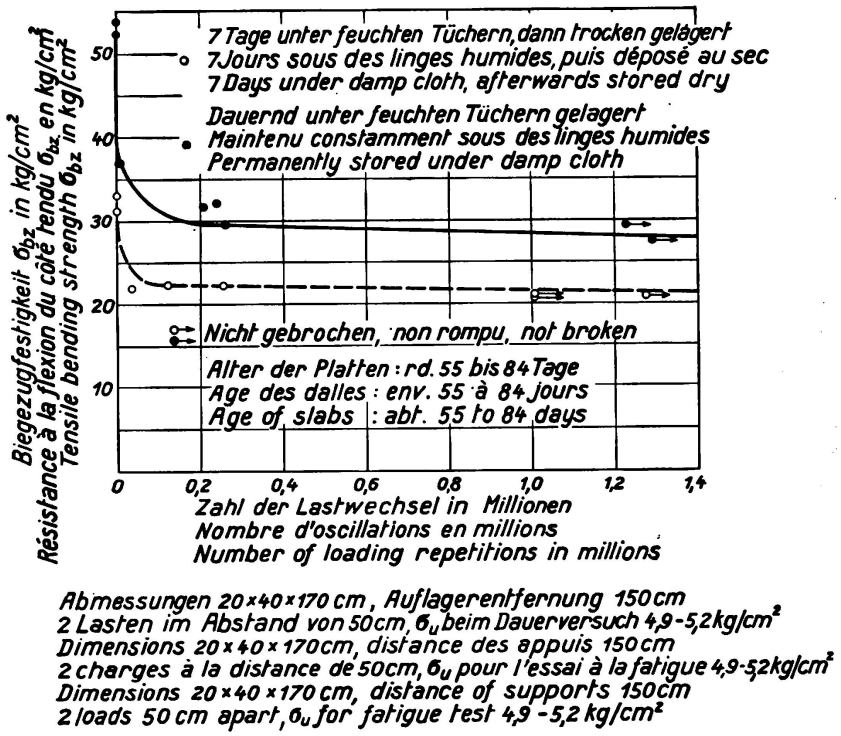


Fig. 2.

Essais à la fatigue par flexion sur des dalles de béton non armé.

que la résistance à la fatigue du béton soumis à des efforts répétés non alternés est environ la moitié de la résistance à la flexion déterminée de la façon ordinaire.

Des essais que nous avons exécutés nous-mêmes en 1935, donnés dans la fig. 2, ont fourni les résultats suivants: Des poutres maintenues constamment humides, ont montré une résistance à la fatigue de 28 kg/cm² pour des efforts répétés non alternés; la résistance normale à la flexion est de 53 kg/cm², le rapport est donc 0,53 : 1,0. Des poutres maintenues humides au début puis déposées au sec possèdaient une résistance à la fatigue de 21 kg/cm² pour des efforts répétés non alternés; la résistance ordinaire à la flexion est de 32 kg/cm², le rapport est donc dans ce cas de 0,66:1,0.

D'autres essais sont en cours.

---

[4] D'après une communication de Monsieur le prof. Dr. ing. *Kammüller.*

[5] Ces essais furent publiés en résumé dans *Graf:* „Die Dauerfestigkeit der Werkstoffe und der Konstruktionselemente", p. 117.

4° *Résistance à la fatigue de poteaux en béton armé soumis à la compression.*

Lorsque l'on veut juger de la résistance à la fatigue des poteaux en béton armé il ne faut pas oublier de remarquer ce qui suit:

a) L'élasticité de l'acier et, par conséquent, la résistance au flambage des armatures n'est pas ou que peu influencée par des charges permanentes ou par des surcharges souvent répétées.

b) La limite d'écrasement diminue avec le temps sous l'effet de charges permanentes.[6]

c) Les déformations du béton dépendent dans une forte mesure de la durée et de la grandeur de la surcharge. La participation du béton à la transmission des forces dans les poteaux en béton armé varie par conséquent avec la durée et la grandeur de la surcharge; elle dépend encore de la composition du béton ainsi que de son degré d'humidité.

Nous ne connaissons jusqu'à présent aucun résultat de recherches sur la résistance de poteaux en béton armé soumis à des charges permanentes ou souvent répétées ou encore à l'action combinée de charges permanentes et de charges souvent répétées.

5° *Résistance à la fatigue de dalles en béton armé soumises à la flexion.*

La résistance de dalles en béton armé, de construction et d'exécution courantes est déterminée par la résistance de l'acier dans la zone tendue.

La limite d'écoulement de l'acier de la zone tendue est dépassée sous l'effet de charges croissant lentement et graduellement; il en résulte, dans les conditions ordinaires, de telles déformations que la dalle apparait comme pratiquement inutilisable. La résistance des dalles dépend donc directement de la limite d'écoulement lorsque l'on a affaire à des surcharges immobiles. La limite d'écoulement est, dans le cas d'une surcharge agissant très longtemps, légèrement plus petite que lors des essais ordinaires de traction (cf. 4).

Une armature tendue, soumise à une surcharge souvent répétée (non alternée) peut, lorsqu'il s'agit de ronds ordinaires, atteindre la limite d'écoulement lorsque la surface présente un aspect normal.[7] Pour les aciers à haute limite d'écoulement, la résistance aux efforts de traction répétés non alternés, est plus petite que la limite d'ecoulement. Pour de tels aciers, la résistance aux efforts de traction répétés non alternés dépend beaucoup plus fortement de l'aspect extérieur des barres que pour les aciers ordinaires du commerce. Par ex. la rupture des armatures tendues[8] dans une dalle simple se produisit lorsque:

$\sigma_{e\,max}$ était plus grand que . . .	2900	3100	3300	2830 kg/cm²
Amplitude	2570	2640	2830	2565 kg/cm²
pour ces valeurs on obtient:				
une limite d'écoulement σ_s . . .	2970	4280	4500	6150 kg/cm²
pour les aciers	37	60	Isteg	en treillis[8]

[6] cf. *Siebel* et *Pomp*, Communications du „Kaiser Wilhelm-Institut für Eisenforschung", volume X, mémoire 100.

[7] cf. par ex. „Beton und Eisen", 1934, p. 169.

[8] Pour plus de détails, cf. „Beton und Eisen", 1935, p. 149.

Il résulte de ceci, ainsi que d'autres essais exécutés à Stuttgart que l'on doit admettre que la résistance d'une armature tendue est limitée par des amplitudes d'env. 2600 kg/cm² pour des surcharges souvent répétées. Il faut encore admettre dans ce cas que l'acier présente une surface extérieure normale et la conserve.

Les aciers à haute limite d'écoulement sont susceptibles de supporter des tensions admissibles plus élevées lorsque la surcharge est immobile que lorsqu'elle est mobile. Ces aciers sont donc à employer en construction métallique pour les parties qui sont principalement soumises à des surcharges immobiles.

Dans le choix des surcharges admissibles, outre la résistance des dalles, il faut encore observer que des fissures dans le béton de la zone tendue peuvent diminuer la protection des armatures, lorsque la largeur de ces fissures est trop grande pour les conditions de l'ouvrage (par ex. en plein air).[9]

Le rapport, entre les déterminations lors des essais et l'expérience acquise sur les constructions, de la largeur admissible des fissures n'a pas encore été établi.

6° *Résistance à la fatigue de poutres en béton armé soumises à la flexion.*

Dans la discussion des conditions de résistance à la fatigue des dalles (sous 5), nous avions supposé que l'armature était suffisamment ancrée dans les conditions ordinaires et que dans ce cas les propriétés du béton n'avaient qu'une importance secondaire, pour autant que les normes alors valables étaient appliquées, c'est-à-dire pour autant que la résistance minima exigée du béton était dépassée. Ces admissions ne sont en général pas suffisantes pour des poutres, car on utilise des fers plus forts dans les poutres que dans les dalles, d'où il résulte que la compression du béton produite par les crochets est beaucoup plus forte et que les fers pliés doivent supporter de fortes compressions aux pliures. Lorsque le béton a une résistance moyenne et lorsque les fers ont un gros diamètre, ce que nous avons dit ci-dessus peut entrainer la destruction du béton, avant même que les efforts dans l'acier aient atteint la limite d'écoulement[10] (cf. fig. 3).

La résistance du béton est donc à déterminer suivant les dimensions de l'armature; en tous les cas il faut, en partant de rapports limites à déterminer, faire dépendre de l'armature la résistance nécessaire du béton.[11] Ces rapports sont beaucoup plus prononcés pour une surcharge souvent répétée que pour une surcharge immobile.

La plupart des essais de fatigue à la flexion, exécutés sur des poutres en béton armé se limitent à la détermination de l'influence des surcharges souvent répétées mais inférieures à la résistance à la fatigue, sur la charge maxima, déterminée suivant la méthode ordinaire, que peut supporter la poutre après les essais de fatigue. En se basant sur les résultats des nombreux essais de fatigue de tous genres, on pouvait prévoir que des charges souvent répétées, dépassant

---

[9] cf. „Beton und Eisen", 1935, p. 148.

[10] cf. „Beton und Eisen", 1935, p. 147.

[11] Les nouvelles normes allemandes relatives au béton armé contiennent des prescriptions dans ce sens.

nettement la surcharge admissible, mais non la résistance à la fatigue, n'influenceraient pas ou que peu la résistance à la rupture ordinaire.[12] C'est pourquoi l'on ne peut fixer la résistance à la fatigue par flexion de poutres en béton armé qu'après avoir déterminé les surcharges souvent répétées qui ne provoque juste pas la rupture mais qui l'entraînent pour un faible accroissement.

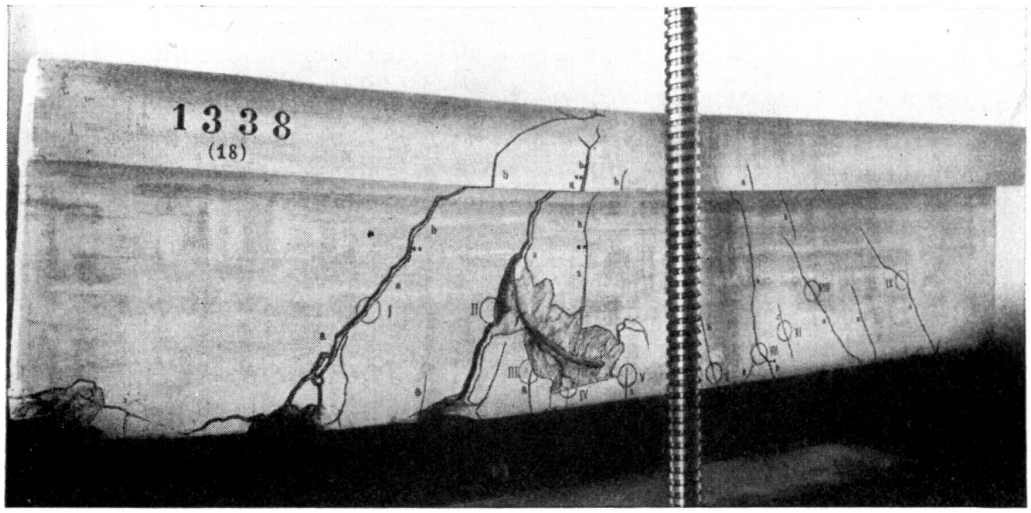


Fig. 3.

Poutre de béton armé ayant subi une flexion souvent répétée.

Nous proposons d'autre part de faire dépendre la charge admissible, d'une plus grande largeur admissible des fissures; si l'on veut le faire, il faut spécialement remarquer que dans des poutres, la largeur des fissures atteint des valeurs maxima dans les régions où l'armature est variable, principalement à l'endroit des pliures. Il faut encore ajouter que dans des conditions identiques, la largeur des fissures dépend de la distance de ces dernières. A part cela les remarques que nous avons faites à la fin de 5° sont valables ici.

Résumé.

Les essais exécutés jusqu'à présent montrent que la résistance du béton aux efforts souvent répétés (efforts répétés non alternés) de compression, de traction et de flexion atteint au moins la moitié de la résistance obtenue lors des essais ordinaires de rupture. Lorsqu'en plus des efforts souvent répétés on a encore des charges immobiles, les limites des charges oscillantes, qui peuvent être supportées un nombre infini de fois, deviennent plus petites. La résistance aux surcharges immobiles peut être évaluée au moins aux $^4/_5$ de la résistance obtenue lors d'un essai ordinaire de rupture.

Quant à la résistance à la fatigue du béton armé, seuls des essais sur des dalles et des poutres ont été effectués. Les résultats relatifs aux armatures

[12] cf. „Handbuch für Eisenbetonbau", 1er volume, 4ème édition. p. 46 et suivantes, ainsi que les sources qui y sont indiquées.

concordent avec les données connues de la résistance à la fatigue de l'acier. Les aciers à haute limite d'écoulement sont à employer lorsqu'on a principalement affaire à des surcharges immobiles. Dans les poutres qui doivent supporter des efforts souvent répétés, la résistance du béton sera dépassée aux endroits des pliures et des crochets des barres lorsque l'armature est disposée suivant les méthodes ordinaires. C'est pourquoi la Commission allemande du béton armé fait exécuter en ce moment de plus vastes essais sur la résistance au glissement et sur l'ancrage des armatures soumises à des surcharges souvent répétées.

II b

Moyens d'augmenter la résistance à la traction et de diminuer la formation des fissures dans le béton.

Mittel zur Erhöhung der Zugfestigkeit und zur Verminderung der Rissebildung des Betons.

Means for increasing the tensile strength of concrete and for reducing the liability of cracking.

Leere Seite
Blank page
Page vide

IIb 1

La résistance à la traction et la fissuration du béton.

Erhöhung der Zugfestigkeit und Verminderung der Rißbildung des Betons.

Tensile Strength and Formation of Cracks in Concrete.

E. Bornemann,
Regierungsbaumeister a. D., Berlin.

Introduction.

Eviter les fissures dans le béton et maintenir dans des limites qui les rendent non nuisibles les fissures inévitables, tel est devenu le but de l'investigation des matériaux et du développement de la construction en béton et en béton armé dont l'importance a augmenté encore avec l'effort fait pour admettre de plus fortes sollicitations. Il faut souligner encore la relation qui existe entre la fissuration et la résistance à la traction du béton et la nécessité d'augmenter cette dernière. Le présent rapport doit fournir un aperçu de l'état actuel des connaissances dans ce domaine.

I. — Résistance du béton à la traction.

a) Le mesurage de la résistance du béton à la traction.

La résistance du béton à la traction peut être mesurée directement par des essais de traction ou indirectement par des essais de flexion. L'essai de traction n'est que relativement peu employé car il ne peut être exécuté qu'avec des machines d'essai coûteuses et des éprouvettes difficiles à réaliser et parce que d'autre part cet essai exige beaucoup plus de soins que l'essai de flexion. Il faut encore ajouter que l'essai de flexion correspond mieux que l'essai de traction, à la sollicitation réelle du béton.

Dans les deux genres d'essais le résultat dépend de la grandeur de la section de l'éprouvette en ce sens que de gros corps présentent en général une plus petite résistance (1, p. 84). La cause doit en être cherchée en première ligne dans les contraintes propres qui par exemple se produisent lors du séchage des éprouvettes (1, p. 87) (cf. I c 8). Dans l'essai de flexion il faut observer encore la disposition des charges. Deux charges concentrées placées à une certaine distance donnent en moyenne une contrainte de rupture par flexion plus petite qu'une seule charge concentrée car, dans le cas de deux charges, la sollicitation maxima s'étend sur tout l'espace compris entre les deux charges et par conséquent l'endroit le plus faible du béton peut plus facilement se trouver au point de

sollicitation maxima (1, p. 93). Les contraintes de rupture, calculées d'après les essais de traction et de flexion exécutés sur le même béton, avec les admissions ordinaires (contraintes uniformément réparties dans l'essai de traction et contraintes réparties linéairement dans l'essai de flexion), ne concordent pas toujours; le plus souvent la contrainte de rupture par flexion est plus grande que la résistance à la traction. Cela repose principalement sur le fait qu'entre les points d'application des forces, la contrainte maxima se produit, dans l'essai de traction, en même temps dans tous les points d'une section, tandis que dans l'essai de flexion cette contrainte ne se présente d'abord que dans la zone extrême (1, p. 93). Il faut encore ajouter que dans la zone tendue du béton il n'y a aucune proportionnalité entre les contraintes et les allongements, même pour de faibles sollicitations, de telle sorte que la répartition des contraintes ne correspond pas aux hypothèses que nous avons admises pour le calcul des contraintes (4, p. 39; 39, p. 73).

b) Rapport entre les résistances à la traction, à la flexion et à la compression.

Jusqu'à maintenant on n'a trouvé entre les résistances à la traction, à la flexion et à la compression aucune relation conforme à une loi et qui permette de déduire une résistance d'une autre. Dans toutes les relations que l'on a proposées, la dispersion est forte.

Graf (1, p. 92) a trouvé entre la résistance à la compression, déterminée sur des cubes dont les arêtes avaient 30 cm, et la résistance à la traction, déterminée sur des corps dont la surface était de 400 cm², le rapport $K_d : K_z = 8$ à 17; *Guttmann* (3), sur des cubes et des éprouvettes de traction avec section de 100 cm², a trouvé le rapport $K_d : K_z = 14$ à 28. Dans les deux cas la dispersion des valeurs du rapport est à peu près la même, tandis que la grandeur absolue de ces valeurs est vraisemblablement influencée par les dimensions des éprouvettes.

Pour le rapport de la résistance à la compression à la résistance à la flexion, *Graf* (2, p. 83) donne, sur la base d'un grand nombre d'essais, $K_d : K_b = 4$ à 12.

La dispersion du rapport entre les résistances à la flexion et à la traction est grande. *Graf* (2, p. 91) a trouvé pour une section tendue de 400 cm², $K_b : K_z = 1{,}6$ à 2,9 et comme valeur maxima pour du béton centrifugé: 3,5, tandis que *Guttmann* (3) à trouvé, pour une section tendue de 100 cm² et une sollicitation à la flexion pour une charge concentrée, $K_b : K_z = 2{,}3$ à 4,2 et *Dutron* (5) pour la même section tendue, mais pour une surcharge de flexion avec deux charges concentrées, a observé un rapport $K_b : K_z = 1{,}3$ à 2,0. L'influence de la disposition des charges, suivant les considérations faites sous Ia, ressort des deux derniers groupes de chiffres.

Dans la dispersion des résultats, il faut cependant observer que l'on a comparé certains mélanges qui se distinguent par plusieurs coefficients. Si l'on réduisait le nombre des variables on trouverait vraisemblablement une relation plus régulière. *Hummel* donne, d'après ses observations, l'équation $K_b = K^x_d$ entre la résistance à la flexion et la résistance à la compression (6, p. 15). D'autres essais nous permettent de conclure avec la même probabilité, qu'il existe, entre les résistances à la traction et à la compression, une relation correspondante $K_z = K^y_d$. Ces deux équations énoncent que les résistances à la traction et à la flexion croissent avec une résistance à la compression croissante,

cependant pas dans le même rapport que les résistances à la compression, mais d'autant plus lentement que les résistances à la compression deviennent plus grandes. Ainsi qu'on peut l'attendre de la dispersion des valeurs $\frac{K_d}{K_b}$ et $\frac{K_d}{K_z}$, x et y ne sont pas des constantes valables pour tous les cas. x varie vraisemblablement beaucoup plus entre 0,55 et 0,70 et y entre 0,45 et 0,60 (cf. tableau I). Malgré cela, les exposants x et y permettent une appréciation suffisante de l'effet de certaines mesures sur le rapport des résistances à la flexion ou à la torsion, à la résistance à la compression, comme le rapport simple entre ces résistances, parce que les exposants satisfont à l'oscillation de la valeur du rapport, dépendante de la grandeur de la résistance à la compression.

c) Influences sur la résistance à la traction du béton.

Lorsque l'on se donne la tâche de relever la résistance à la traction du béton, il faut rechercher toutes les grandeurs et tous les processus qui peuvent influencer les propriétés du béton: ciment, nature des pierres, forme et grandeur des grains, le mélange en ciment, les matériaux additionnels et l'eau, la préparation, les conditions extérieures durant le durcissement et plus tard: température, humidité, l'âge et la surcharge.

1° — *Le ciment.*

Comme la résistance du béton est causée d'abord par la force de liage du ciment, les propriétés du ciment déterminent aussi en première ligne la résistance à la traction du béton. Cette considération s'oppose, en apparence, au fait que la qualification des ciments d'après l'essai de traction, indiqué par les normes jusqu'il y a peu de temps en usage, n'est pas la même que celle de l'essai de traction effectué sur du béton exécuté avec ces ciments, c'est-à-dire qu'un ciment, d'après les prescriptions, plus résistant à la traction, ne fournit pas toujours un béton plus résistant à la traction, par ex (3). De là et d'autres observations analogues faites dans les essais à la compression, on a conclu que l'essai normal, avec sable à un grain et faible rapport de l'eau au ciment, ne pouvait pas suffire à évaluer la force de liage des ciments dans le béton et l'on a développé de nouvelles méthodes d'essai, avec sables à granulation mélangée et avec un plus grand rapport eau-ciment (7) à (10). Les essais exécutés par l'association „Forschungsgesellschaft für das deutsche Straßenwesen" ont donné une bonne concordance entre les rapports des résistances à la flexion, déterminées suivant les nouvelles méthodes d'essai, de différents ciments et les résistances à la flexion de béton établi avec ces ciments. Ceci démontre que la résistance à la flexion du béton peut être relevée par le choix d'un ciment déterminé, d'après les nouvelles méthodes d'essai. Il est d'autre part encore possible maintenant de rechercher la cause qui détermine la supériorité des différents ciments. D'après les connaissances actuelles sur l'action des ciments, on ne peut presque pas s'attendre à ce que l'action des ciments pour la résistance à la traction, ne pourra pas croître d'une façon appréciable au-dessus de l'état actuel.

Le rapport entre les résistances à la flexion et à la compression des ciments oscille aussi, d'après les nouvelles méthodes d'essai, entre de larges limites et il est en général d'autant plus défavorable pour la résistance à la flexion que la

Tableau I.

Influence de la composition du béton sur la résistance à la traction et à la flexion.

Groupe	Essais de	Matériaux additionnels	Courbe de ramisage du sable d'après la Fig. 1	Granulation o/oz mm dans le sable %	Sable par rapport aux matériaux additionnels %	Ciment dans 1 m³ de béton kg/m³	Rapport eau-ciment W	Résistance à la flexion (à la traction) kg/cm²	Résistance à la compression kg/cm²	x (y) pour $K_b = K_a^x$ $K_z = K_a^y$	Consistance
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
1	Bach et Graf (13) p.42	Sable naturel+gravier	sous B	2	58	~240	0,82	(12)	138	(0,513)	très mou
			"	2	55	~320	0,61	(17)	201	(0,534)	
			"	2	57	~430	0,50	(23)	264	(0,560)	
2	Graf (11) p.40	Sable naturel+gravier	A	—	43	264	0,63	41	278	0,659	mou
			B	22	60	257	0,77	36	183	0,687	
			sous C	40	71	254	0,98	18	133	0,620	élargissement
			C	44	80	250	1,17	13	81	0,586	
											~ 51 cm
			A	—	43	308	0,52	50	301	0,686	
			B	17	59	297	0,65	44	242	0,689	
			sous C	37	71	294	0,81	29	170	0,656	
			C	44	79	296	0,96	16	119	0,581	
			A	—	40	353	0,51	48	362	0,657	
			B	12	58	343	0,58	46	256	0,690	
			sous C	34	70	351	0,67	37	251	0,654	
			C	44	79	367	0,68	24	166	0,621	
3	Herfel (15)	Sable naturel+gravier	sous B	9	38	306	0,70	29	240	0,616	mou
			" B	7	46	302	0,70	37	250	0,653	
			sur C	15	95	300	1,00	14	90	0,584	
		Sable naturel + gravier concassé (basalte concassé ramassé)	C	11	37	310	0,72	31	195	0,686	
			B	13	41	307	0,72	30	238	0,619	
			sur A	8	50	303	0,72	36	244	0,651	
4	Guttman (3)	Sable naturel+gravier	sous B	8	43	278	0,60	(18)	354	(0,484)	mou
			"	8	54	275	0,60	(21)	353	(0,520)	
		Sable concassé+gravier concassé (basalte)	sous B	8	43	301	0,68	(16)	303	(0,486)	
			"	8	54	300	0,68	(21)	305	(0,533)	
5	Bach et Graf (13) p.28	Sable naturel+gravier	sous B	2	55	~320	0,61	(17)	201	(0,534)	très mou
		Sable naturel+gravier concassé (basalte)	B	6	56	~350	0,77	(21)	197	(0,573)	
		Sable concassé+gravier (basalte)	sous B	13	55	~320	0,90	(17)	157	(0,558)	
		Sable concassé+gravier concassé (basalte)	B	17	56	~350	1,05	(16)	124	(0,572)	
6	Graf (17) p.sel 6	Sable naturel									
		Sable naturel+gravier	sur C	5	40	301	0,69	40	265	0,661	peu mou
		Sable naturel+gravier concassé (basalte concassé ramassé)	"	6	40	300	0,71	38	193	0,691	élargissement
		Sable naturel+gravier concassé (basalte concassé plat)	"	5	40	299	0,71	41	227	0,685	~ 40 cm
		Sable naturel+gravier	"	5	40	297	0,76	32	207	0,650	liquide
		Sable naturel+gravier concassé (basalte concassé ramassé)	"	6	40	308	0,93	24	109	0,678	élargissement
		Sable naturel+gravier concassé (basalte concassé plat)	"	5	40	295	0,87	25	155	0,638	~ 67 cm
7	Dufrun (5)	Sable naturel+gravier				346	0,50	(20)	384	(0,507)	mou
		Sable nat+grav.conc.(Porphyre)				350	0,55	(21)	335	(0,526)	
		Sable naturel+gravier concassé (scories de haut fourneau)				355	0,60	(25)	350	(0,553)	
		Sable concassé+gravier concassé (Porphyre)				365	0,67	(24)	273	(0,569)	
		Sable concassé+gravier concassé (scories de haut fourneau)				360	0,74	(22)	247	(0,561)	
8	Walz (18)	Sable naturel+gravier	A	2	42	254	0,54	57,5	330	0,698	humidité (1) de la terre
						250	0,64	51,0	280	0,698	(2)
			A	2	42	345	0,46	63,5	445	0,681	(1) vibré
						343	0,50	59,5	395	0,684	(2) damé

résistance à la compression est plus grande. Le rapport entre ces deux résistances dans le béton est par conséquent aussi déterminé par le caractère du ciment.

Nous expliquerons plus tard (cf. sous 3 et 8) jusqu'où la fluidité, qui est importante pour la participation de l'eau à l'obtention d'une certaine facilité de façonnage du béton, la tendance au retrait et la vitesse de durcissement des ciments influencent la résistance à la traction du béton.

2° — *La quantité de ciment dans le béton.*

Les résistances à la traction et à la flexion croissent avec la quantité de ciment dans le béton, lorsque les matériaux additionnels restent les mêmes et lorsque la consistance ne varie pas (11, p. 48) (12). On peut suivre cela dans le tableau I dans le groupe 1 et ensuite dans le groupe 2 lorsque l'on compare les valeurs appartenant à la même courbe. De la variation des exposants y dans le groupe 1 on peut conclure que le rapport $\frac{k_z}{k_d}$ devient plus favorable avec un pourcentage de ciment croissant. Vraisemblablement il se rapproche de la valeur caractéristique de la marque de ciment. Dans le groupe 2 par contre x est partiellement constant. Cela est vraisemblablement à ramener à la teneur élévée, graduée suivant la quantité de ciment, en granulation 0/02 mm, par quoi le ciment n'est pas pris pour le remplissage des pores, même dans les mélanges maigres. Lorsque la quantité de ciment croît les contraintes dues au séchage croissent aussi (cf. sous 8), car les sections sèchent plus lentement (25, p. 34), de telle sorte que, malgré la plus haute teneur en ciment, les résistances peuvent momentanément décroître (12).

3° — *La quantité d'eau dans le béton.*

La quantité d'eau dans le béton frais a sur les résistances à la traction et à la flexion une influence du même genre que sur la résistance à la compression. Lorsque le rapport eau-ciment $w = \frac{\text{poids d'eau}}{\text{poids de ciment}}$ croît, les résistances à la traction et à la flexion décroissent en fonction de w; d'après *Graf*, d'une façon approximative, dans le rapport $\frac{1}{w^2}$ (2, p. 86). Par suite de la relation entre les résistances, donnée sous 2b, la perte de résistance avec un w croissant est toutefois plus petite pour les résistances à la traction et à la flexion que pour la résistance à la compression. Afin de réduire l'emploi d'eau, pour l'obtention d'une certaine malléabilité du béton, outre le choix d'une marque de ciment appropriée (cf. 1) et d'une granulation adéquate (cf. 4), il peut être avantageux d'employer un moyen d'humidification (14).

4° — *Granulation des matériaux additionnels.*

Comme la granulation des matériaux additionnels détermine en première ligne le besoin d'eau du béton et comme son influence sur les résistances à la traction et à la flexion d'une part et sur la résistance à la compression d'autre part doit être du même genre, on doit s'attendre à ce que les règles de granulation, qui se sont développées pour la résistance à la compression, soient aussi

aptes à fournir de hautes résistances à la traction et à la flexion. A la fig. 1 nous avons donné les courbes limites de tamisage, actuellement valables en Allemagne pour les mélanges destinés au béton armé. Si l'on compare ainsi le groupe 2 du tableau 1, on constate que les courbes de tamisage situées dans le domaine caractérisé «spécialement bon», ont fourni en fait les résistances à la flexion les plus favorables. Observons les groupes 2 à 4 et les exposants x et y de ces groupes, on voit qu'il est bon que la quantité de sable par rapport à la masse des matériaux additionnels, même lorsque la granulation est naturelle, soit de 50 à 60 % pour un béton facile à travailler. Dans le groupe 3 on remarque que le sable dont la granulation suivant la fig. 1 était défavorable,

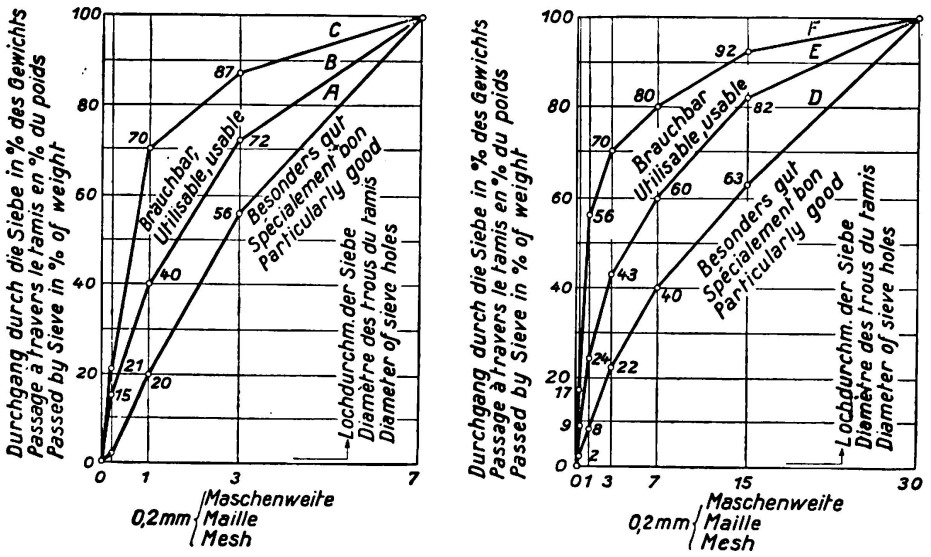


Fig. 1.

Courbes limites de tamisage de la Commission Allemande pour le béton armé.
Courbes de tamisage pour le sable seulement.
Courbes de tamisage pour tous les matériaux additionnels.

a influencé moins défavorablement la résistance à la flexion que la résistance à la compression, pour autant qu'il n'était pas dans une mesure exagérée. Il est possible que ce résultat est influencé par le séchage plus lent du mortier à granulation fine. *Pfletschinger* (16) a trouvé que pour la résistance à la traction par flexion, une bonne graduation de la granulation (> 7 mm) est importante, tandis qu'elle joue un rôle moins important pour la résistance à la compression.

5° — *Forme des grains et état de la surface des matériaux additionnels.*

La forme des grains et l'état de la surface des matériaux additionnels déterminent l'emploi d'eau du béton frais pour une teneur en ciment et une granulation données, lorsque l'on doit obtenir une certaine malléabilité. Afin de maintenir faible l'emploi d'eau, il faut choisir une forme de grains si possible ronde et concentrée (longeur: largeur: épaisseur entre 1 : 1 : 1 et 1 : 0,6 : 0,2, suivant les directives pour les dalles de tablier des autostrades du Reich) et une surface pas trop rugueuse. Cela est spécialement valable pour le béton mou et coulant. D'autre part, l'adhérence du ciment aux pierres et la liaison entre le

mortier et les pierres sont dépendantes de l'état de la surface des matériaux additionnels. Cela se présente vraisemblablement plus dans la résistance à la traction et à la flexion que dans la résistance à la compression car, lors d'une sollicitation à la traction et à la flexion, les grains ne peuvent pas s'entre-appuyer. Des matériaux additionnels à surface rugueuse et irrégulière peuvent par conséquent influencer favorablement la résistance à la traction et à la flexion, si l'on admet que l'influence défavorable d'un emploi d'eau plus élévé n'est pas prédominante. Dans ce sens, on peut voir d'après les groupes 5 à 7 du tableau 1 que, par l'emploi de gravier concassé au lien de gravier de rivière, le rapport de la résistance à la traction et à la flexion est amélioré vis-à-vis de la résistance à la compression (accroissement des exposants x et y). On peut remarquer par contre que les valeurs absolues des résistances à la traction et à la flexion ne sont pas toujours favorablement influencées par ces mesures. Il se produit par exemple dans le groupe 6, dans le béton coulant, par suite des matériaux concassés, une réduction appréciable des résistances. D'après les groupes 4, 5 et 7 il ressort, qu'en ce qui concerne les résistances à la traction et à la flexion, le sable concassé et le sable naturel ont la même valeur mais que la résistance à la compression est fortement réduite par du sable concassé. Il n'y a par conséquent aucune raison de préférer le sable concassé au sable naturel en ce qui concerne les résistances à la traction et à la flexion.

6° — *Types de pierres des matériaux additionnels.*

La résistance à la traction des pierres employées comme matériau additionnel est en général plus grande que la résistance à la traction du béton habituellement atteinte jusqu'à ce jour. Cependant, si l'on observe que l'on peut évaluer à environ 55 kg/cm², d'après les résistances à la flexion observées, la résistance à la traction du béton que l'on peut atteindre après un certain temps (2, p. 90) et qu'il existe des pierres appropriées au béton avec résistance à la traction plus faible, on voit qu'il faut tenir compte de la résistance à la traction des pierres, spécialement lorsque l'on doit obtenir un bon rendement (12, note 12). La résistance à la flexion des pierres n'a pour ainsi dire pas d'influence sur la résistance du béton car, dans l'essai de traction et flexion, seuls des morceaux à forme très allongée peuvent être détériorés par flexion.

L'état de la surface des matériaux additionnels dépend du genre de pierre et pour les matériaux concassés, du mode de préparation; nous venons d'en expliquer la signification. On n'a pas encore étudié le rôle de l'absorption d'eau par les pierres au point de vue de l'amélioration du rapport eau-ciment (supposé que les matériaux additionnels n'étaient pas mouillés auparavant) (16), soit encore au point de vue de la réduction de la vitesse de séchage ou peut-être aussi quant à l'adhérence du ciment aux pierres.

Il est avantageux d'employer des pierres ou des matériaux artificiels qui, comme par exemple les scories de haut fourneau et les briques recuites, ont la propriété de réagir chimiquement avec le ciment et par conséquent d'engendrer un liage plus fort du ciment.

Dutron (groupe 7, tableau 1) et *Guttmann* (3) ont donné quelques exemples sur l'influence de l'état de la surface de différentes pierres sur la résistance à la traction et à la flexion du béton.

Finalement, il faut observer encore le genre de pierre à cause de son influence sur les contraintes propres (cf. sous 8).

7° — *Préparation du béton.*

Plus le béton est rendu compact au cours de sa préparation, plus augmente vraisemblablement sa résistance à la traction et à la flexion. *Graf* a observé des résistances à la flexion allant jusqu'à 80 kg/cm² dans certains cas même jusqu'à 120 kg/cm² pour du béton damé à la machine à plusieurs reprises (2, p. 90). De plus grandes différences dans la compacité ne sont toutefois possibles que dans un mélange à l'humidité de la terre. Dans ce cas, le vibrage a une influence spécialement favorable, non seulement en ce sens qu'il permet une meilleure compacité, mais aussi parce qu'un plus petit rapport eau-ciment est suffisant. Le groupe 8 du tableau 1 montre quels sont les avantages du vibrage sur le damage; il faut remarquer qu'un gros travail de damage fut nécessaire. Les plus grandes résistances pour la même teneur en ciment correspondent au vibrage, les plus petits au damage. Le rapport de la résistance à la flexion à la résistance à la compression reste le même pour les deux moyens de rendre le béton plus compact. Une haute résistance à la traction exige un mortier appliqué au pistolet.

8° — *Humidité et température.*

La résistance du béton à la traction et à la flexion est fortement dépendante des actions d'humidité et de température. Dès que l'humidité ou la température ne sont pas uniformément réparties sur la section d'un corps de béton, il se produit des contraintes même lorsque n'agit aucune force extérieure. Ces contraintes propres représentent une mise en charge préliminaire du béton et la résistance, calculée en partant de la charge de rupture, est de ce fait plus petite que la vraie résistance.

Les contraintes propres, engendrées par la différence d'humidité, se présentent par ex. lorsque du béton humide sèche ou lorsque du béton sec devient mouillé, en ce sens que la variation d'humidité du béton, et par conséquent le retrait ou le gonflement ne peuvent se propager que d'une manière douce, de l'extérieur vers l'intérieur du corps. Si par exemple la zone extérieure est beaucoup plus fortement séchée que le noyau de la section, la zone extérieure ne pourra pas subir le retrait correspondant à son degré d'humidité, d'où il résultera dans cette zone des contraintes de traction, équilibrées par des contraintes de compression dans le noyau (13, p. 106). Lorsque l'on mouille le béton, le jeu des contraintes est inversé.

La fig. 2 donne, d'après les essais de *Graf* (19, fig. 4), quelques renseignements sur les processus exigés par les différences d'humidités lors du séchage. Dans ce cas on observa des corps de différentes grandeurs de section pour les mêmes conditions de conservation. Admettons que dans les petits corps la différence d'humidité dans une section est pratiquement nulle; les lignes de la figure montrent de combien le béton se serait rétréci à la surface des gros corps s'il ne s'était allongé par les contraintes propres et si l'humidité de l'intérieur de la section ne l'avait empêché de sécher aussi rapidement que le béton des petits corps. On voit d'autre part par le raccourcissement restreint de

l'axe des gros corps (ligne en traits) combien ceux-ci sèchent plus lentement que les petits corps; il faut encore observer que des contraintes propres de compression augmentent le raccourcissement de l'axe au-dessus de la mesure conditionnée par le retrait seulement. Finalement, la comparaison entre les

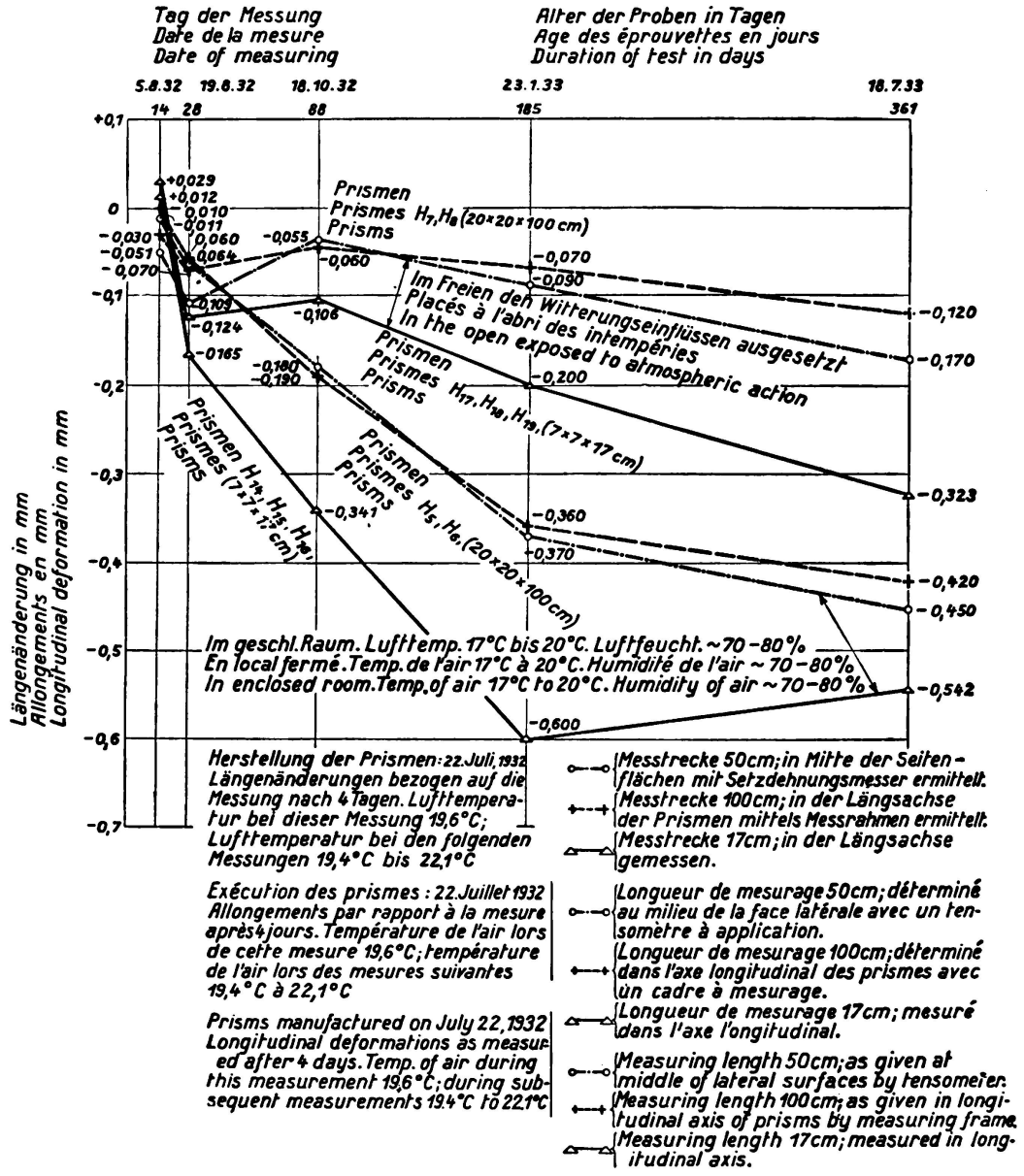


Fig. 2.

Retrait et gonflement de corps de différentes grandeurs.

raccourcissements de la surface et de l'axe des gros corps (lignes en traits-points et en traits), montre combien la différence des raccourcissements, que l'on peut attendre de la variation d'humidité, est compensée par les contraintes propres. Les contraintes propres seront d'autant plus grandes, que la différence d'humidité dans la section sera plus grande et que le ciment et les matériaux additionnels auront tendance au retrait et au gonflement. La variation d'humidité dépend du rapport entre la surface et la section du corps, de l'état des pores

dans le béton qui détermine la progression du séchage de l'extérieur vers l'intérieur (20, partie I) (21) et de la rapidité de séchage de la zone extérieure, qui est d'autant plus grande, que la différence entre le degré d'humidité du béton et de ses environs est grande (22, p. 136). Pour réduire la vitesse de séchage, il est avantageux d'utiliser des enduits imperméables (3), (23) (39, p. 139). Les contraintes propres seront par contre d'autant plus faibles, que le module d'élasticité sera faible et que l'écoulement par viscosité du béton sera grand (24). Il faut encore faire attention à la vitesse de durcissement. Plus le béton durcit rapidement, plus tôt se réduit la grandeur des contraintes propres vis-à-vis de la grandeur de la vraie résistance; par contre les contraintes propres sont plus grandes dans un béton qui durcit rapidement, car le module d'élasticité croît plus rapidement et l'écoulement par viscosité cesse plus tôt que dans un béton durcissant lentement. Ces nombreuses influences, en partie dirigées en sens opposés, font que les différences des modes de conservation influencent plus ou moins fortement la résistance à la traction et à la flexion de bétons différemment construits (1, p. 90 et 94) (12, tableau 12).

Alors que pour une variation de l'humidité il faut toujours s'attendre à une réduction de la résistance à la traction, *Graf* a trouvé un accroissement de la résistance à la flexion pour une humidification après un séchage plus ou moins long (26, tableau 9). La raison peut être trouvée dans le fait que, dans l'essai de traction, les contraintes propres agissent dans toute la section, c'est-à-dire que par l'humidification de la zone extérieure, les contraintes de traction dans le noyau réduisent la résistance à la traction, tandis que dans l'essai de flexion, seules les contraintes propres dans la zone extérieure sont décisives. Lors d'une humidification, ces dernières sont principalement des contraintes de compression qui relèvent la résistance à la flexion. Il est important de remarquer que, dans ces essais, les contraintes de traction dans le noyau, qui agissent perpendiculairement à la direction de la compression, réduisent la résistance à la compression.

A côté de ces contraintes propres dont nous venons de parler, une longue conservation sous l'eau peut aussi réduire la résistance à la traction et à la flexion du béton (1, p. 90) (26, tableau 3).

Le chauffage et le refroidissement engendrent des contraintes propres du même genre que l'humidification et le séchage; la grandeur de ces contraintes dépend de la variation de température dans la section (23).

Si l'on rassemble ces considérations, on peut dire qu'avant tout, un changement brusque des conditions de conservation influence la résistance à la traction et à la flexion. Par une conservation longtemps humide au début et par un séchage aussi lent que possible de la surface du béton, la résistance du béton peut être favorablement influencée (4, p. 49).

9° — *Age.*

La résistance à la traction et à la flexion croît avec l'âge, d'une façon correspondante à la vitesse de durcissement du ciment. Ce fait est toutefois dépassé par les influences de conservation exposées sous 8° de telle sorte que, suivant les circonstances, on peut observer durant longtemps un état stable (27, p. 51) ou même une reduction (12, tableau 12) (26, tableau 3) de la résistance à la

traction et à la flexion, même lorsqu'en même temps la résistance à la compression croît encore. Ici il faut remarquer qu'en général le béton ne sèche que lentement (1, p. 89), mais que par contre il prend beaucoup plus rapidement l'eau (28, fig. 24) (22, p. 140).

Lorsqu'après une variation des conditions de conservation la résistance à la traction et à la flexion croît de nouveau avec une égalisation progressive de l'humidité par suite du recul correspondant des contraintes propres, l'accroissement à l'intérieur d'un certain espace de temps est souvent plus grand que l'augmentation simultanée de la résistance à la compression. Les exposants x et y sont par conséquent plus grands à la fin de cet espace de temps qu'au commencement (cf. tableau 2) et se rapprochent des valeurs qui existent lors d'un

Tableau 2.

Influence de la conservation et de l'âge sur la résistance à la traction du béton.[1]

Lagerung Conservation Storage	Alter Age Age	$w_1 = 0{,}53$ K_{z_1} kg/cm²	K_{d_1} kg/cm²	y_1	$w_2 = 0{,}61$ K_{z_2} kg/cm²	K_{d_2} kg/cm²	y_2
1	2	3	4	5	6	7	8
7 Tage feucht dann trocken	Tage 28 Jours Days	12,4	225	0,466	12,0	191	0,474
7 jours humide puis sec	Tage 45 Jours Days	13,7	253	0,472	11,8	209	0,463
7 days moist then dry	Monate 6 Mois Months	19,5	337	0,511	15,3	297	0,480
	Jahr 1 An Year	23,7	371	0,536	23,1	329	0,543
Dauernd feucht Contin. humide Continually moist	Tage 45 Jours Days	19,0	224	0,545	17,0	201	0,534

Nach Graf (1) S. 86; Beton wie Zusammenstellung 1, Gruppe 1, Reihe 2.
D'après Graf (1) p. 86, béton comme dans le tableau 1, groupe 1, col. 2
Acc. to Graf (1) p. 86, concrete as in table 1, Gr. 1, col. 2

durcissement sans contraintes propres. Le tableau montre encore que le béton riche en eau durcit avec une autre vitesse que le béton pauvre en eau, c'est-à-dire que les contraintes propres croissent et décroissent plus ou moins rapidement suivant le rapport eau-ciment.

10° — *Surcharges alternées.*

Par mise en charge et décharge souvent répétées, la résistance à la traction et à la flexion est réduite. La résistance par rapport à l'origine, en tant que résistance à la fatigue, n'est que la moitié de la résistance à la flexion, déterminée de la façon habituelle (29, p. 117). Dans ce sens il ne faut pas oublier qu'une variation répétée de température agit comme une variation de charge.

[1] D'après Graf (1) p. 86, béton comme dans le Tableau 1, groupe 1, col. 2.

d) Moyens de relever la résistance à la traction du béton.

Si l'on rassemble les explications précédentes, on peut recommander les moyens et les mesures suivants pour relever la résistance à la traction du béton.

1° — Avant tout il faut choisir une marque de ciment appropriée. Le ciment doit, suivant les méthodes d'essai avec mortier à granulation mélangée, fournir si possible une grande résistance à la flexion et son retrait doit être aussi faible que possible; il doit rendre le béton facile à travailler, même pour une quantité d'eau réduite. Il faut préférer les ciments qui durcissent lentement, lorsqu'ils deviennent suffisamment résistants et qu'ils assurent un bon traitement du béton.

2° — Il faut utiliser des matériaux additionnels dont la résistance à la traction est plus grande que la résistance à la traction du béton que l'on veut obtenir. Il faut donner la préférence aux matériaux qui se rétrécissent peu, dont l'écoulement par viscosité est grand et le module d'élasticité petit. Une surface rugueuse des grains est avantageuse en admettant que par là, la quantité d'eau nécessaire n'est pas fortement relevée. Cela est à observer dans l'emploi de sable et de gravier concassés. Lors de la préparation des pierres, il faut faire en sorte de n'obtenir aucun morceau avec des fissures produites par le concassage.

3° — Pour la granulation des matériaux additionnels on peut en général se baser sur les lois qui furent établies il y a longtemps, pour l'obtention d'un béton aussi résistant que possible à la compression. Il nous paraît cependant approprié de choisir un contenu de sable (grains < 7 mm) au moins égal à 50 % du poids total des matériaux additionnels, même lorsque l'on utilise des matériaux à granulation naturelle. Dans les gros grains il faut aussi prendre garde à une bonne graduation de la grosseur des grains.

4° — Il est avantageux d'augmenter la quantité de ciment dans le béton, cependant l'effet favorable disparaît lorsque les limites habituelles sont dépassées.

5° — La quantité d'eau dans le béton, c'est-à-dire le rapport eau-ciment, est à réduire autant que possible. L'emploi de moyens d'humidification peut par conséquent être avantageux.

6° — Il faut rendre le béton aussi compact que possible. Dans un béton suffisamment rigide la vibration présente des avantages.

7° — Le béton doit être conservé longtemps humide et doit sécher si possible lentement. Spécialement lorsque le béton est jeune, il faut éviter les variations répétées et brusques de l'humidité et de la température agissant sur le béton.

II. — Extensibilité du béton.

a) Extensibilité du béton sous une brève surcharge.

Des essais sur l'extensibilité du béton sollicité à la traction et à la flexion ont donné les résultats suivants: Pour la même surcharge on a mesuré de plus grands allongements sur de grosses éprouvettes que sur de petites éprouvettes (30) (31). Les essais de flexion fournissent de plus grands allongements à la rupture que les essais de traction (25, p. 39), la raison est la même que celle indiquée dans Ia. Le module d'allongement $\alpha = \frac{1}{E}$, calculé à partir des

allongements totaux ou élastiques, concorde pour la traction et la compression lorsqu'il s'agit de petites sollicitations. Lorsqu'il s'agit de fortes contraintes, mais égales, α est un peu plus grand pour la traction que pour la compression (30, p. 50). Le module d'allongement α croît avec une sollicitation croissante.

Pour du béton, composé des mèmes matériaux (marque de ciment, genre de pierre des matériaux additionnels), le module d'allongement est pour la même contrainte d'autant plus petit que la résistance du béton est grande (30, p. 50) (24) (31). Si l'on change la marque de ciment ou le genre de pierre, et par conséquent la déformabilité des matériaux additionnels, on peut obtenir des bétons avec modules d'allongement différents pour la même résistance. D'après les recherches de *Hummel* (24), nous avons donné dans le tableau 3 des rapports qui montrent toutes les possibilités qui existent dans ce sens pour influencer l'extensibilité du béton. Il faut remarquer que la plus grande ductilité du béton apparaît d'autant plus accentuée que la sollicitation se rapproche de la contrainte de rupture.

Tableau 3.

Valeur du rapport des modules d'allongement $\alpha = \frac{1}{E}$ d'après Hummel (24)

Bétons différenciés par	K_d kg/cm²	K_b kg/cm²	15	25	$\sigma_{bz} =$ 35 kg/cm²	40	45	K_b
Le genre de pierre des matériaux additionnels	555	48	1	1	1	1	1	1
	510	49	1,06	1,02	1,04	1,07	1,22	1,35
	479	48	1,35	1,32	1,33	1,34	1,42	1,53
Le ciment	532	48	1	1	1	1	1	1
	544	48	1,0	0,98	1,0	1,02	1,05	1,25
	500	47	1,0	1,08	1,24	1,55	—	1,95

Vraisemblablement l'extensibilité du béton est influencée par les contraintes propres, suivant les conditions de conservation. Cependant les essais (24) (30) (32) ne peuvent pas suffisamment être comparés pour pouvoir en tirer des conclusions générales.

Aussi longtemps que le module d'allongement α pour sollicitation à la traction et à la flexion du béton est influencé par mises en charge et décharges souvent répétées, au-dessous de la limite de résistance à la fatigue, on ne pourra conclure.

b) Extensibilité du béton sous une contrainte de traction immobile et longue (capacité d'écoulement par viscosité).

Jusqu'à maintenant on n'a que peu étudié l'écoulement par viscosité du béton sous l'effet dû à la contrainte de traction. Un rapport de *Glanville* (33) cite cependant un essai au cours duquel le module d'écoulement par viscosité du béton, mis en charge à l'âge de 1 mois, était exactement le même pour la traction que pour la compression. Ce module était de 0,1 mm/m après 6 mois sous une contrainte de 10 kg/cm². Comme le module d'écoulement par viscosité

croît proportionnellement à la contrainte, il deviendra plus grand sous des sollicitations aux environs de la résistance à la traction que l'allongement à la rupture dans un essai de courte durée qui est de 0,0045 mm/m pour chaque kg/cm² de résistance à la traction (4, p. 51). Au cas où il serait possible de généraliser l'observation du rapport d'écoulement par viscosité pour une sollicitation à la traction et à la compression, on pourrait conclure des essais sur l'écoulement par viscosité du béton sous compression [d'après un rapport sur les essais de *Davis, Glanville,* etc. (34)] que l'extensibilité du béton sous une longue surcharge peut être beaucoup plus grande que l'extensibilité trouvée dans un essai de courte durée et qu'elle peut être influencée dans une mesure beaucoup plus grande par la composition et le traitement du béton.

c) Importance de l'extensibilité du béton pour la fissuration.

Il faut distinguer l'allongement à la rupture du module d'allongement α.

La grandeur de l'allongement à la rupture n'a aucune importance, dans tous les cas où la résistance d'un ouvrage est détruite avec l'apparition des premières fissures dans le béton. Il faut seulement que la résistance du béton à la traction soit suffisamment grande pour supporter avec sécurité les sollicitations. Dans tous les autres cas le danger de fissuration est d'autant plus faible que l'allongement à la rupture du béton est plus grand. Il n'est ici en aucun cas toujours égal, que l'allongement à la rupture plus grand corresponde à une résistance à la traction plus grande ou plus petite. Considérons par exemple une dalle de route en béton, qui est étirée durant son séchage par des forces de frottement; on peut dire que la grandeur des forces de frottement est limitée. Aussitôt que cette limite est atteinte, la dalle glisse sur le sol et l'allongement de la dalle ne croît plus. Plus les forces qui allongent la dalle jusqu'à la rupture doivent être grandes, c'est-à-dire plus la résistance à la traction de la dalle est grande, plus est grande la probabilité que la dalle glisse et que la fissuration est évitée.

La grandeur du module d'allongement α agit indirectement sur la fissuration. Plus α est grand, c'est-à-dire plus le béton est extensible, plus les contraintes qui se produisent lorsque le béton est empêché d'acquérir la déformation correspondant à une variation d'humidité ou de température, restent petites (cf. aussi 18). D'autre part, lorsque ces contraintes sont petites, le danger est plus faible que ces sollicitations seules ou avec les contraintes engendrées par des surcharges, dépassent la résistance à la traction.

La capacité d'écoulement par viscosité du béton agit dans le même sens que le module d'allongement α. L'écoulement par viscosité réduira avant tout les contraintes de retrait qui se développent très lentement et agissent longtemps (23) (24) (34).

En résumé on peut dire, que pour réduire la fissuration il faut avoir une extensibilité aussi grande que possible du béton en même temps qu'une résistance à la traction aussi grande que possible. Cette affirmation exige cependant une restriction. A une grande extensibilité du béton sous des sollicitations à la traction et à la flexion correspond en général une grande compressibilité sous une sollicitation à la compression; il peut en résulter dans les parties soumises à la flexion, avec déformabilité croissante du béton, spécialement par écoulement par viscosité, des déformations si grandes qu'il peut exister une répartition

des contraintes fortement différente de la répartition calculée suivant la méthode habituelle. De ce fait la sécurité à la fissuration et à l'existence peut être réduite (34) (35).

III. — La fissuration dans le béton armé.

a) Généralités.

Aux contraintes dans les fers, admissibles en béton armé, $\sigma_e = 1200$ kg/cm^2 correspondent des allongements $\varepsilon_c = 0{,}6$ mm/m, tandis que l'allongement du béton à la rupture, que l'on peut atteindre actuellement dans un essai de traction, est au maximum 0,2 mm/m (36, p. 3) et dans un essai de flexion au maximum de 0,3 mm/m (24). C'est pourquoi dans les ouvrages de béton armé on constate en général des fissures pour les charges normales. L'expérience a montré que ces fissures ne mettent pas en danger l'existence des ouvrages, pour autant qu'elles restent suffisamment minces pour protéger le fer contre des influences détériorantes (11, rapport de Krüger) (37) (38). Les mesures tendant à réduire la fissuration doivent:

1° — limiter si possible l'existence des fissures, c'est-à-dire faire en sorte que des allongements qui ne permettent plus au béton de supporter, restent limités à une partie aussi petite que possible de la construction;

2° — limiter l'ouverture des fissures inévitables.

b) Contraintes originelles dans le béton armé.

Dans des parties de construction sur appuis mobiles, il se produit, ainsi qu'on le sait, des contraintes propres dans le béton par suite de la résistance au glissement des armatures lors du retrait et du gonflement, à savoir, des contraintes de traction lors du retrait et des contraintes de compression lors du gonflement, qui correspondent dans le fer à des contraintes de compression ou de traction. Nous désignerons ces contraintes dans le béton et le fer par contraintes originelles car elles existent déjà dans l'ouvrage non chargé.

La grandeur de ces contraintes originelles est très difficile à déterminer par essais et pour les raisons suivantes (39, p. 127) (40) (33). Les raccourcissements du béton lors du retrait sont supportés par les fers, par suite de la résistance au glissement de ces derniers. La résistance au glissement est produite par le frottement du fer dans le béton et par les forces de contraction résultant de la réduction de volume du béton (36, p. 32). La résistance au glissement ne se développe que doucement avec le durcissement croissant du béton. Il est par conséquent très vraisemblable que dans les premiers temps du durcissement il se produise des mouvements entre le béton et le fer, sans cependant engendrer des contraintes. Plus tard, le raccourcissement par retrait du béton est transmis au fer par résistance au glissement à partir des extrémités de l'éprouvette; les mouvements opposés décroissent doucement, pour disparaître dans la partie médiane du corps. De même les contraintes originelles croissent de 0 aux extrémités jusqu'à une valeur maxima dans la zone moyenne de permanence. La loi de cet accroissement et par le fait même aussi la longueur de la zone de permanence qui ne peut absolument pas exister dans les corps de courte longueur, sont inconnues. Aussitôt qu'il se produit des contraintes dans le béton, ce dernier commence

à s'écouler par viscosité. Il est par conséquent impossible en partant de la différence du raccourcissement du béton armé vis-à-vis du raccourcissement du béton qui peut se rétrécir sans entrave, de tirer des conclusions sur les contraintes originelles du béton. L'allongement du béton engendré par les fers, vis-à-vis du raccourcissement lors d'un retrait sans entrave, est beaucoup plus important, par suite de l'écoulement par viscosité que l'allongement élastique résultant des contraintes originelles (25, p. 36). La grandeur de la contrainte originelle ne peut par conséquent être mesurée que par des mesures de gonflement sur les fers dans la zone de permanence. *Glanville* a exécuté un tel essai (36, p. 53). Le résultat ne peut cependant pas être généralisé par suite des dimensions de l'éprouvette. Les contraintes originelles ne sont pas uniformément réparties dans la section de béton. Dans les environs immédiats du fer l'écoulement par viscosité est fortement favorisé par la résistance au glissement du fer. Cette influence du fer décroît avec une distance des fers croissant d'abord rapidement puis plus lentement. Il en résulte dans les éprouvettes une voussure marquée des surfaces d'extrémité (25, p. 37).

Pour la zone de permanence, on peut toujours dire que le raccourcissement du béton à côté du fer, qui provient du raccourcissement du béton dans un retrait sans entrave δ diminué de l'allongement élastique $\frac{\sigma_b}{E_b}$ et du module d'écoulement par viscosité $\varkappa$ du béton, doit être égal au raccourcissement du fer $\frac{\sigma_e}{E_e}$. Le module d'écoulement par viscosité est ici une fonction de la progression dans le temps du retrait et de la grandeur de la contrainte σ_b. En outre, l'équilibre doit régner dans la section. Des deux équations:

$$\delta - \varkappa - \frac{\sigma_b}{E_b} = \frac{\sigma_e}{E_e} \quad \text{et} \quad \sigma_b F_b = \sigma_e F_e$$

on obtient avec $\mu = \frac{F_e}{F_b}$: $\sigma_b = \frac{\delta - \varkappa)}{\left(\frac{E_e}{E_b} + \frac{1}{\mu}\right)} : E_e$

La contrainte originelle dans le béton est par conséquent d'autant plus grande que le béton a un retrait plus fort et que le module d'élasticité du béton et le pourcentage d'armature sont grands; elle est d'autant plus petite par contre que l'écoulement par viscosité du béton est grand. Le principal est l'écoulement par viscosité durant les premiers temps du durcissement, écoulement qui peut aussi être grand lors d'un durcissement suffisamment lent, lorsque le module d'écoulement par viscosité reste faible à un âge plus grand, ainsi qu'on peut le souhaiter en tenant compte de la déformation lente sous les charges.

Le danger de fissuration est relevé par les contraintes originelles de traction dans le béton. Pour réduire la fissuration par suite des contraintes originelles il faut par conséquent employer un béton se rétrécissant peu, fortement extensible et durcissant lentement et faire en sorte que le séchage se fasse lentement et d'une façon continue (cf. I 8). Il faut par conséquent employer les mêmes mesures que l'on recommande pour le béton non armé. En outre il faut maintenir le pourcentage d'armature aussi faible que possible. Pour cette raison, les joints

soudés des fers sont plus appropriés que les recouvrements et les manchons de serrage.

Les observations sur la décroissance des influences aux environs des fers, nous permettent de conclure que pour des sections de béton et de fer restant les mêmes, les déformations du béton, engendrées par les fers, embrassent une surface d'autant plus grande de la section que la section de fer est répartie plus uniformément dans le béton, c'est-à-dire que les fers sont plus nombreux pour des sections plus faibles des différents fers. La variation d'allongement dans la section de béton sera donc plus petite lorsque la répartition de la section de fer est meilleure et les contraintes originelles doivent ainsi diminuer.

Le fait que dans les poutres à haute âme avec zone de traction fortement armée et spécialement dans les sections de poutres en forme de I, les fissures se produisent d'abord dans l'âme au-dessus de l'armature, est vraisemblablement à attribuer aussi aux contraintes originelles. Au cours du sèchage, ainsi que nous l'avons expliqué ci-dessus, le béton est allongé aux environs des fers, le raccourcissement de la zone armée reste nettement plus faible que dans un retrait libre. Au-dessus de l'armature, le béton s'allongera aussi fortement dans l'âme par suite de la liaison, ce qui n'est possible que par écoulement par viscosité. Il manque cependant ici l'influence favorable de la résistance au glissement de l'armature sur l'écoulement par viscosité, de telle sorte que le module d'écoulement par viscosité diminue avec la distance croissante à la zone d'armature et qu'une plus grande partie de l'allongement entravé du béton engendre des contraintes. Les contraintes originelles seront ainsi plus grandes dans l'âme au-dessus de la zone armée que dans cette dernière. Dans les sections en forme de I cette apparition est spécialement marquée, car il existe facilement entre la zone tendue large et l'âme mince une plus grande différence d'humidité et par conséquent une plus grande différence de retrait. Comme protection contre de telles fissures dans l'âme on peut recommander une armature bien répartie aux environs de la surface, ainsi que cela a été souvent employé (par ex. 41), souvent même pour la seule raison qu'au dessus de la zone armée il existe encore de fortes contraintes de traction dans le béton, engendrées par la surcharge (42).

c) Processus de fissuration dans le béton armé.

Emperger (36) a expliqué d'une façon très en détail les processus que l'on observe aux environs d'une fissure. Il a obtenu une concordance fondamentale avec les processus que l'on peut observer dans les essais pour la détermination des contraintes originelles ou que l'on peut déduire des observations (cf. IIIb). A la place de l'écoulement par viscosité sous l'effet d'une charge durable, intervient dans la fissuration l'allongement plastique que le béton éprouve dans les environs immédiats des fers sous l'influence de la résistance au glissement et qui est plus grand que son extensibilité ordinaire (36, p. 18). Il croît rapidement avec un éloignement croissant des fers (25, p. 40).

A partir de l'endroit de la fissure, la force de traction du fer doit de nouveau être transmise au béton par la résistance au frottement. Il se trouvera d'abord, immédiatement à côté de la fissure, une zone où le béton se sera séparé du fer car les allongements et la contraction transversale ne pouvaient plus être suivis

par le fer (zone de séparation); puis vient une zone où le béton est allongé plastiquement en couches d'épaisseur progressivement croissantes et la résistance au glissement agit et atteint rapidement sa valeur maxima (zone plastique). Ici, le béton supporte une partie de la force de traction du fer jusqu'à ce que finalement les allongements du fer ne dépassent plus l'extensibilité élastique du béton (zone élastique) (36, fig. 20) (25, p. 53). Lorsque la contrainte dans le fer croît et que la distance des fissures diminue, les deux dernières zones disparaissent l'une après l'autre de telle sorte que finalement le fer glisse sur toute la longueur entre deux fissures.

Les processus aux environs d'une fissure nous permettent de conclure que la collaboration du béton dans la zone tendue est assurée d'autant plus longtemps que la résistance au glissement de l'armature et la déformabilité plastiques du béton sont plus grandes. En ce qui concerne le béton, la résistance au glissement croît avec la résistance du béton, aussi dans une proportion plus faible que cette dernière (25, p. 56), par contre la déformabilité plastique croît avec une résistance décroissante du béton (36, p. 73) (30, p. 50). Le genre des fers d'armature peut influencer la résistance au glissement, par exemple par l'emploi de fers à surface rugueuse ou de fers spéciaux tels que les fers à nervures ou les fers tordus dont la forme permet une liaison spécialement bonne avec le béton (25, p. 58) (36, p. 73). La collaboration du béton peut encore être augmentée en faisant porter l'influence des armatures sur une plus grande partie de la section du béton; par exemple une meilleure répartition de la section de fer (25, p. 41) ou par une armature spatiale (armature transversale, treillis métalliques, fers déployés). Il faut remarquer ici que des armatures transversales (par exemple des étriers) entre les armatures principales et la surface du béton réduisent la fissuration.

Une meilleure collaboration du béton dans la zone tendue agit de la façon suivante: La contrainte moyenne du fer devient sous une certaine surcharge plus petite et par conséquent aussi l'allongement de la zone tendue (25, p. 51). Ensuite la distance des fissures devient plus petite car le déchargement du béton produit par la première fissure ne s'étend que peu (25, p. 48). Cependant plus les fissures sont nombreuses moins elles s'ouvrent (25, p. 50). Cela s'explique par le fait que l'allongement du fer sur une certaine longueur, dans laquelle sont comprises des fissures, dépend principalement de l'allongement du fer dans les sections des fissures, car il existe en ces points la sollicitation maxima du fer. Plus les fissures sont nombreuses, plus est petite la fraction de l'allongement total du fer, qui revient à chaque fissure.

Lorsque la sollicitation du fer croît les fissures s'ouvrent plus fortement, pour autant que de nouvelles fissures ne se produisent pas, aussi longtemps que la résistance au glissement entre les fissures existantes n'est pas dépassée. Lorsque la résistance au glissement est détruite, la relation entre l'ouverture des fissures et le nombre de fissures n'existe plus (25, p. 51). Quelques fissures peuvent s'ouvrir beaucoup plus, alors que d'autres peuvent redevenir plus petites. Ainsi on observa, dans des essais avec mises en charge et décharges souvent répétées (36, p. 114) (43), que pour une armature de fers ronds où la résistance au glissement était dépassée, la plus grande ouverture de fissure croissait fortement avec la répétition de la charge, malgré le nombre constant

de fissures, tandis qu'elle restait constante pour une armature en acier Isteg qui ne peut glisser dans le béton. Dans de tels essais à la fatigue le nombre des fissures croît au début pour atteindre bientôt un état permanent. De nouvelles fissures peuvent aussi se produire sous une surcharge permanente immobile, par suite de l'écoulement par viscosité car l'axe neutre se déplace vers le côté tendu, d'où il résulte que la sollicitation de la zone tendue croît (33) (34).

Le fait que les fers doivent supporter l'effort additionnel supporté par le béton jusqu'à la fissuration a une forte influence sur l'ouverture des fissures (36, p. 44) (44). Les fers auront à l'endroit de la fissure un allongement additionnel car ils peuvent là s'allonger sans contrainte. Par conséquent les fissures s'ouvriront d'autant plus que le rapport de la section d'armature à la section fendue de béton est plus petit et que la traction supportée par le béton auparavant était plus grande, c'est-à-dire en général plus la largeur de la zone tendue du béton est grande (44) et plus la résistance à la traction du béton est grande. Lors de la fissuration, le béton se détend par suite de la décharge. Le mouvement dans les environs de l'armature est plus petit, par suite de la résistance au glissement, qu'à une distance plus grande des fers, où l'allongement élastique était aussi plus grand. La fissure s'ouvre donc un peu plus à la surface du corps qu'aux environs des fers (36, p. 48), de même la fissure commence à la surface et se propage vers l'armature (39, p. 117).

Il est de toute importance que la fissure reste fine sous l'effet de la charge permanente de telle sorte qu'elle puisse se refermer autant que possible après l'enlèvement de la surcharge (45). L.ouverture de fissure permanente devrait avant tout dépendre des allongements permanents du béton au-dessus de la zone armée. Il se produit aussi dans la fissure des allongements permanents du fer, car celui-ci est empêché de revenir tout à fait en place par la résistance au glissement (36, p. 73).

Il n'existe aucune entente sur l'ouverture de fissure qui peut persister sans dommage pour le béton. Des recherches sur du béton centrifugé, donc du béton très compact, donnèrent comme admissibles une largeur permanente de 0,3 mm et une largeur momentanée de 0,5 mm. *Gehler* (44) conclut de l'ouverture de fissure mesurée sur des poutres en forme de T, pour une contrainte dans les fers de 1200 kg/cm², que la largeur de fissure admissible est $^1/_8$ mm. *Graf* (43) arrive à un résultat semblable. Ces considérations doivent servir à justifier d'après des essais, l'admissibilité de contraintes dans le fer, relevées en fonction de la qualité du béton ainsi que du genre et de la disposition de l'armature. On peut cependant se demander s'il n'est pas possible avec nos connaissances actuelles de limiter avec sécurité à une certaine mesure la largeur des fissures (cf. 44, Tableau III).

A partir des explications sur l'ouverture des fissures, on peut conclure que la sécurité à la fissuration, calculée en tant que rapport entre la charge pour laquelle se produit la fissure et la charge admissible, ou en tant que rapport entre la contrainte dans le fer, calculée suivant la méthode habituelle en négligeant la collaboration du béton, et la contrainte admissible dans le fer (44), ne forme un critère utilisable que lorsque cette valeur dépasse 1. Aussi longtemps qu'elle reste plus petite que 1, son relèvement n'est avantageux que lorsque les fissures qui ne se produisent que plus tard, par suite de la plus grande sécurité

à la fissuration sous les charges permanentes, s'ouvrent moins que les fissures qui se sont produites plus tôt.

La sécurité à la fissuration, ainsi qu'elle est déterminée plus haut, devient d'autant plus grande que la résistance à la flexion et l'extensibilité du béton deviennent plus grandes, que le genre et la disposition de l'armature sont plus favorables, que la différence de la contrainte calculée dans le fer et de la contrainte qui existe réellement par suite de la collaboration du béton est plus grande et que pour terminer le pourcentage d'armature $\mu = \frac{Fe}{bh}$ est plus petit (25, p. 24) (45). Elle est par conséquent plus grande dans les dalles à armatures croisées, reposant sur tout leur pourtour que dans les dalles à deux lignes d'appui parallèles et aussi plus grande dans les dalles rectangulaires que dans les dalles en T et dans ces dernières, plus la zone de traction du béton est large.

d) Mesures propres à réduire la fissuration dans le béton.

En résumé on peut conclure des chapitres III b et c que pour réduire la fissuration dans le béton armé il faut employer du béton se rétrécissant peu, très extensible et durcissant lentement pour commencer et faire en sorte que le séchage se fasse lentement et d'une façon continue. Tant qu'il est possible d'éliminer les fissures sous l'effet de la surcharge, il s'agit d'obtenir une grande résistance à la traction du béton. Si ce n'est pas possible d'éviter les fissures, comme par exemple dans les poutres en T sous les rapports habituelles, l'extensibilité du béton devient plus importante que la résistance à la traction.

Il faut spécialement faire en sorte que la collaboration du béton et du fer dans la zone tendue soit assurée jusqu'à un allongement du fer assez grand. C'est pourquoi il faut répartir autant que possible la section de fer. Il faut donner la préférence aux fers à surface rugueuse ou à ceux qui, comme les fers à nervures et les fers tordus, possèdent de par leur forme une grande résistance au glissement. (Naturellement ces fers doivent posséder les propriétes exigées pour autres fers d'armature et leur forme ne doit pas donner au béton la tendance à éclater). Il est aussi avantageux de placer des armatures transversales fortement liées aux armatures tendues.

A côté de ces mesures qui, en général, peuvent être facilement appliquées, il faut encore faire remarquer que dans certains cas spéciaux il est possible d'engendrer dans le béton de si fortes compressions au moyen de précontraintes dans l'armature, que sous l'effet des surcharges accidentelles il n'existe dans le béton plus aucune contrainte de traction. Cette possibilité a déjà été exposée, il y a longtemps (25, p. 44), cependant *Freyssinet* (voir le rapport précédent) a été le premier à l'utiliser après qu'il eut trouvé la signification de l'écoulement par viscosité pour la grandeur de la précontrainte nécessaire et de nouveaux moyens de réduire la variation de volume du béton (20). La conception développée par lui sur la possibilité d'influencer les propriétés du béton exigera vraisemblablement aussi la plus ample explication des questions traitées dans le présent rapport.

Résumé.

Le rapport repose sur l'interprétation de l'ample littérature concernant ce thème. On peut en tirer ce qui suit:

La résistance à la traction du béton dépend principalement de la résistance à la traction du ciment comme on l'obtient en tant que résistance à la flexion d'après les nouvelles méthodes d'essai, avec mortier plastique à granulation mélangée. On peut appliquer pour la composition du béton les mêmes mesures qui permettent d'obtenir un béton le plus possible résistant à la compression. Les matériaux additionnels concassés améliorent le rapport de la résistance à la traction à la résistance à la compression, cependant, dans un béton mou et coulant, ils ne donnent pas en général une résistance à la traction plus grande que les matériaux à granulation naturelle, à cause du plus grand besoin d'eau. La résistance à la traction peut être plus fortement influencée que la résistance à la compression par les proprietés naturelles des matériaux additionnels. Il faut encore tout spécialement remarquer que le béton doit sécher lentement.

Pour l'évaluation de ces différentes influences, on a remarqué qu'il était tout-à-fait approprié de rechercher le rapport de la résistance à la traction à la résistance à la compression, au moyen d'exposants de la résistance à la compression qui tiennent compte du fait que ce rapport dépend de la grandeur de la résistance à la compression.

Comme l'extensibilité du béton est importante pour la fissuration, on l'a aussi étudiée. En général elle décroît avec une résistance croissante, mais elle peut être influencée par le ciment et la nature des matériaux additionnels. L'écoulement par viscosité a une influence favorable sur la résistance à la traction, car il réduit les contraintes de retrait très désavantageuses.

Pour la réduction de la fissuration, la résistance à la traction est seulement déterminante lorsqu'il est possible d'éliminer complètement la fissuration sous l'effet des charges accidentelles. Dans ce cas seulement, une haute sécurité à la fissuration, en tant que rapport de la charge de fissuration à la charge admissible, a une signification pratique. Là où il est impossible d'éviter les fissures, l'extensibilité du béton est plus importante que la résistance à la traction et le fait que l'ouverture des fissures est faible est plus important que le fait que les fissures ne se produisent que pour des charges élevées.

En général on peut dire qu'il faut autant que possible répartir l'armature et employer des types d'armatures qui donnent une bonne résistance au glissement dans le béton. En connexion avec l'explication de la fissuration, on a démontré que l'action réciproque du béton et du fer concorde en principe, lors de la formation des contraintes originelles, avec les processus que l'on observe aux environs d'une fissure et que les contraintes originelles résultant de l'écoulement par viscosité du béton sont probablement plus petites que l'on ne l'avait supposé jusqu'à maintenant.

Nomenclature de la littérature utilisée.

(1) *Graf:* Die Druckfestigkeit von Zementmörtel, Beton, Eisenbeton und Mauerwerk. Stuttgart 1921.

(2) *Graf:* Der Aufbau des Mörtels und des Betons. Berlin 1930.

(3) *Guttmann:* Zur Frage der Zugfestigkeit unbewehrten Betons. Zement 1935, fasc. 35.

(4) *Graf:* Deutscher Beton-Verein, Eisenbetonbau, Entwurf und Berechnung. Stuttgart 1926.

(5) *Dutron:* Les matières inertes et les propriétés mécaniques des bétons. Rapport du Congrès de Liége 1930.

(6) *Hummel:* Das Beton ABC, Berlin 1935.

(7) *Haegermann:* Die Prüfung von Zement mit weich angemachtem Mörtel. Zement 1935, fasc. 35, 39 et 44.

(8) *Graf:* Über Zement für Betonstraßen. Zement 1935, fasc. 23 et 24.

(9) *Graf:* Über die Herstellung und Prüfung von Prismen aus weich angemachtem Mörtel zur Ermittlung der Festigkeitseigenschaften von Straßenbauzementen. Zement 1936, fasc. 7.

(10) *Graf:* Betonstraßenbau und Materialprüfung. Straße 1936, fasc. 2.

(11) *Graf:* Deutscher Ausschuß für Eisenbeton, fasc. 71, Berlin 1933.

(12) *Olsen:* Untersuchungen über die Zugfestigkeit von Zementmörtel und Beton. Beton und Eisen 1929, fasc. 11 et 12.

(13) *Bach* und *Graf:* Mitteilungen über Forschungsarbeiten auf dem Gebiete des Ingenieurwesens, fasc. 72 à 74, Berlin 1909.

(14) *Roš*: Einfluß des Zusatzes von „Plastiment" auf die bautechnischen Eigenschaften des Betons. Rapport N° 79 du Laboratoire fédéral d'essai des matériaux, Zurich 1934.

(15) *Hertel:* Einfluß der Verwendung von Edelzuschlag auf die Güte und die Kosten von Beton. Berlin 1930.

(16) *Pfletschinger:* Der Einfluß der Grobzuschläge auf die Güte von Beton. Zement 1929. fasc. 31 à 34.

(17) *Graf:* Deutscher Ausschuß für Eisenbeton, fasc. 63, Berlin 1930.

(18) *Walz:* Beitrag zur Anwendung von Rüttelverfahren beim Verarbeiten des Betons. Versuche über Oberflächenrüttlung. Beton und Eisen 1935, fasc. 5 à 7.

(19) *Graf:* Über den Einfluß der Größe der Betonkörper auf das Schwinden in trockenen Räumen und im Freien. Beton und Eisen 1934, fasc. 7.

(20) *Freyssinet:* Une révolution dans les techniques du béton. Paris 1936.

(21) *Würzer:* Adhäsion, Kapillarkraft und Erhärtung. Zement 1934, fasc. 39.

(22) *Haegermann:* Raumänderungen des Betons durch Feuchtigkeitswechsel. Rapport sur l'assemblée de la Société allemande des fabricants de ciment portland, août 1935.

(23) *Graf:* Über einige Aufgaben der Eisenbetonforschung aus neuerer und älterer Zeit. Beton und Eisen 1934, fasc. 11.

(24) *Hummel:* Beeinflussung der Beton-Elastizität. Zement 1935, fasc. 42/3.

(25) *Graf:* Handbuch für Eisenbetonbau, Ier vol., 4e édition, Berlin 1930.

(26) *Graf:* Druckfestigkeit, Biegefestigkeit, Schwinden und Quellen usw. von Zementmörtel und Beton. Zement 1928, fasc. 40 à 42 et 45 à 47.

(27) *Gehler:* Deutscher Ausschuß für Eisenbeton, fasc. 63, Berlin 1930.

(28) *Graf:* Über die Elastizität der Baustoffe. Bautechnik 1926, fasc. 36 à 38.

(29) *Graf:* Die Dauerfestigkeit der Werkstoffe und der Konstruktionselemente, Berlin 1929.

(30) *Graf:* Forschungsarbeiten auf dem Gebiete des Ingenieurwesens, fasc. 227, Berlin 1920.

(31) *Möhlmann:* Untersuchungen über die Dehnungsfähigkeit von hochwertigem Beton an Zug- und Druckkörpern, Berlin 1927.

(32) *Graf:* Über das Schwinden und Quellen sowie über die Dehnungsfähigkeit von Beton mit verschiedenen Zuschlagstoffen. Beton und Eisen 1933, fasc. 7/8.

(33) *Glanville:* Creep of concrete under load. The Structural Engineer, février 1933.

(34) *Hummel:* Vom Kriechen oder Fließen des erhärteten Betons und seiner praktischen Bedeutung. Zement 1935, fasc. 50 et 51.

(35) *Freudenthal:* Änderung des Spannungszustandes weitgespannter, flacher Eisenbetonbogen durch die plastische Dauerverformung des Betons. Beton und Eisen 1935, fasc. 11.

(36) *Emperger:* fasc. 16 des „Mitteilungen über Versuche, ausgeführt vom Österreichischen Eisenbetonausschuß", Vienne 1935.

(37) *Honigmann:* Witterungseinflüsse und ihre Raffung im Kurzversuch an Schleuderbetonmaststücken. Beton und Eisen 1935, fasc. 19 et 20.

(38) *Rengers:* Einfluß der Rißbreite auf den Angriff durch Rost, Beton und Eisen 1935. fasc. 10.

(39) *Mörsch:* Der Eisenbetonbau, 6e édition, vol. 1, Stuttgart 1923.

(40) *Kayser:* Anfangsspannungen im Eisenbetonbau. Beton und Eisen 1936, fasc. 1.

(41) *Schächterle:* Talübergang bei Denkendorf, Beton und Eisen 1936, fasc. 1.

(42) *Berger:* Der Umbau der Sophienbrücke in Bamberg. Bauingenieur 1932, fasc. 23/4.

(43) *Graf:* Über die Bedingungen für die Größe der zulässigen Anstrengungen von Eiseneinlagen in Eisenbetonplatten und in Eisenbetonbalken. Beton und Eisen 1935, fasc. 9.

(44) *Gehler:* Rapport IIc de la présente Publication du Congrès.

(45) *Abeles:* Über die Verwendung hochwertiger Baustoffe im Eisenbetonbau. Beton und Eisen 1935, fasc. 8 et 9.

Leere Seite
Blank page
Page vide

IIb 2

Sur la résistance des pièces tendues dans les constructions en béton armé.

Zugfestigkeit des Betons in Eisenbetonkonstruktionen.

The Tensile Strength of Stressed Parts in Reinforced Concrete.

G. Colonnetti.
Professeur à l'Ecole Royale Supérieure d'ingénieurs de Turin.

Tous les investigateurs sont unanimes à affirmer qu'à égalité de section de métal, la résistance à la traction dans les ouvrages en béton armé augmente et la tendance à la fissuration diminue lorsque le nombre des armatures croît, en même temps que leur diamètre décroît.

Mais si ce fait peut être considéré comme acquis expérimentalement d'une manière absolument indubitable, l'accord n'est pas aussi unanime, auprès des différents auteurs, en ce qui concerne son explication.

On peut certes rappeler ici ce fait évident que lorsque le diamètre des fers d'armature diminue, le rapport entre le périmètre de leur section droite et la valeur de cette section elle-même augmente — en même temps que s'améliorent les conditions d'adhérence entre les fers et le béton. Toutefois, l'observation expérimentale mentionnée plus haut s'étend notoirement à des cas dans lesquels l'adhérence théorique ne peut à aucun titre entrer en ligne de compte, comme par exemple le cas de la poutre sollicitée à la flexion simple.

En fait, et comme nous le verrons d'ailleurs un peu plus loin, le rappel que nous venons de faire n'acquiert une valeur nettement définie et précise que si, dans nos efforts en vue d'analyser ce qui se passe effectivement dans une pièce soumise à la traction, nous commençons par faire table rase de toutes ces conceptions simplistes et d'ailleurs assez fréquemment contradictoires entre elles, auxquelles nous sommes contraints de recourir dans nos calculs statiques.

On sait que suivant ces conceptions, on a coutume de faire complètement abstraction de toute particulation quelle qu'elle soit du béton à la résistance à la traction, ce qui revient à admettre que la charge est intégralement supportée par les armatures seules, si les calculs ont seulement pour but une pure et simple vérification de la résistance des matériaux; au contraire, nous faisons crédit à cette participation du béton en admettant que les contraintes internes se répartissent entre les fers et le béton en raison de leurs modules d'élasticité respectifs, toutes les fois que nous nous proposerons de calculer les déformations, que ce soit celles qui nous intéressent directement ou celles qui sont destinées à nous servir pour le calcul des inconnues hyperstatiques éventuelles.

On sait bien que dans la pratique, on ne se trouve jamais dans l'un ni dans l'autre des deux cas ci-dessus, ou plutôt, pour parler plus exactement, que les deux hypothèses ci-dessus ne se trouvent vérifiées que d'une manière tout à fait exceptionnelle dans le cas de certaines sections particulières; on passe ainsi d'un cas limite à l'autre d'une manière progressive, en traversant toute une gamme de régimes statiques intermédiaires dans lesquels le béton ne prend à sa charge qu'une partie seulement des sollicitations qui pourraient lui être destinées.

Il convient d'ajouter qu'il serait vain de tenter de traduire par ces calculs une telle participation partielle du béton à la résistance d'ensemble de la pièce, car cette participation est essentiellement variable d'un cas à l'autre et même, pour chaque cas, d'un point à un autre de la pièce, par suite des degrés assez variables d'homogénéité du béton, par suite de son adhérence plus ou moins parfaite avec l'acier des armatures et enfin surtout par suite du nombre et de la localisation de certaines fissures très petites et imperceptibles qui peuvent avoir été produites par les causes les plus diverses.

L'opinion a d'ailleurs été émise qu'il n'existe pas de pièce en béton armé dans laquelle on ne puisse déceler, en procédant à un examen suffisamment rigoureux, la présence de quelques-unes de ces fissures imperceptibles, dont l'origine la plus courante est l'état de tension interne qui résulte, pour la pièce, du retrait du béton ou des variations de température.

Il est certain que là où de telles lésions existent, les sollicitations éventuelles de traction correspondantes doivent nécessairement être intégralement supportées par les armatures. Par contra, dans les sections immédiatement voisines, là où le fer se trouve noyé dans une masse de béton saine, compacte et bien adhérente, ce béton se trouve contraint de suivre les déformations des armatures et ainsi il est amené à prendre une part active à la résistance de la pièce aux efforts auxquels elle est soumise, déchargeant ainsi les armatures d'une partie plus ou moins importante des charges qu'elles sont contraintes de supporter par suite de la présence des fissures.

Or c'est précisément dans ces passages des sollicitations du fer au béton et du béton au fer — passages qui ne sont pas prévus dans nos calculs statiques et qui ne peuvent pas y être prévus — que se manifestent dans la masse du béton des contraintes tangentielles qui n'ont rien de commun avec les contraintes qui peuvent résulter de la présence effective d'efforts tranchants éventuels.

Ce sont précisément ces contraintes qui peuvent, si elles dépassent la limite de résistance du matériau, déterminer un élargissement des fissures déjà présentes ou provoquer la formation de nouvelles fissures.

Le problème revient donc à savoir si, et dans quelles conditions, il est possible de rendre cette participation de la masse saine du béton, à la résistance de la pièce, plus effective et plus immédiate — en limitant dans toute la mesure du possible l'importance des régions dans lesquelles elle fait défaut — et sans que les tensions tangentielles engendrées puissent dépasser la limite voulue et compromettre ainsi la stabilité de l'ensemble du système.

Mais il existe encore un autre point au sujet duquel les conceptions théoriques courantes méritent d'être soumises à une révision sévère, basée sur la réalité des faits.

On sait en effet que l'un des postulats fondamentaux sur lesquels s'appuie la théorie statique courante des pièces en béton armé est l'indépendance entre la répartition des contraintes internes et les modalités particulières suivant lesquelles sont appliqués les efforts extérieurs.

Etant donné en effet la sollicitation relative à laquelle se trouve soumise une section donnée de la pièce considérée, on admet avec De Saint-Venant que la loi suivant laquelle se répartissent sur cette section les contraintes internes, est unique et parfaitement déterminée, quel que soit le régime particulier suivant lequel sont appliqués les efforts qui provoquent la mise en jeu de cette sollicitation.

Or, dans la réalité, ce régime particulier d'application des efforts extérieurs présente une importance qui n'est jamais négligeable et qui, dans le cas particulier de la poutre en béton armé, peut même devenir considérable, par suite de la diversité des conditions dans lesquelles peuvent se trouver dans la pratique la masse du béton et les armatures, par rapport aux efforts appliqués.

On doit en effet considérer comme absolument exceptionnel le cas dans lequel les efforts appliqués extérieurement se trouveraient, à l'instant même de leur application, répartis sur les armatures et sur le béton précisément dans une proportion qui correspondrait à une identité des déformations le long des surfaces respectives en contact, justifiant ainsi l'hypothèse de la conservation des sections planes.

Il pourra plutôt arriver que par suite de la présence de ligatures judicieusement réparties entre les fers des armatures les efforts appliqués à une poutre donnée se trouvent appliqués directement à ses armatures métalliques. Dans ce cas, ce seront ces armatures qui, se déformant sous l'action de ces efforts, contraindront à se déformer la masse du béton dans laquelle elles sont noyées, la forçant ainsi à participer plus ou moins activement à la résistance à ces efforts. Mais on peut considérer comme intuitif que cette transmission des contraintes du fer dans le béton ne peut pas se manifester autrement que par suite de l'adhérence et par conséquent par intervention d'un système de contraintes tangentielles qui trouvent leur justification non pas dans les efforts originaux considérés en eux-mêmes, mais bien plutôt dans la manière particulière suivant laquelle ces efforts sont appliqués.

Le cas opposé se manifeste d'ailleurs plus fréquemment: les efforts externes qui déterminent la sollicitation sont en effet dans la plupart des cas appliqués sous forme de pressions superficielles à la masse du béton. C'est alors le béton qui, en se déformant, entraîne avec lui dans ses déformations le métal qui se trouve noyé dans sa masse et le contraint ainsi à collaborer, c'est-à-dire à prendre sa part des contraintes internes, en déchargeant ainsi le béton dans une proportion plus large que l'on ne pourrait le prévoir d'après la théorie. Ici encore, la transmission des contraintes du béton au métal ne peut toutefois se produire sans mettre en jeu certains systèmes de contraintes tangentielles que les efforts extérieurs appliqués, considérés en eux-mêmes, ne suffiraient pas à justifier et

dont la raison d'être réside précisément et exclusivement dans ce fait que l'état effectif d'équilibre n'est pas celui qu'indique la théorie elle-même.

Cette théorie n'en conserve pas moins sa valeur entière de théorie limite, qui doit se vérifier dans les sections de la poutre qui se trouvent à une distance suffisamment éloignée des points d'application des efforts extérieurs. Ce qui veut dire, en langage courant, que dans les conditions normales de charge des poutres en béton armé de type courant, elle ne sera jamais vérifiée.

Il ne serait toutefois pas légitime, dans la pratique, de se baser sur ce qui précède pour négliger le fait que dans les conditions courantes de charge, les contraintes internes dans le béton au voisinage des points d'application de ces charges peuvent prendre et prennent effectivement des valeurs plus élevées que celles que l'on peut prévoir d'après la théorie. Ces tensions internes sont précisément d'autant plus élevées et intéressent une zone d'autant plus étendue de la poutre que le processus ci-dessus décrit de transmission des efforts du béton au fer est lui-même plus lent.

Voici donc que, sous une forme complètement nouvelle et dans des circonstances différentes, se présente encore une fois le même problème: savoir si et dans quelle manière il est possible de rendre plus rapide et plus étroite cette transmission des contraintes internes, sans toutefois que les contraintes tangentielles qu'implique cette transmission dépassent les limites de résistance du matériau considéré, cela afin de rendre plus restreinte la zone dans laquelle se produit effectivement une répartition anormale des contraintes et moins accusée la différence entre cette répartition effective des contraintes et celle que l'on peut prévoir d'après les calculs.

Voici comment un tel problème pourrait être résolu, en reprenant et en appliquant au cas actuel des méthodes de calcul connues et fort élémentaires:

Supposons, pour fixer les idées, qu'une barre d'acier d'un diamètre que nous désignerons par 2_r se trouve suivant l'une de ses sections droites sollicitée suivant un effort normal unitaire égal à σ_f et que dans une section voisine située à une distance dz de la section précédente, elle se trouve soumise à une charge analogue unitaire égale à $\sigma_f + d\,\sigma_f$ (fig. 1).

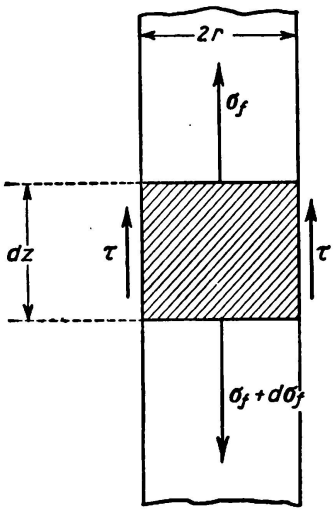


Fig. 1.

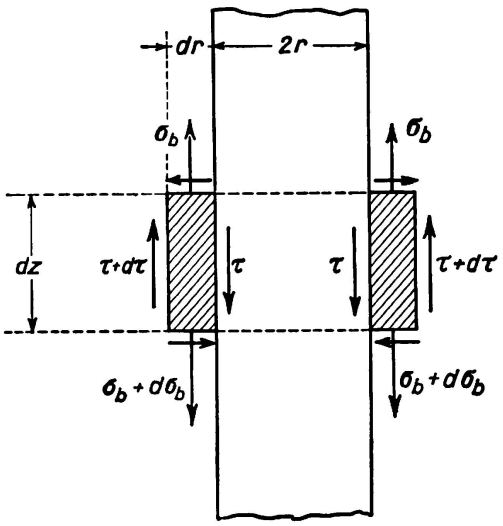


Fig. 2.

Pour l'équilibre de la portion de métal comprise entre les deux sections, il est évidemment nécessaire que sur la surface extérieure cylindrique de cette portion de métal s'exerce une contrainte tangentielle (rendue possible par l'adhérence du béton) dont la valeur moyenne unitaire τ satisferait à l'équation de condition ci-après:

$$d\sigma_f \cdot \pi r^2 = \tau \cdot 2\pi r \cdot dz$$

relation de laquelle on déduit:

$$\frac{d\sigma_f}{dz} = 2\frac{\tau}{r} \tag{1}$$

Considérons maintenant la couche cylindrique de béton qui entoure cette portion de métal. Soit dr l'épaisseur extrêmement faible de cette couche de béton, σ_b la contrainte unitaire normale qu'elle a à supporter corrélativement à la première des sections droites ci-dessus considérées, $\sigma_b + d\sigma_b$ la contrainte analogue qui correspond à la deuxième des sections ci-dessus située suivant notre hypothèse à la distance dz de la première (fig. 2).

Les mêmes considérations que nous avons plus haut envisagées en ce qui concerne l'équilibre, dans le cas du métal, nous conduisent, en les appliquant à cette couche cylindrique de béton, à écrire la nouvelle équation de condition ci-après:

$$d\sigma_b [\pi (r + dr)^2 - \pi r^2] = (\tau + d\tau) \cdot 2\pi (r + dr) dz - \tau \cdot 2\pi r dz$$

dans laquelle nous avons naturellement représenté par $\tau + d\tau$ la valeur moyenne unitaire de la contrainte tangentielle que la partie de béton qui entoure la couche considérée exerce sur la surface cylindrique extérieure de cette même couche.

Si nous faisons abstraction des termes infiniment petits d'ordre supérieur au deuxième ordre, cette relation peut prendre la forme:

$$d\sigma_b \cdot 2\pi r dr = \tau \cdot 2\pi dr dz + d\tau \cdot 2\pi r dz$$

ou encore:

$$\frac{d\sigma_b}{dz} = \frac{\tau}{r} + \frac{d\tau}{dr} \tag{2}$$

Mais si nous voulons que cette couche cylindrique de béton adhère parfaitement au métal qu'elle enveloppe, il est nécessaire d'admettre que sur les surfaces en contact, les déformations des deux matériaux sont identiques. Pour cela, si l'on désigne par E_f le module d'élasticité normal de l'acier et par E_b celui du béton, on devra avoir la relation suivante:

$$\frac{\sigma_f}{E_f} = \frac{\sigma_b}{E_b}$$

et:

$$\frac{d\sigma_f}{E_f} = \frac{d\sigma_b}{E_b}$$

De la condition de coexistence des deux relations d'équilibre que nous avons ainsi écrites, il résulte immédiatement la relation:

$$\frac{d\tau}{d_r} = \frac{2E_b - E_f}{E_f} \cdot \frac{\tau}{r} \tag{3}$$

dans laquelle le coefficient:

$$\frac{2\,E_b - E_f}{E_f}$$

est toujours négatif.

Si, comme on le fait dans la pratique, on admet que l'on a:

$$E_f = 10\,E_b$$

ce coefficient prend la valeur $\frac{4}{5}$

Dans tous les cas, on peut d'une manière tout à fait générale, affirmer que les contraintes tangentielles dans le béton décroissent assez rapidement dès que l'on s'éloigne de la surface du métal; cette diminution est d'autant plus rapide qu'est plus grande la valeur du rapport $\frac{\tau}{r}$ entre l'intensité maximum que ces contraintes tangentielles ont atteinte sur cette surface et le rayon de cette surface elle-même.

Mais la première des équations d'équilibre que nous avons écrites rappelle que la valeur du rapport $\frac{\tau}{r}$ dépend aussi de la rapidité avec laquelle varie le σ_f (et par suite le σ_b) en fonction de z.

Nous sommes ainsi conduits à conclure que deux conditions doivent être satisfaites si nous voulons que la transmission des efforts du métal dans le béton (ou bien du béton dans le métal) se produise sur une région très limitée, tant longitudinalement que transversalement:

1° — une valeur élevée de τ, c'est-à-dire une bonne adhérence entre les deux matériaux;

2° — une faible valeur de r, c'est-à-dire la répartition de la section totale du métal des armatures sur un grand nombre de fers de petit diamètre.

La première de ces conditions est évidente et tout à fait intuitive; quant à la seconde, elle rappelle directement le résultat expérimental auquel nous avons fait allusion au début de cette étude et nous met en mesure de préciser le double avantage que l'emploi d'armatures de faible diamètre nous permet de réaliser, à savoir que pour une même valeur maximum des contraintes tangentielles, le transfert des contraintes du métal dans le béton (ou du béton dans le métal) se réalise ainsi dans une région plus limitée tant longitudinalement que transversalement, ou bien, suivant le cas, pour une localisation semblable du transfert des contraintes, ce transfert se fait au prix de contraintes tangentielles réduites au minimum.

Résumé.

L'auteur montre l'insuffisance des hypothèses usuelles qui servent de base au calcul des sections de béton armé. Il examine comment les contraintes tangentielles se transmettent et comment cette transmission peut être améliorée. Le calcul prouve, ce qui est un fait connu, que beaucoup de fers minces sont préférables à peu de fers de forte section.

IIb 3

Progrès pratiques des méthodes de traitement mécanique des bétons.[1]

Praktische Weiterentwicklung der Verfahren zur mechanischen Behandlung von Beton.

Practical Improvements in the Mechanical Treatment of Concrete.

E. Freyssinet,
Ingénieur-Conseil, Neuilly-s-Seine.

Je vais montrer à présent que les considérations exposées dans les deux premières parties de ce mémoire ont une importance considérable, non seulement au point de vue spéculatif, mais encore et surtout au point de vue de la pratique des travaux. Ces vues théoriques m'ont guidé vers la réalisation de conditions tout à fait nouvelles et véritablement révolutionnaires de l'association acier-béton, capables non seulement de réduire dans une importante proportion les prix et les poids des matériaux nécessaires pour réaliser une construction de dimensions et résistance données, mais encore de donner des possibilités techniques nouvelles du plus grand intérêt. C'est évidemment par l'emploi d'aciers à haute limite élastique et de bétons à hautes résistances que ces résultats peuvent être atteints.

Difficultés de l'utilisation des aciers à haute limite élastique.

Pour abaisser le prix des aciers nécessaires pour une construction de dimensions et résistance données, il faut abaisser le rapport $\frac{\text{Prix au Kilog}}{\text{Taux. de fatigue}}$, qui varie comme le rapport $\frac{\text{Prix au Kilog}}{\text{Limite élastique}}$.

[1] Cette étude de *Freyssinet* fait partie d'un travail sur les «Aspects nouveaux des problèmes du ciment armé». Les deux premières parties de ce rapport, dont nous donnons ci-dessous un bref résumé, ont parues dans le 4ème volume des Mémoires de l'A.I.P.C.

Dans la première partie *Freyssinet* développe une théorie des déformations des ciments et bétons, fondée sur les principes de la thermodynamique et les hypothèses de la physique, c'est une suite de théorèmes qui vaut pour tous les corps comportant un réseau d'interstices très fins, pouvant être remplis d'un liquide mouillant leurs parois ou d'un gaz et qu'il appelle des pseudo-solides.

Dans la deuxième partie, l'auteur détermine pour les ciments, en introduisant de nouvelles hypothèses, les propriétés générales et le mode de formation du réseau des pores des pâtes de ciment; il en déduit des conséquences pratiques importantes, en particulier il explique pourquoi la résistance des ciments dépend, plus que de tout autre facteur, des conditions mécaniques et physiques de leur emploi. Il montre ensuite que pour tous les ciments, on peut obtenir des durcissements considérables quasi instantanés par la simple amélioration de la compacité.

Les forges livrent à un prix peu supérieur à celui des aciers doux ordinairement employés, des aciers de résistances voisines de 100 Kgs par mm² dont la limite élastique peut être facilement portée au dessus de 80 Kgs par mm². En présence de demandes importantes elles pourraient livrer des aciers traités de limite élastique largement supérieure à 120 Kgs par mm², à des prix de même ordre.

Comme on emploie aujourd'hui presque uniquement des aciers à limite élastique 24 Kgs par mm², on peut donc diviser le rapport actuel: $\frac{\text{Prix}}{\text{Limite élastique}}$ par un coefficient dès à présent voisin de 3 et susceptible d'être relevé par la suite au dessus de 4; dans le cas des grandes portées, l'avantage indirect dû à la diminution des poids propres vient encore augmenter ce coefficient.

Malheureusement, si l'on remplace dans une construction l'acier ordinaire par un acier plus résistant, par exemple un acier à 120 Kgs de limite élastique, on y provoque, dès qu'on la soumet à des charges déterminant des fatigues du métal notablement supérieures aux valeurs usuelles, des fissures désastreuses, et elle ne se comporte pas beaucoup mieux que si les armatures étaient en acier doux ordinaire de même section.

La raison de cet insuccès est que dans les constructions armées ordinaires, la déformation du béton est pratiquement égale à celle des aciers supportant la totalité des tractions; laquelle croît proportionnellement aux fatigues; le module d'Young étant indépendant de la nuance des aciers.

Il se trouve que les limites d'allongement tolérées par le béton correspondent à peu près aux fatigues usuelles des aciers doux.

L'emploi d'aciers à haute résistance travaillant à la traction ajoute donc très peu à la valeur pratique d'une construction; et comme il comporte certaines sujétions, on y renonce dans la pratique courante.[2]

Difficultés de l'utilisation des bétons à haute résistance.

J'ai expliqué comment l'amélioration de la compacité des bétons par des moyens mécaniques permet d'accroître leur résistance à la compression jusqu'à égaler à peu de chose près celle des roches en masse, dont les fragments forment les agrégats.

Comme on trouve facilement dans les carrières des agrégats provenant de roches ayant des résistances de l'ordre de 1.000, 1.500 Kgs par cm² et même beaucoup plus, il se trouve que les valeurs actuelles du rapport:

$$\frac{\text{Prix du mètre cube}}{\text{Résistance à la rupture par compression}}$$

peuvent être réduites à peu près dans les mêmes proportions que celles du rapport:

$$\frac{\text{Prix au kilog}}{\text{Limite élastique de l'acier}}.$$

[2] Je rappelle qu'il résulte de mes travaux sur les déformations du béton que l'emploi des aciers durs pour les barres de compression est, au contraire, très recommandable et très efficace.

Je ferai remarquer en passant que pour ces bétons, le rapport

$$\frac{\text{Limite élastique}}{\text{Densité}}$$

est largement supérieur à celui des aciers usuels, *et se rapproche de celui des meilleurs métaux d'aviation,* surtout si l'on tient compte dans la comparaison des sujétions d'assemblage, nulles dans le cas du béton.

Mais ces qualités de prix et de légèreté spécifique sont extrêmement mal utilisées dans l'association acier-béton classique. En augmentant la compacité du béton, on augmente sa résistance à la compression, mais, dans une mesure en général beaucoup moindre et variable suivant les conditions de fabrication, sa résistance à la traction. De plus, on réduit considérablement ses divers modes de déformabilité. Il en résulte que, en premier lieu, on abaisse la valeur du rapport $m = \frac{E_a}{E_b}$ ce qui relève la fibre neutre et accroît la fatigue de compression des pièces fléchies; d'où une forte diminution du bénéfice escompté.

En second lieu, la résistance à la traction importe au moins autant que la résistance à la compression; car c'est d'elle seule que dépend la tenue des ouvrages vis-à-vis des efforts de cisaillement et de nombreuses causes de destruction que le calcul peut ignorer mais dont la pratique doit tenir compte. C'est ce que les constructeurs expriment en disant que la pratique impose des épaisseurs minima.

En troisième lieu toute construction, qu'elle qu'en soit la nature, subit, d'après le terme de *Mr. Caquot,* des déformations permanentes d'adaptation, dont la conséquence est une uniformisation des fatigues avec diminution des maxima; cette adaptation se fait mal si les bétons sont trop peu déformables plastiquement.

Pour ces diverses raisons la simple introduction dans les constructions usuelles de bétons de haute compacité, offre des avantages réels bien inférieurs à ceux que l'on pourrait escompter en jugeant seulement d'après les résistances à la compression.

Conditions théoriques de l'utilisation complète des qualités des bétons et des aciers à haute résistance.

Notion de contrainte préalable ou précontrainte.

Une bonne utilisation des matériaux à haute résistance est donc subordonnée: pour l'acier, au maintien des allongements du béton à l'intérieur de leurs limites pratiques usuelles; pour le béton, au maintien des contraintes totales de traction au-dessous d'une limite largement inférieure à la contrainte de rupture par traction des bétons.

Théoriquement, cette double condition peut être satisfaite en utilisant l'acier, non pour supporter les tractions sous lesquelles il prend des allongements que le béton ne peut suivre, mais pour créer dans le béton des contraintes permanentes de sens inverse de celles qui sont développées par les charges; c'est à dire de compression dans les zônes tendues; de traction au contraire dans les zônes comprimées.

Ce résultat peut être obtenu en soumettant l'acier à une traction avant de couler le béton. Pour cela, on saisit les armatures près de leurs extrémités par deux ancrages provisoires, grâce auxquels on les tend à un taux connu par des vérins prenant appui sur des organes de butée. On attend un durcissement du béton, suffisant pour réaliser l'ancrage des extrémités de l'armature, puis on supprime l'action des vérins. L'armature tendant à se raccourcir impose au béton une compression égale à sa traction. Un autre procédé consiste à créer une traction dans des tirants en prenant appui sur du béton déjà durci.

On développe ainsi dans le système acier béton, un double système de contraintes permanentes, identique, mais de sens contraire à celui qui se développe dans les pièces armées ordinaires par l'effet du retrait; et dont on sait les effets fâcheux. La création des précontraintes a donc naturellement pour première conséquence de faire disparaître les effets nuisibles du retrait. Dans ce but depuis très longtemps et dans divers pays on a cherché des moyens pratiques de les réaliser. Mais tous ces essais ont complètement échoué et ont été abandonnés, sauf certaines applications au frettage des tuyaux.

Causes de l'échec des premières tentatives. Nécessité absolue pour l'obtention d'anticontraintes permanentes de l'emploi d'aciers à très haute limite élastique associés à des bétons très compacts.

Une des causes des insuccès antérieurs à mes recherches est que leurs auteurs ignoraient les lois de la déformation du béton.

On admettait que des tractions dans l'acier, de l'ordre de quelques kilogs par mm^2 devaient suffire à compenser le retrait.

D'autre part, on opérait avec des bétons de rapport $\frac{\text{eau}}{\text{ciment}}$ élevé, (les seuls qu'on sut faire pratiquement), donc très sensibles à toutes les causes de déformation, ils se raccourcissaient, par l'effet combiné de la tension initiale et des variations continuelles de l'état hygrométrique, de quantités totales très supérieures à l'allongement donné aux aciers. D'où la conclusion, formulée, notamment par l'Allemand Koenen, qu'il est impossible d'obtenir des précontraintes permanentes.

Nous savons à présent que si les déformations totales des bétons sont bien plus grandes que celles qui étaient supposées autrefois, elles sont limitées. Toutes les expériences établissent que les lois des raccourcissements sous charge sont représentées par des courbes à asymptotes parallèles à l'axe des temps, dont l'ordonnée dépend surtout du rapport $\frac{\text{eau}}{\text{ciment}}$ réalisé dans le béton au début de la prise. Par conséquent, si on donne aux aciers un allongement tel que le raccourcissement maximum du béton ne soit qu'une fraction médiocre de cet allongement, on obtient des précontraintes dont la majeure partie est permanente et sur lesquelles on peut absolument compter, même après des temps très longs.

Pour les bétons ordinaires, les raccourcissements peuvent atteindre, suivant leurs conditions de retrait ou de charge, jusqu'à 3 millièmes et même plus;

ce qui implique des chutes de tension des aciers susceptibles de dépasser 60 Kgs par mm². Il ne faut donc pas être surpris que des tensions de 10 à 12 Kgs aient donné des résultats négatifs.

L'utilisation de bétons très compacts réduit considérablement les déformations et la chute de tension qu'elles déterminent. Celle-ci est un élément à prévoir dans chaque cas, d'après les données particulières des problèmes; charges imposées au béton, propriétés mécaniques instantanées et lentes de celui-ci, conditions hygrométriques moyennes; elles est comprise en général entre 10 et 30 Kgs par mm², ce dernier chiffre n'étant atteint que dans le cas de compressions de l'ordre de 200 à 300 hectopièzes.

J'utilise en général des tensions initiales calculées pour obtenir des tensions permanentes comprises entre la $^1/_2$ et les $^2/_3$ de la limite élastique du métal, qui dans les applications faites jusqu'ici est de l'ordre de 80—90 Kgs par mm².

Etude des modifications de l'état mécanique introduites par les précontraintes dans les pièces soumises à des flexions de sens constant.

a) Stabilisation des déformations de l'acier et du béton tendus par des charges variables.

Dans le cas de moments de sens constant, on est conduit à soumettre le béton tendu par les charges à une précompression permanente de même ordre que cette tension, généralement un peu plus forte. Le béton restera ainsi comprimé après application des charges.

Ses déformations en cas de variations de charge sont déterminées par l'inertie de la section complète aciers compris; dans le béton armé, elles sont déterminées par l'inertie de la seule zône comprimée associée aux aciers.

Celle-ci n'étant qu'une fraction de la première, un premier effet des anticontraintes est de réduire la déformation des zônes tendues, dans une proportion qui atteint souvent 5 à 1, par rapport au béton armé ordinaire.

Non seulement le béton est soustrait à toute possibilité de fissuration, mais encore les taux de contrainte subis par l'acier, proportionnels à sa déformation égale à celle du béton, varient beaucoup moins que dans le béton armé.

b) Diminution des contraintes de compression du béton par rapport au béton armé ordinaire.

Dans les pièces en béton armé, le relèvement de l'axe neutre au-dessus du centre de gravité, dû à ce que l'allongement élastique des aciers est supérieur au raccourcissement élastique du béton, augmente très notablement les taux de compression maxima par rapport à ce qu'ils seraient dans une pièce homogène de mêmes dimensions et cela d'autant plus que le béton est plus compact et que les aciers sont soumis à des taux de contrainte plus élevés.

Au contraire, dans les pièces précontraintes, l'axe neutre du béton est abaissé au-dessous du centre de gravité de la section quelle que soit la compacité du béton; d'où un abaissement des contraintes très important.

Par conséquent, si on fait travailler le béton au même taux dans une pièce armée ordinaire et dans une pièce précontrainte, la seconde supportera des charges beaucoup plus fortes que la première.

Le bénéfice est considérable; pour en fixer l'ordre de grandeur, je prendrai l'exemple d'une poutre en béton armé de section rectangulaire travaillant à 50 Kgs par cm² en compression pour le béton, à 15 Kgs par mm² en tension pour l'acier; si on admet m = 10 la fibre neutre est au $^1/_4$ de la distance entre la fibre la plus comprimée et l'armature.

Par la création de précontraintes on peut abaisser l'axe neutre autant qu'on veut; pratiquement on peut l'amener au voisinage des armatures; la zône comprimée comprenant toute la poutre est quatre fois plus large que dans le cas précédent; il est vrai qu'alors le bras de levier est réduit des $^{11}/_{12}$ aux $^2/_3$ de la distance des armatures à la fibre neutre la plus comprimée; néanmoins la charge portée avec la même fatigue maxima de 50 Kgs se trouve amplifiée dans le rapport:

$$4 \times \frac{\frac{2}{3}}{\frac{11}{12}} = \frac{96}{33}$$

soit près de 3 fois.

En contre partie de cette meilleure utilisation du béton, l'effort dans l'armature est multiplié par $\frac{33}{24}$ mais ceci a peu d'inconvénient, la dépense d'acier en poids demeurant les 33/84 de ce qu'elle serait dans une poutre ordinaire.

L'effet de cet abaissement de la fatigue sera naturellement augmenté si on associe à l'emploi des précontraintes comme c'est logique, celui des bétons à haute compacité. On peut alors envisager pour des dalles d'épaisseur donnée, des portées triples des portées usuelles, qui ne donneront lieu pour les raisons que j'ai déjà indiquées, qu'à des déformations d'un ordre acceptable. On voit immédiatement l'importance pratique de ces conclusions en ce qui concerne par exemple les portées limites des poutres droites ou les planchers champignons.

c) Cisaillements.

Les précompressions donnent au point de vue des cisaillements des avantages au moins aussi importants que ceux que je viens d'indiquer pour les flexions.

Pour les mettre en évidence, il suffit de tracer des diagrammes de *Mohr* relatifs au cisaillement simple, au cisaillement accompagné d'une ou deux tractions, ou d'une ou deux compressions.

Ces diagrammes montrent comment le retrait exagère les tensions qui accompagnent le cisaillement; ils montrent par contre qu'une compression dans une seule direction réduit déjà beaucoup les tractions maxima;[3] que deux contraintes rectangulaires peuvent les faire disparaître. Le système le plus favorable est celui de deux compressions égales au taux de cisaillement; la contrainte la plus dangereuse est alors une compression d'intensité double du taux de cisaillement. On peut alors adopter comme taux limite de cisaillement pour le calcul, la moitié de la limite de compression du béton, ce qui autorise une excellente utilisation des bétons à haute résistance et un énorme allègement par rapport aux dimensions usuelles.

[3] Voir Science et Industrie Janvier 1933 pour les confirmations expérimentales de ce fait.

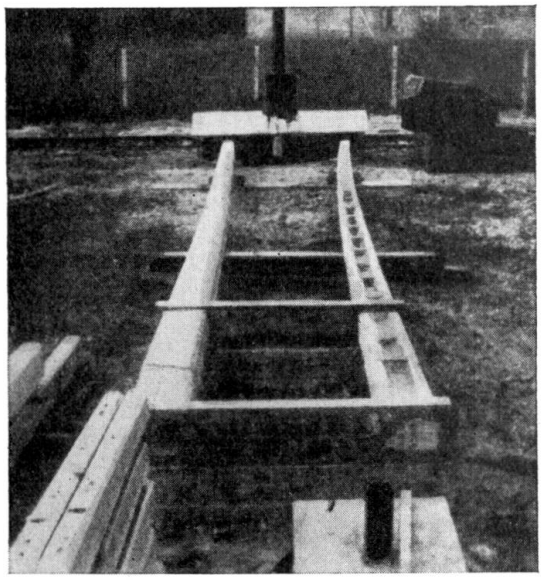


Fig. 1.

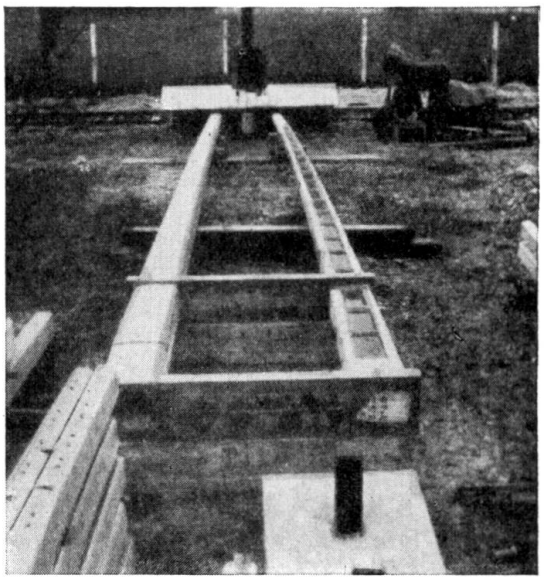


Fig. 2.

Les poteaux A (à gauche) et B (à droite) sont soumis à des efforts tendant à les écarter et à les rapprocher.

d) Résistance aux efforts répétés.

Les constructions en béton armé ordinaire, ainsi d'ailleurs que les charpentes rivées, résistent mal aux efforts alternés.

L'expérience prouve que les pièces précontraintes résistent infiniment mieux.

On a soumis à des efforts alternés un poteau précontraint A et un poteau ordinaire B de 12 mètres, encastrés à 2 mètres de leur base (figures 1, 2, 3, 4).

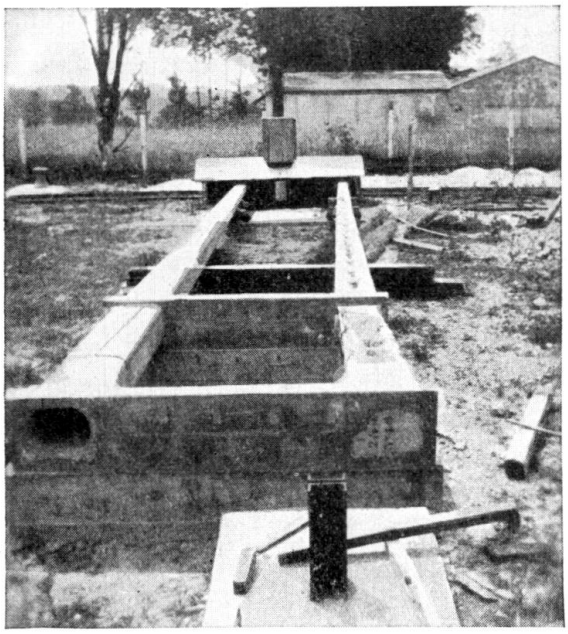


Fig. 3.

Les poteaux A et B à la fin des essais (le poteau B est complètement brisé).

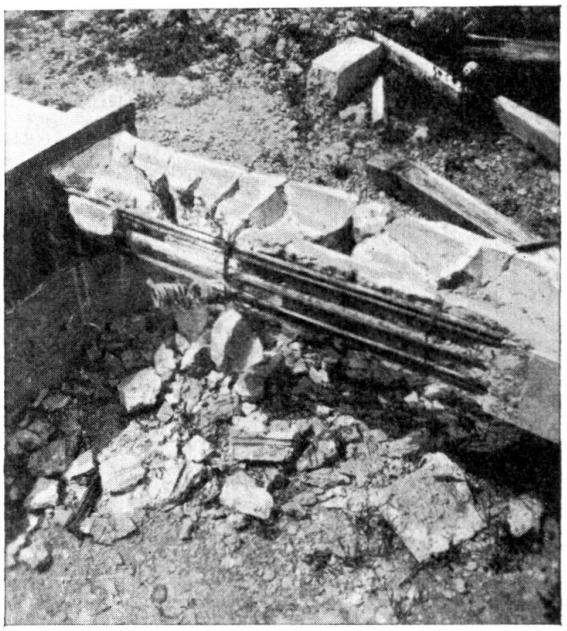


Fig. 4.

Vue de détail du poteau B après les essais.

Le poteau A âgé de 5 mois contenait 50 Kgs d'acier et pesait 750 Kgs. Le poteau B âgé de 18 mois contenait 130 Kgs d'acier et pesait 980 Kgs.

La charge de rupture mesurée sur des poteaux indentiques est d'environ 900 Kgs pour les deux poteaux.

La charge appliquée au sommet des poteaux variait de — 450 kilogs à + 450 kilogs environ 8 fois par minute.

Après quelques centaines d'alternances le poteau B était largement fissuré; il s'est brisé complètement après quelques milliers d'alternances. Le poteau A a résisté à 500.000 alternances sans altération appréciable.

Conditions géneralés de l'utilisation pratique des précontraintes. Nécessité de réaliser la mise en tension à très bas prix.

J'ai montré qu'il est théoriquement possible de placer les pièces en béton armé, lors de leur fabrication, dans des conditions mécaniques qui permettent l'utilisation à plein des qualités des aciers et des bétons à haute résistance; et de plus leur confèrent des avantages, tels qu'une grande diminution des compressions maxima dans les pièces fléchies, des tractions maxima dans les pièces cisaillées, et une résistance beaucoup meilleure vis-à-vis des efforts répétés.

Pour transformer ces possibilités en réalités, il faut résoudre deux problèmes.

D'abord la réalisation de la mise en tension de l'acier. Ensuite la fabrication pratique des bétons à haute résistance, et cela à un prix assez bas, pour conserver le plus possible des économies réalisées sur les matériaux.

Une armature ordinaire en acier de limite élastique 24 Kgs peut être estimée en prix de revient, façon comprise, 1 Fr. le Kg.

Une armature pesant 3 Kgs 500 au mètre coûte donc 3 Frs 50 le mètre; elle peut être remplacée avec le même coefficient de sécurité, par une armature en acier de limite élastique de 84 Kgs, pesant 1 Kg au mètre et coûtant 0,90 à l'état brut; mais il faut la soumettre à une tension de 8.000 Kgs environ. L'économie est donc de 2 Frs 60 par mètre de barre dont il faut déduire les frais des opérations ci-après:

1°) — Coupe de la barre et préparation des ancrages permanents sur le béton.

2°) — Création vers les extrémités de la barre, en deux points intérieurs au moule, d'ancrages provisoires capables de résister à un effort de 8.000 Kgs.

3°) — Création de cette traction de 8.000 Kgs entre ces points d'ancrages, et maintien pendant le coulage et le durcissement du béton.

4°) — Démontage des amarrages provisoires qui se trouvent noyés dans le béton à l'intérieur du moule, et transfert des efforts de tension qu'ils supportent aux ancrages définitifs prenant appui sur le béton; fermeture des trous laissés dans le béton par ce démoulage.

Pour qu'il y ait bénéfice, il faut que le prix de revient de ces diverses opérations soit inférieur au produit de la longueur de la barre par 2 Frs 60. Encore faut-il remarquer que le démoulage sera presque toujours retardé jusqu'à la mise en compression du béton ce qui implique un degré de durcissement

élevé; on devra par suite tenir compte de frais relatifs à une augmentation de durée de l'immobilisation des moules.

Les frais de mise en tension, augmentent en général moins vite que les efforts; ils ne dépendent à peu près pas de la longueur des barres; au contraire, les marges d'économie augmentent proportionnellement au cube des dimensions linéaires. Il en ressort que les problèmes pratiques de la mise en tension des aciers sont, contrairement à ce qu'on pourrait croire à priori, d'autant plus faciles à résoudre que les pièces ont des dimensions absolues plus importantes, et que les efforts à développer sont plus considérables. Dans le cas de pièces de petites dimensions et de faibles efforts, une solution n'est possible que s'il s'agit de pièces répétées en série un très grand nombre de fois.

Sauf le cas de grandes armatures la marge est faible et on peut dire que tout le problème pratique de l'emploi des aciers à haute résistance réside dans l'abaissement du prix des moyens d'amarrage et de mise en tension des aciers. Cette condition jointe au fait que les amarrages doivent avoir même résistance que les barres et ne doivent pas affaiblir celles-ci, élimine la plupart des moyens d'amarrage usuels, notamment les systèmes à vis et à écrou.

Mais j'ai employé avec succès des fixations des aciers par serrage entre des griffes ou des coins ou par boucles soudées électriquement par étincelage. (figure 5).

Très souvent on manque de place entre les armatures et les organes d'amarrage doivent avoir un encombrement aussi réduit que possible. Cela exige l'utilisation

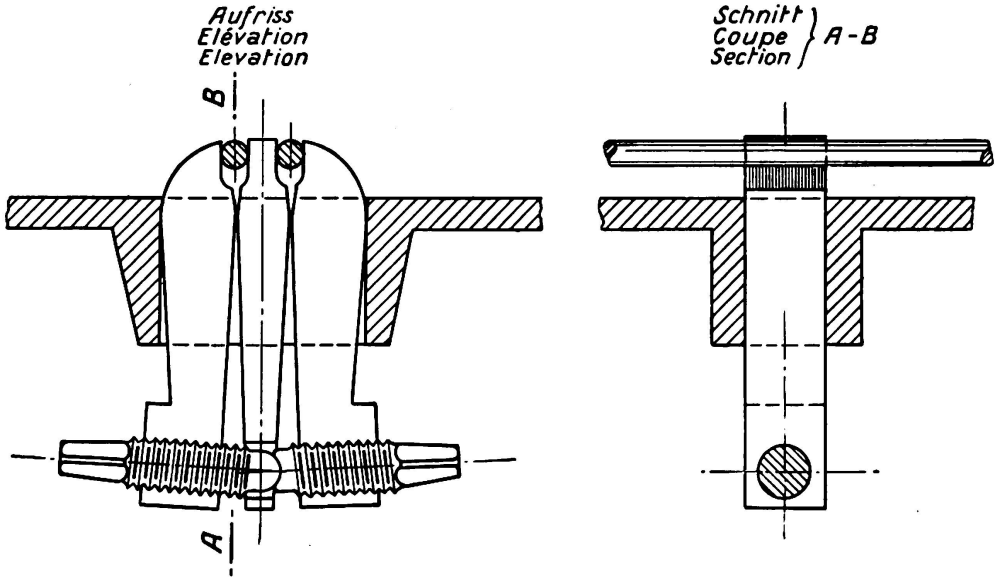


Fig. 5. Serrage des aciers par griffes.

de métaux de la plus haute qualité possible, traités en vue d'améliorer au maximum leur résistance à la traction et à l'usure. On évite ces difficultés par le scellement des barres dans des éléments de béton coulés à l'avance; ceux-ci étant maintenus contre les moules, soit par simple adhérence, soit par des stries de tracé convenable, ou par tous moyens dont le choix varie avec les conditions particulières de chaque application.

Relation entre les problèmes de mise en tension des aciers et le durcissement rapide du béton.

La nécessité de réaliser des prix de revient très bas pour la mise en tension des aciers conduit à la recherche de matériels perfectionnés réduisant la main-d'oeuvre au minimum.

Mais ces matériels qui doivent résister à des efforts énormes sont coûteux et ils sont immobilisés pendant toute la durée de durcissement du béton.

Il y a donc un intérêt majeur à accélérer celui-ci; à ce point qu'on peut dire que la possibilité de l'utilisation pratique des précontraintes était liée à la découverte de procédés de durcissement rapide du béton.

J'ai décrit déjà les moyens qui m'ont permis de réaliser des durcissements à la fois très élevés et extrêmement rapides.

Ils consistent en un traitement du béton, comportant une vibration, une compression et dans le cas du Portland et des ciments de laitier un chauffage vers 100°, voire davantage.

Un durcissement suffisant pour assurer la résistance aux précontraintes est obtenu en un délai qui pour les bons Portlands est de 1 h. $^1/_2$ à partir du remplissage du moule. Avec les laitiers on obtient de très bons durcissements entre 2 à 5 heures suivant les ciments et les conditions de chauffage.

Celui-ci se réalise facilement avec de la vapeur d'eau grâce à des moules convenablement organisés. La température du béton dépasse parfois notablement celle de la vapeur, en raison de la chaleur de réaction. Pour le même motif la dépense de vapeur est faible; il ne faut guère que 10 à 20.000 calories d'apport pour porter un mètre cube de béton de 10 à 100°; en pratique la dépense de chauffage du béton se réduit à quelques francs par mètre cube.

Une des conséquences du durcissement instantané des bétons est de permettre l'exécution des pièces par éléments successifs coulés le long d'armatures continues, tendues après le coulage et le durcissement de certaines parties des pièces, avec des matériels relativement peu importants, donc maniables et peu coûteux.

Je vais montrer que cette technique est susceptible d'applications très importantes.

Approvisionnement d'acier à haute limite élastique.

Préalablement à toute application, il faut approvisionner des aciers de qualité convenable, à un prix et sous une forme permettant pratiquement leur emploi.

Il faut que ces aciers aient une limite élastique élevée et régulière, qu'ils soient non fragiles, et parfaitement droits. Cette dernière condition a une très grande importance, parce que le redressement sur les chantiers par les procédés usuels, d'armatures à haute limite élastique, qui se comportent comme des ressorts, est impossible.

En France, on ne trouve pas dans le commerce des aciers à haute limite élastique dont le prix soit du même ordre que celui des ronds pour béton. Les aciers tréfilés sont trop chers et adhèrent mal au béton.

Les métaux commerciaux dont les propriétés se rapprochent le plus de celles qui sont requises pour les applications que j'ai en vue, sont des fils machine qui possèdent à l'état brut une limite de rupture assez régulière, voisine de

100 kilogs par mm² mais dont la limite élastique, très variable, est parfois à peine plus élevée que celle des aciers doux.

On les obtient en couronnes de forme fréquemment irrégulière, de 50 à 150 kilogs, jusqu'au diamètre de 16 mm, à un prix qui est actuellement légèrement plus élevé que celui des ronds ordinaires pour béton armé, surtout en raison de la demande limitée de métaux de cette nature.

Il faut donc transformer ces couronnes en fils droits de limite élastique élevée, sans en majorer le prix de manière appréciable.

J'ai créé des machines qui peuvent réaliser cette transformation moyennant une dépense de quelques centimes par kilogramme (figure 6).

Pour éviter toute perte par les chutes, on soude par étincelage à la fin de chaque couronne, le début de la suivante. La soudure est ensuite soumise à un

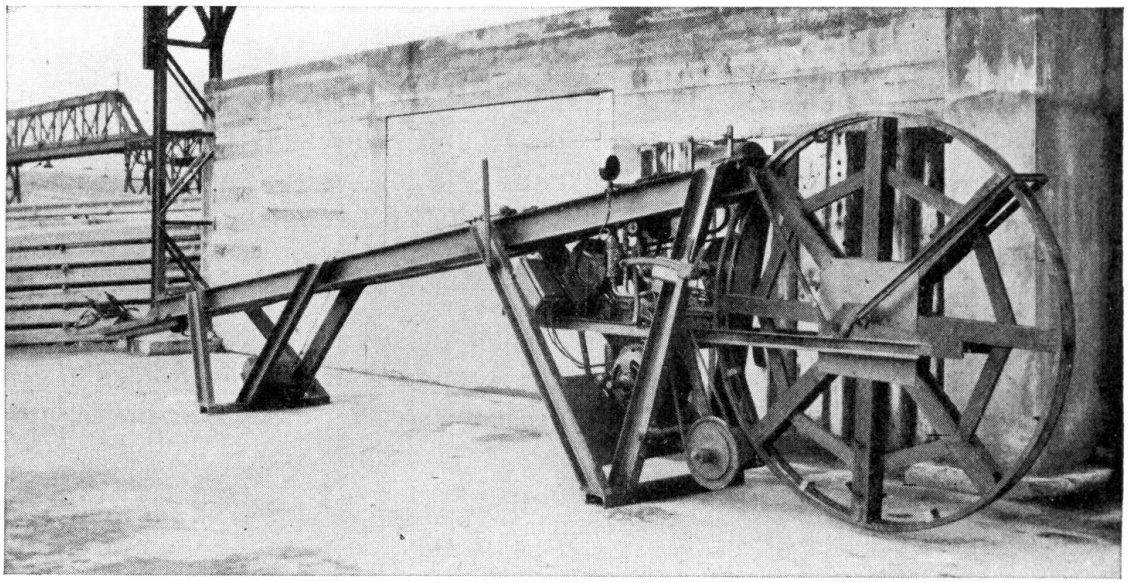


Fig. 6.

Machine pour relever la limite élastique des aciers.

revenu par la machine à souder elle-même; ces opérations exigent quelques secondes et donnent une soudure qui a exactement même résistance que le fil. Après quoi la machine entraîne le fil qui est d'abord grossièrement redressé entre des rouleaux disposés dans deux plans perpendiculaires puis tendu entre des pinces serrées par des vérins hydrauliques, distantes de n mètres. Une des pinces est fixe; l'autre solidaire d'un chariot refoulé par un vérin ce qui tend le fil. Quand les n mètres de fil sont tendus au taux voulu, une soupape sans frottement déclanche la mise en vidange du vérin et son retour en position initiale, suivant une loi de vitesse déterminée par un frein hydraulique réglable. La précision obtenue pour la tension d'étirage est de l'ordre de 1/100.

Une fraction $\frac{n}{p}$ du fil est alors entraînée au delà de la machine; elle peut être maintenue droite, ou être enroulée suivant un rayon suffisant pour que sa déformation soit uniquement élastique.

L'opération recommence alors automatiquement, les soudures passent dans la machine et subissent elles aussi l'étirement.

On obtient un fil de longueur indéfinie dont la limite élastique est à peu près égale au taux d'étirement et qui a été en tout point, essayé p fois à ce taux, y compris les soudures.

On obtient facilement des limites élastiques comprises entre 80 et 90 kilogs, soit 3 fois et demi celles des aciers ordinaires. Au cours de cette opération le fil s'allonge de 5 % environ.

Lorsque les consommations de fil dur seront importantes, les forges pourront sans aucun doute livrer directement des métaux de composition chimique étudiée, en vue de l'obtention de très hautes résistances, étirés, trempés, recuits et étirés à nouveau, pour lesquels le rapport

$$\frac{\text{prix}}{\text{Limite élastique}}$$

pourra être très notablement plus bas que celui qui peut être obtenu actuellement, jusqu'à des diamètres de l'ordre de 16 mm équivalents comme résistance à des barres d'acier ordinaire de 35 mm environ, ces métaux peuvent être transportés facilement sous la forme de couronnes de grand diamètre enroulées par une déformation exclusivement élastique; en sorte qu'au déroulage les aciers se trouvent pratiquement droits.

L'emploi de ces métaux pose des problèmes de détail: coupe, façonnage des crochets, etc. . . . qui ne peuvent être traités comme pour les métaux ordinaires: mais dont la solution n'offre aucune difficulté réelle susceptible de majorer les prix de revient.

Applications.

Les applications que j'ai réalisées se classent en deux catégories distinctes: 1° celle des objets ou constructions moulés en une seule fois, tels que poteaux pour lignes électriques, traverses, poutres de dimensions limitées, tuyaux exécutés en usine par tronçons. 2° celle, beaucoup plus importante, des constructions cylindriques ou quasi cylindriques (le terme étant pris dans le sens le plus général) exécutées par tronçons successifs grâce au déplacement d'un moule le long de la pièce qui est exécutée de manière continue.

J'ai donné dans «Science et Industrie» de Janvier 1933 des indications sommaires sur des constructions de poteaux électriques réalisées par mes procédés. Je n'y reviendrai pas.

La mise au point d'installations qui réalisent ces fabrications presque automatiquement dans des conditions de perfection presque absolue est aujourd'hui terminée. J'ai réalisé dans le même esprit des fabrications de traverses de chemins de fer. Ces machines produisent des objets en béton de résistance supérieure à 1000 Kilos par cm^2 soumis à une compression initiale de 100 à 300 Kilos par cm^2, suivant les cas, à surface parfaitement lisse et compacte.

Je vais maintenant décrire avec quelques détails une application de la 2° catégorie, réalisée à l'occasion de la reprise en sous-oeuvre des fondations de la

Gare Transatlantique du Havre, et qui est aussi importante par les difficultés techniques rencontrées et résolues que par les intérêts considérables qu'elle a permis de sauvegarder.

La gare Transatlantique du Havre a une longueur de 600 m, une largeur de 55 m environ, elle comporte sur la majeure partie de sa surface 2 étages de planchers chargés chacun à 2500 Kgs par m² et une terrasse. Elle a été fondée sur des pieux moulés dans le sol, descendant vers la côte (0,00) (le niveau des quais étant + 9,50), à travers des remblais récents formés par des produits de dragage, recouvrant une grève de galets peu épaisse, reposant elle même sur des vases régnant jusque vers la côte (— 20). A ce niveau on rencontre une couche de graviers très solide, figure N° 7. Le bâtiment est, sur l'une de ses longues faces, solidaire d'un quai fondé sur le gravier, et en avant duquel on a dragué les vases jusqu'à (— 12), (soit 22 mètres au dessous de l'arête du

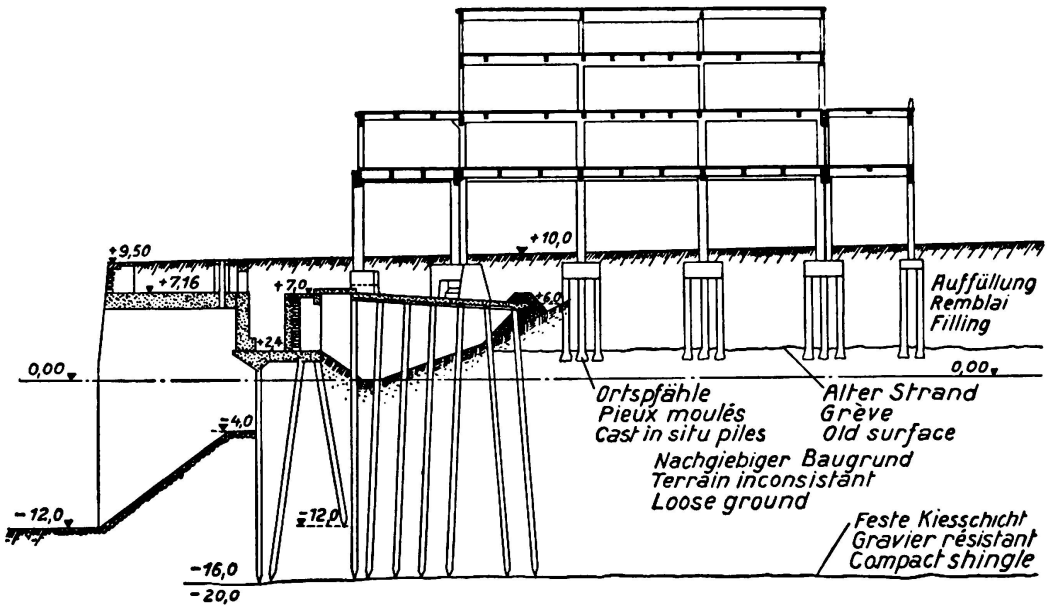


Fig. 7.

Coupe transversale de la Gare Transatlantique du Havre.

quai) pour créer un bassin de marée. Des charges de 6.000 Kgs par m² sont prévues sur tout le sol du rez-de-chaussée.

Des l'achèvement du gros oeuvre, on a constaté que le terrain dans lequel étaient fichés les pieux de fondation s'abaissait d'une seule masse avec le bâtiment, suivant une loi des temps à peu près linéaire et à une allure qui était de l'ordre d'un centimètre par mois. Il était indispensable d'arrêter ces mouvements dans un très court délai. Pour cela on ne pouvait envisager qu'un seul moyen: reporter les charges du bâtiment, de ses anciennes fondations, les surcharges éventuelles et une fraction du poids des remblais suffisante pour rétablir l'équilibre des vases troublé par l'exécution du quai, le remblaiement, le dragage et les charges du bâtiment, sur les couches solides rencontrées vers (— 20); ce qui supposait le fonçage de pieux de 30 m de longueur. Or le dessous du plancher du rez-de-chaussée est à environ 5 m au dessus du sol et on rencontre l'eau

à faible profondeur. Il est d'autre part impossible de recourir au battage, qui mobiliserait les vases et nuirait à la stabilité du bâtiment et peut-être du quai; seul le fonçage au vérin par pression continue était possible; encore pouvait-on craindre des modifications de l'équilibre du sous-sol nuisibles à l'ensemble du système; liquéfaction des vases par remaniement ou création de poussées par les réductions de volume imposées par les fonçages.

Il fallait donc se réserver un moyen de régulation des poussées déterminées par l'enfoncement des pieux. Enfin on savait qu'on rencontrerait des obstacles qu'il faudrait briser, des couches graveleuses qu'il faudrait draguer, et l'importance des charges et l'encombrement des anciennes fondations étaient tels que pour la plupart des pieux à créer des charges de l'ordre de 200 tonnes par pieu et souvent plus ne pouvaient être évitées.

L'importance totale des efforts à reporter à la côte (— 20), dans ces conditions, dépassait 150.000 tonnes; ce qui représente le battage de *soixante Kilomètres de gros pieux ordinaires en béton armé de 75 tonnes chacun;* il fallait donc des moyens d'action très puissants.

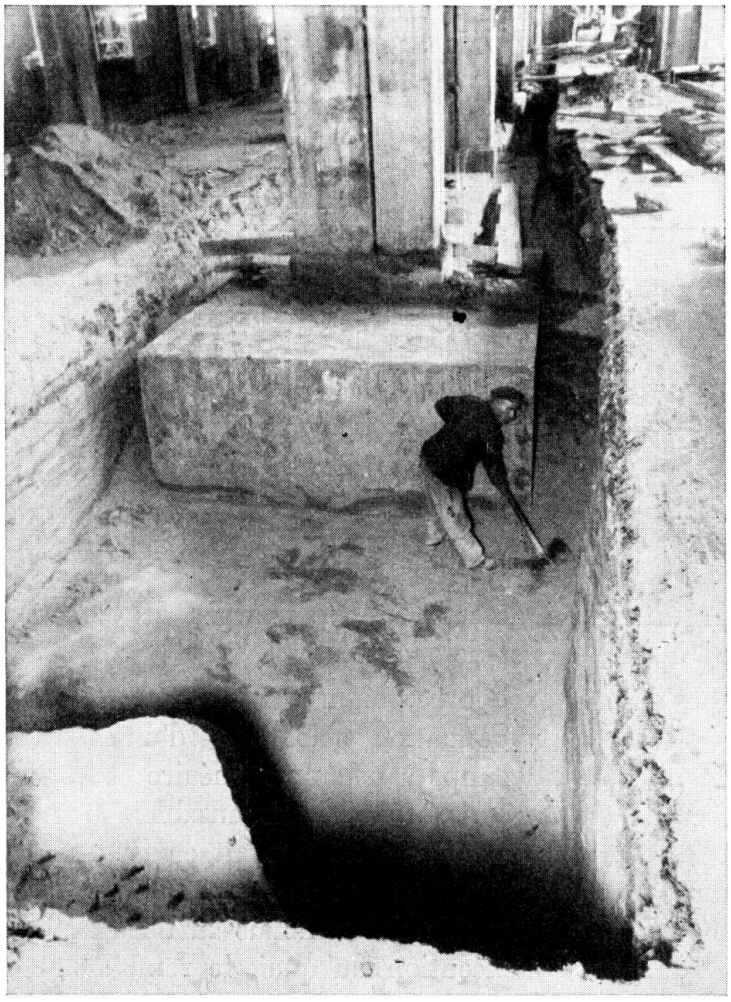


Fig. 8.

Fouille montrant les semelles des fondations actuelles.

Principe de la solution qui est en cours d'exécution.

Grâce à l'application combinée des procédés de précontrainte et de durcissement rapide du béton j'ai pu improviser une solution de ce problème qui a permis d'obtenir, huit mois environ après la décision de construction du matériel, et quatre mois après le commencement effectif des travaux, l'arrêt des tassements dans les parties qui s'affaissaient avec le maximum de rapidité, ce qui n'aurait pas tardé à compromettre l'édifice, danger aujourd'hui écarté.

a) Poutres de jonction entre les fondations actuelles.

Les poteaux du bâtiment on été établis à l'origine sur des semelles en béton armé dont les dimensions atteignent jusqu'à 4,40 m × 3,40 m × 1,40 m

Fig. 9.

Elément de liaison entre les semelles en cours de bétonnage (au premier plan les moules destinés à réserver dans les poutres les cheminées pour le passage des pieux et les logements des tirefonds).

(figures 8 et 9). On a commencé par former avec ces semelles de grandes poutres continues destinées à reporter aux nouveaux pieux les charges de la fondation et à fournir des points d'appuis pour le fonçage des pieux au vérin. Ce résultat a été obtenu en coulant entre elles des masses de béton, armées seulement vis à vis d'efforts secondaires, puis en déterminant dans les systèmes ainsi formés une compression générale, par la mise en tension à 50 ou 60 Kgs par m^2 de tirants d'acier portés par étirage à une limite élastique de

80 Kgs, ancrés à leurs extrémités dans des têtes en béton, l'une fixe, l'autre actionnée par des vérins. Après calage, on enlève les vérins et la tension est permanente (figures 10 et 11).

Par ce procédé, on crée des éléments capables de résister à des moments de flexion, des cisaillements et des torsions considérables; sans reprise en sous-

Fig. 10.

Ferraillage d'une tête de tirant.

oeuvre ni retouche importante aux semelles actuelles, dont les bétons et les armatures sont utilisés.

Dans les éléments ainsi coulés on ménage des cheminées cylindriques à cannelure horizontales (figure 12), à travers chacune desquelles un pieu *fabriqué de manière continue,* est enfoncé dans le sol au fur et à mesure de sa fabrication par l'action de vérins liés aux poutres par des tirefonds vissés dans celles-ci et agissant sur des colliers rendus à volonté solidaires des pieux.

b) Description des pieux.

Ces pieux sont des cylindres creux de 0,60 m de diamètre extérieur et 0,37 m de diamètre intérieur; leur section utile est 1.750 cm^2. Ils sont armés en long

Fig. 11.

Tête mobile d'un tirant au cours d'une opération de mise en tension et calage.

de huit fils d'acier dur, de 8 mm de diamètre, et transversalement de frettes en fils de 6 mm de même qualité. Le poids total de l'armature est de 10 Kgs au mètre de pieu. Malgré ce faible poids d'acier, ces pieux résistent à une compression de plus de 300 tonnes jointe à une flexion de 50 tonnes mètres, ce qui est un record.

c) Méthode de fabrication des pieux.

Supposons le pieu exécuté jusqu'à l'élément N. Les armatures longitudinales, de longueur non limitée à l'avance sont enroulées en couronne suivant des diamètres assez grands pour ne mettre en jeu que des déformations élastiques. Sauf incident, elles sont continues sur toute la longueur du pieu (figures N° 13).

Le moule extérieur se compose d'une série de 5 à 8 viroles cylindriques, de 0,40 m de hauteur chacune, à extrémités dressées, partagées en demi viroles, que l'on assemble par des presses à vis. Dans la partie haute des pieux on emploie des viroles munies de cannelures horizontales intérieures pour obtenir des pieux à surface cannelée horizontale. Le moule intérieur est formé par un tube d'acier revêtu d'une enveloppe en caoutchouc armée en coton. A son extrémité inférieure le tube d'acier se prolonge par un tube de plus petit diamètre revêtu d'une seconde chemise en caoutchouc formant une poche étanche ayant normalement même diamètre extérieur que le tube d'acier mais extensible par l'action d'eau sous pression (Obturateur).

A son extrémité supérieure, l'espace entre les moules est fermé par une plaque

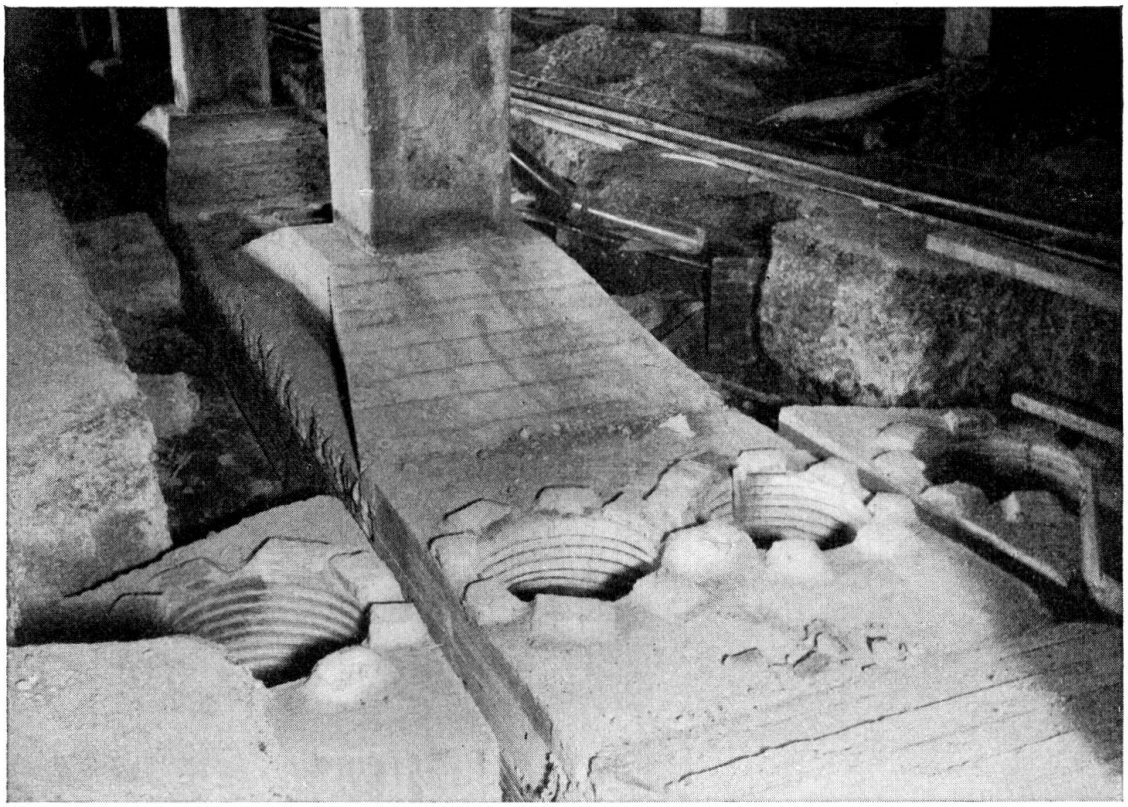


Fig. 12.

Groupe de 4 cheminées; les aciers pour mise en compression de la poutre sont placés dans des caniveaux de chaque côté du massif.

annulaire percée de 8 trous pour le passage des armatures longitudinales et de quatre orifices de remplissage.

Le tronçon N de la pièce étant terminé, on desserre au fur et à mesure du fonçage les presses d'assemblage des viroles à l'exception de celles de la viroles la plus haute. On relève le mandrin de la hauteur d'un tronçon et on relie les armatures longitudinales aux spires de l'armature transversale, puis on met en place les viroles du moule extérieur, on pince les armatures longitudinales dépassant au dessus de la plaque de fermeture dans des griffes agencées par paires dans des supports que l'on peut soulever par des vis, de manière à tendre proyisoirement les armatures qui maintiennent la solidarité de l'ensemble. On gonfle ensuite la poche du mandrin intérieur pour éviter une fuite de béton entre la chemise du mandrin et la paroi intérieure du tronçon N et faire joint entre le tube en acier et la chemise.

On remplit alors le moule en béton dosé à 450 Kgs par m^3 en ciment Portland pour travaux à la mer.

On vibre énergiquement ce béton à l'aide de vibrateurs électriques à masse excentrée fixés aux coquilles extérieures.

Une partie de l'eau en excès s'échappe par les joints entre les viroles, une autre remonte vers la surface supérieure qui se trouve ramollie. On rend le béton homogène en disposant sur les orifices de remplissage des tubes dans lesquels en refoule du béton sous forte pression, par des frettes à vis, tout en continuant

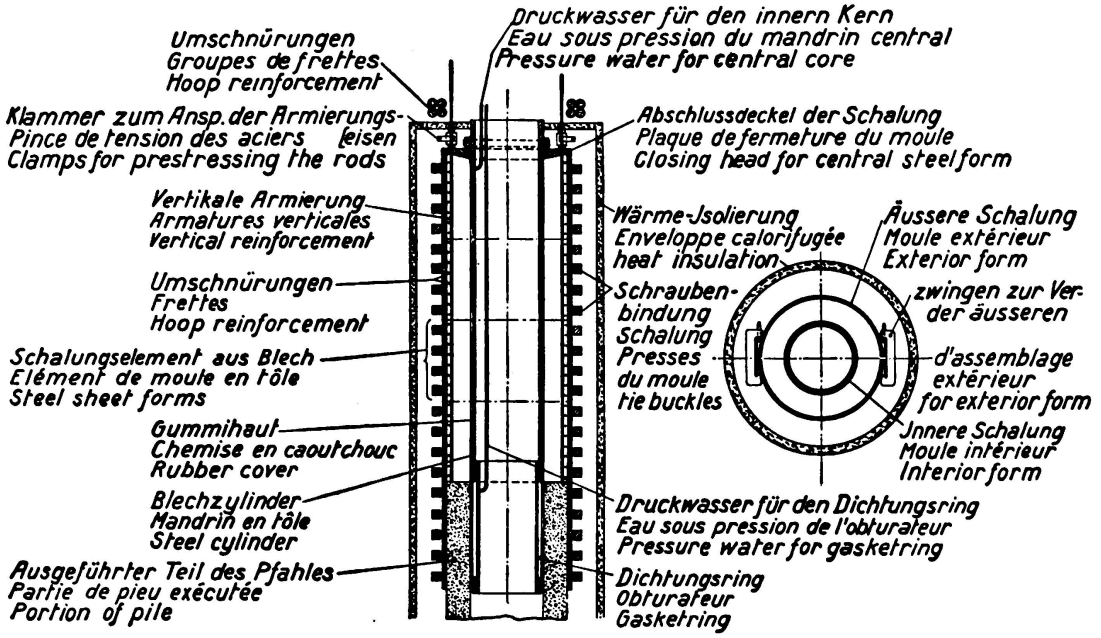


Fig. 13.

Schéma d'un moule à pieu.

à vibrer. On provoque ainsi l'expulsion de l'excès d'eau des parties hautes. Ceci fait, on ferme les orifices de remplissage, on cesse la vibration, puis on envoie de l'eau sous une pression de 20 Kgs par cm^2 entre le mandrin et sa chemise. Cette pression est transmise hydrauliquement par le béton, qui aussitôt après la vibration agit comme un liquide, à la plaque supérieure qui se soulève en tendant les aciers à un taux voisin de leur limite élastique.

Cette pression est maintenue 20 minutes.

Tous les joints des viroles baillent et pleurent abondamment; le béton devient extrèmement sec. On entoure le moule d'une enveloppe calorifuge dans laquelle on envoie de la vapeur à la pression atmosphérique. La température du béton s'élève rapidement à plus de 100°, et une dureté, comparable à celle d'excellents bétons ordinaires âgés de plusieurs mois, est atteinte dans un délai de l'ordre de 3 heures, *bien que le ciment employé, spécial pour travaux en prise à la mer soit très lent et donne normalement des résistances finales plutôt médiocres* (figures 14, 15, 16).

d) Fonçage des pieux.

On procède aussitôt au fonçage. Théoriquement, celui-ci exige des efforts de compression dont le maximum est 320 tonnes auquel il faut ajouter 20 Kgs de précontrainte ce qui fait environ 200 Kgs par cm^2. Les essais au Laboratoire indiquent que des résistances de l'ordre de 300 Kgs sont atteintes après trois heures de chauffage dans la vapeur à 100°. Mais il fallait prévoir des moments de flexion dont l'expérience à confirmé l'existence, qui peuvent atteindre des valeurs considérables, notamment dans les zones les plus fraîchement exécutées, or un moment de 50 tonnes mètres fait passer la fatigue à 500 Kgs; d'autre part une rupture de pieu dans le sol est un accident grave.

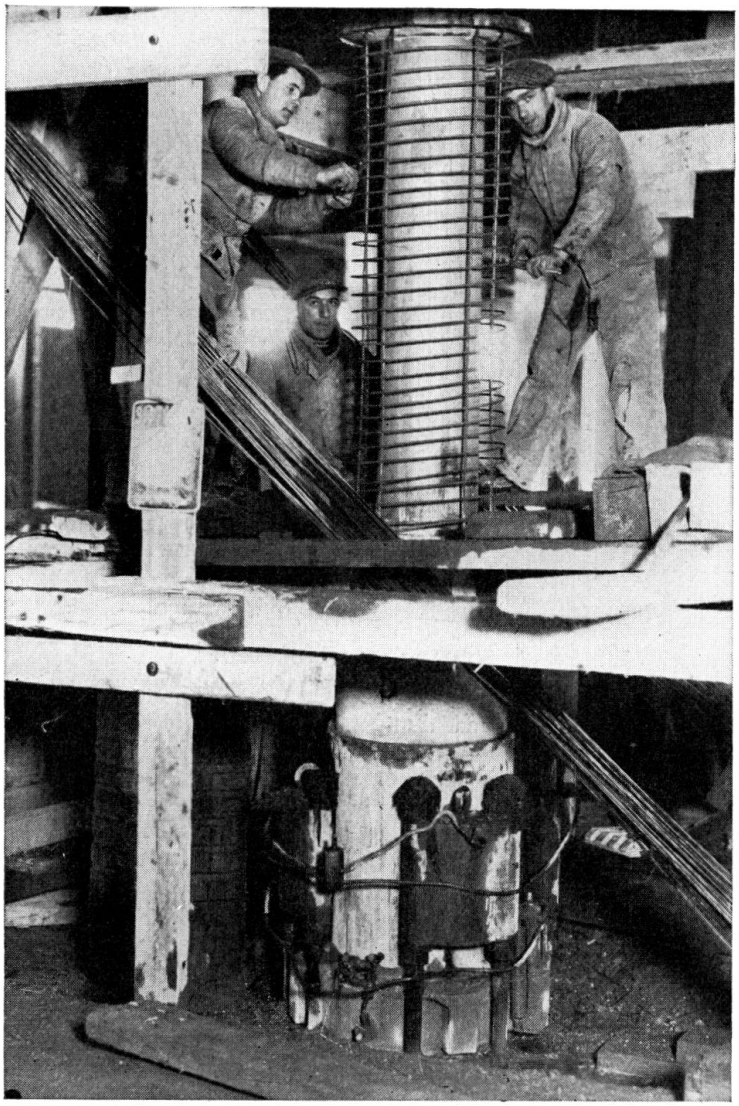


Fig. 14.

Ferraillage d'un élément de pieux (à la partie inférieure on voit les vérins de fonçage).

On conduit donc le fonçage de manière à n'imposer de très gros efforts qu'à des bétons âgés de huit heures environ. Sauf un petit nombre d'incidents survenus surtout pendant l'apprentissage du personnel, il n'y a pratiquement pas de ruptures de pieux.

Le matériel utilisé pour le fonçage consiste en un collier formé d'un tube étanche concentrique au pieu à l'intérieur duquel est disposée une chemise en caoutchouc armé de tissus de coton, très résistante, formant avec le tube un espace annulaire étanche. Entre le caoutchouc et le pieu sont disposées des douves parallèles au pieu, à peu près jointives; ces douves sont en acier pour la partie en contact avec le pieu. En introduisant de l'eau sous pression à 30 Kgs par cm^2 dans l'espace étanche, on serre les douves sur le pieu, avec une puissance totale de 100 tonnes. Le frottement acier sur béton est supérieur à 0,40; on crée donc ainsi une solidarité longitudinale entre les douves et le pieu capable de

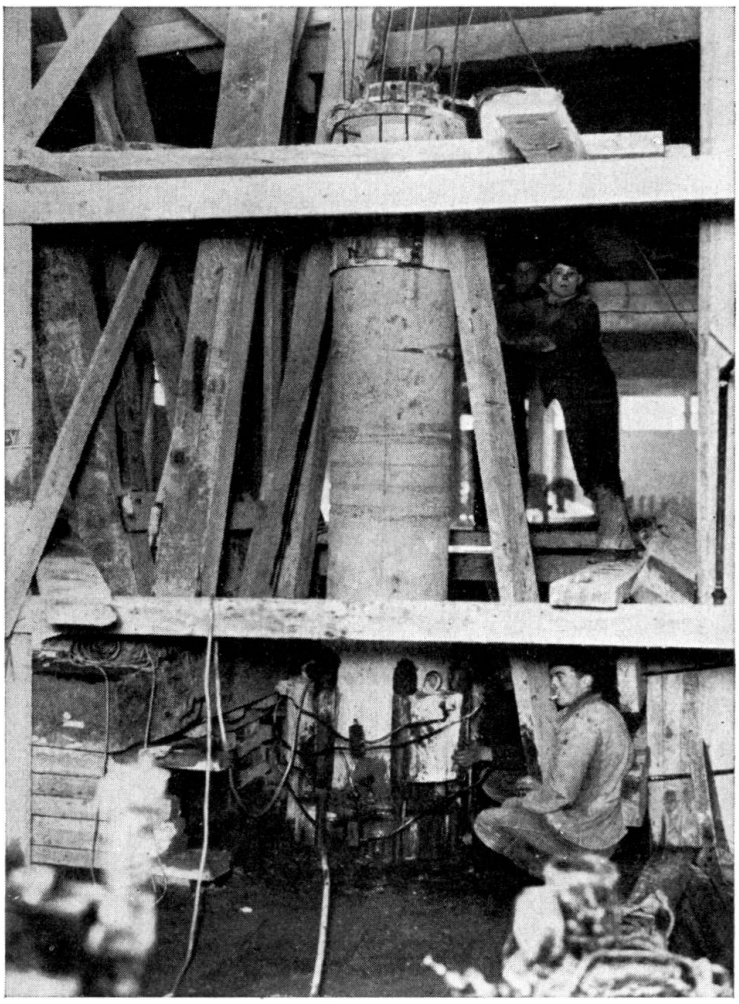


Fig. 15.

Démoulage d'un élément de pieu; à la partie inférieure les vérins de fonçage.

transmettre 400 tonnes au moins. En supprimant la pression toute liaison entre le pieu et les douves disparaît (figure N° 17).

On agit sur les douves par des colliers d'acier; le collier supérieur, très solide, transmet, les efforts de fonçage. Le collier inférieur sert au relèvement des douves et, éventuellement à l'arrachage des pieux. Ces colliers soudés au tube forment bloc avec lui.

Le collier supérieur porte quatre oreilles soudées sur lesquelles prennent appui les pistons d'autant de vérins hydrauliques (figure N° 18) attachés à la poutre à travers laquelle se fait le fonçage du pieu, par huit tirefonds en acier dur vissés dans des écrous en béton, dont le filetage est moulé dans le béton même des poutres. Chaque tirefond fournit un effort de 40.000 Kgs et on a vérifié qu'il pouvait en supporter le double sans déterminer de désordres dans le béton constituant son écrou.

La manoeuvre de fonçage consiste:

1°) à serrer les douves contre le pieu, par envoi d'eau à 30 Kgs dans le collier de fonçage;

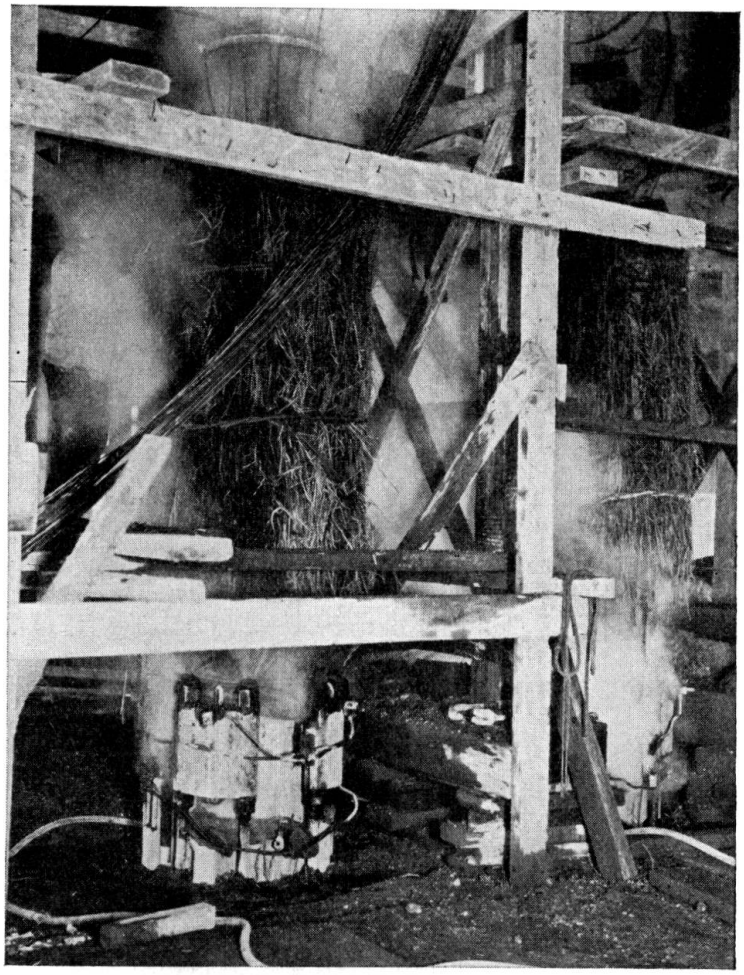


Fig. 16.

Groupe de deux pieux en cours de chauffage.

2°) à solliciter le pieu par l'action simultanée des quatre vérins de fonçage. Sous des efforts dont le maximum est de 320 tonnes le pieu descend sans difficultés, sauf rencontre d'obstacles que l'on peut briser ou draguer par le vide central.

3°) Les vérins à fond de course on enlève la pression dans le collier de fonçage et on remonte celui-ci au moyen de deux petits vérins spéciaux.

Puis l'opération recommence.

En fin de fonçage on soumet le pieu à de nombreuses alternances de charge à 300 tonnes et de décharge; puis on vérifie que sous la charge de 300 tonnes maintenue pendant plusieurs heures il ne descend pas de manière appréciable. En général on obtient rapidement un refus très net; toutefois pour certains pieux ces opérations d'assujettissement exigent un temps assez long, de l'ordre de plusieurs journées, le pieu descendant peu à peu de quantités notables, se chiffrant en diamètres sous l'effet des alternances de charge. Une fois le pieu assujetti, on coule du béton dans le joint annulaire entre le pieu cannelé et la paroi également cannelée de la cheminée de fonçage, on laisse durcir ce béton, le pieu étant en charge. Pour cette dernière opération le collier de fonçage est remplacé par une plaque terminale.

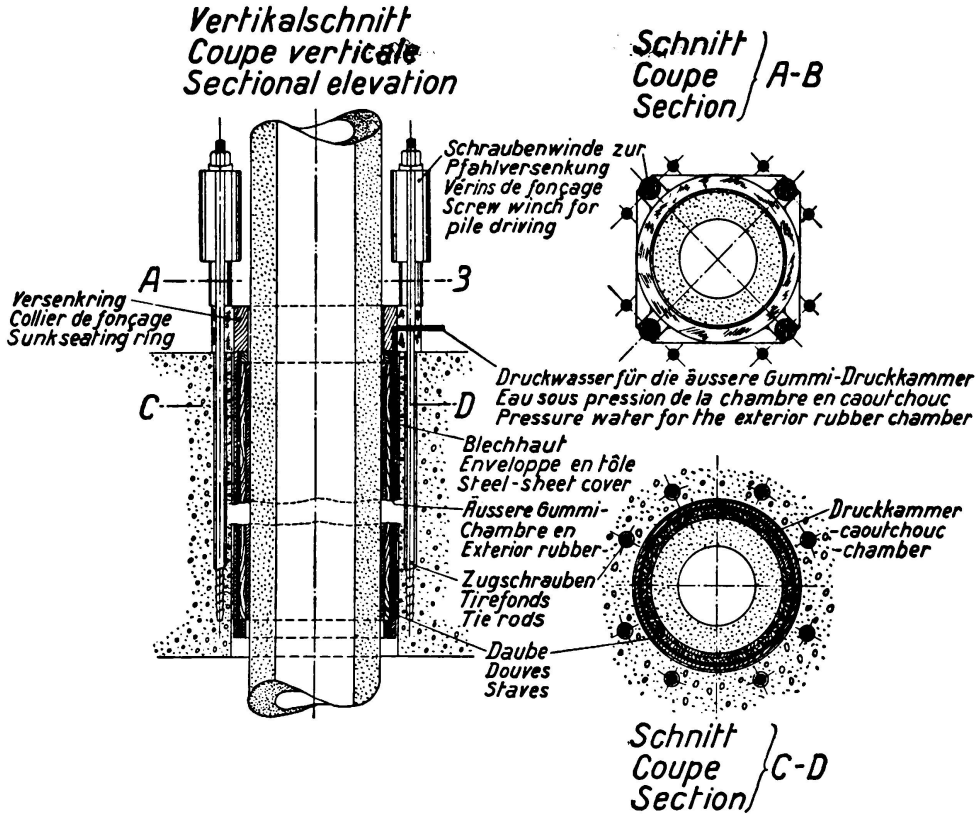


Fig. 17.

Schéma de l'appareil de fonçage des pieux.

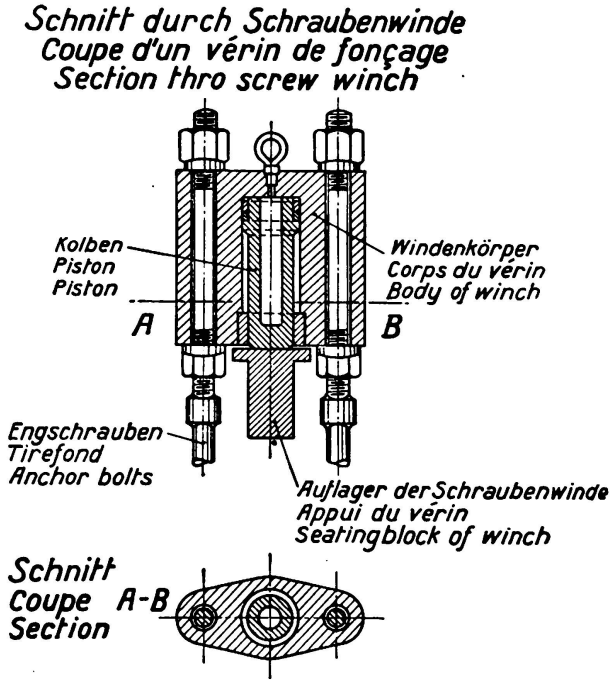


Fig. 18.

Détail d'un vérin de fonçage.

Les pieux ainsi obtenus sont parfaitement calibrés intérieurement et extérieurement, et en général ils restent très droits. Parfois cependant ils sont déviés par des obstacles et prennent alors des flêches élastiques qui démontrent l'existence de fatigues de flexion considérables.

Ces flèches disparaissent le plus souvent si on laisse le pieu au repos, par la déformation lente du sol sous l'action des forces élastiques.

Sauf rencontre d'obstacles spéciaux, la fabrication et le fonçage d'un pieu de 30 mètres exigent environ quatre jours de travail; dans l'ensemble l'exécution se poursuit dans des conditions satisfaisantes de vitesse et de prix de revient.

Applications diverses de la méthode de fabrication des pieux du Havre.

Il est clair que les moyens décrits ci-dessus sont susceptibles de variantes permettant de les adapter à la fabrication d'éléments quelconques, de forme sensiblement cylindrique ou prismatique, tels que pieux et éléments de toute forme battus, vissés, havés de toutes les manières possibles; colonnes ou poteaux en élévation, revêtements de souterrains, radiers, murs, cuirassements, planchers. poutres, voûtes, tuyaux, chaussées de routes en béton armé, etc. . . .

Dans presque tous les cas, on peut réaliser des matériels maniables, de fonctionnement quasi automatique, dont l'emploi n'entraine que des frais très limités de main d'oeuvre et d'amortissement des moules.

En général, la période de réemploi du matériel peut être réduite à quelques heures, parfois même à quelques dizaines de minutes, ce qui permet d'atteindre des vitesses d'éxécution très èlevées avec des mátériels relativement peu importants.

Les avantages économiques de ces diverses applications se déduisent aisément de ce que j'ai exposé plus haut.

Un cas particulièrement intéressant est celui du tuyau. J'ai combiné des matériels qui réalisent automatiquement la fabrication soit en usine; soit au contraire en place, en tranchée ou en souterrain, sans joints, de tuyaux de tous diamètres dans lesquels tous les aciers transversaux et longitudinaux sont mis en tension jusqu'à leur limite élastique. On obtient ainsi une étanchéité qui reste rigoureuse jusqu'à des pressions limitées seulement par des fatigues de l'armature de l'ordre de 80 Kgs par mm^2. En laboratoire j'ai obtenu des tuyaux étanches sous 250 Kgs par cm^2.

La résistance aux flexions et aux cisaillements éventuels est dix fois plus grande, à épaisseur égale, que celle des tuyaux ordinaires de la meilleure fabrication. Leur résistance chimique, due à leur extrême compacité, est remarquable; leurs surfaces intérieures rigoureusement lisses assurent le maximum de débit.

Une autre application susceptible de développements considérables est le plancher champignon. Actuellement, la portée de ces planchers ne dépasse guère trente à quarante fois leur épaisseur; avec mes procédés elle peut être largement doublée, sans augmentation ni du prix au m^2, ni des flèches, en sorte que les planchers champignon encore un peu exceptionnels, peuvent devenir d'un emploi quasi universel, notamment dans les maisons d'habitations dont ils simplifieraient considérablement l'exécution.

Poutres en béton armé de grande portée.

Dans diverses publications antérieures, j'ai indiqué que l'emploi du béton armé sous forme d'arcs permet d'atteindre des portées considérables, qui ne peuvent être dépassées que par les ponts suspendus.

Il est clair que les procédés que je viens de décrire augmentent encore considérablement les portées limites théoriques des arcs; en outre, l'obtention de durcissements quasi instantanés rend possibles des moyens de réalisation absolument nouveaux dans le domaine du béton et que jusqu'ici on pouvait croire réservés à la charpente d'acier.

Je traiterai à part ce sujet, qui est à lui seul assez vaste pour nécessiter un travail séparé.

Pour le moment je ne parlerai que des poutres droites.

Jusqu'ici il était impossible d'envisager un emploi économique du béton armé sous la forme de poutres droites de grande portée, surtout dans le cas de poutres à âme pleine de faible hauteur relative.

A cela, trois raisons: mauvaise utilisation du béton à la compression; impossibilité d'utiliser des taux de contrainte importants pour le métal; d'où emploi d'un gros volume d'acier exigeant une lourde enveloppe de béton; et par dessus tout, la très médiocre utilisation du béton dans les organes de transmission des efforts tranchants. Sur ces trois points, mes procédés apportent des améliorations considérables.

J'ai constaté par des études de cas particuliers que l'emploi de ces techniques nouvelles permet de *multiplier par un coefficient de l'ordre de cinq à dix,* les portées limites économiquement réalisables avec les poutres en béton armé; des poutres des 100 mètres de portée avec âme pleine deviennent réalisables à bas prix et sans difficulté, elles sont sensiblement plus légères, et infiniment moins coûteuses que des poutres en charpente métallique de mêmes portée et charge, surtout dans le cas de plusieurs poutres semblables.

J'ai fait pour des poutres de 100 mètres de portée, supportant une double couverture (sheds recouvrant un plancher transparent) un projet étendu jusqu'aux plus petits détails du matériel d'exécution; semblable dans son esprit, à celui utilisé au Havre.

Cette étude donne les résultats suivants:

Le poids de la poutre est de *3.200 Kilogs* au mètre courant. Elle porte son poids propre et une surcharge égale à son poids moyennant une armature pesant environ 350 Kgs au mètre, formée *de 180 barres de 16 mm* étirées à 84 Kgs, soumises à une tension permanente de 50 Kgs par mm^2 et un taux de fatigue du béton de *180 Kgs* acceptable pour un béton dont la résistance est supérieure à 800 Kgs par cm^2. J'ai prévu que les bétons de l'âme seraient soumis par des armatures tendues verticales, et horizontales en tant que de besoin, à une double étreinte empêchant absolument toute possibilité de fissuration par les cisaillements; j'ai réglé les épaisseurs pour une limite de travail ou cisaillement de 60 Kgs par cm^2; dans ces conditions ces cisaillements ne déterminent aucune traction mais des taux de compression dont le maximum est largement inférieur à la limite acceptée de 180 Kgs par cm^2.

Je donnerai enfin quelques détails sur une application des méthodes que je viens de décrire à l'amélioration des chaussées en béton.

L'emploi d'armatures sous la forme ordinaires dans les chaussées est souvent plus nuisible qu'utile car elles aggravent les tensions de retrait et de dilatation et favorisent par là, au lieu de l'empêcher, l'émiettement sous les charges alternées et la formation des fissures. L'emploi d'armatures tendues, au contraire, améliore considérablement les chaussées à tous points de vue.

Tout d'abord elles remplacent les tensions de retrait par des compressions. Par suite, elles suppriment les fissures de retrait, et la nécessité de la plupart des joints; les variations dues aux changement combinés de température et d'état hygrométrique se résolvant désormais en variations d'intensité d'un état moyen de compression.

En second lieu la suppression des tractions améliore considérablement la résistance des éléments du béton à l'arrachement; elle diminue la déformabilité et augmente la résistance à la flexion; d'où une bonne tenue sous les fortes charges même en cas de sous-sols déformables.

En utilisant des aciers à 120 Kgs par mm^2 la consommation de métal serait de 4 à 5 Kilogs environ au mètre carré, et la dépense en prix de revient de 5 à 6 francs au mètre carré.

L'augmentation du prix au mètre carré serait du même ordre qu'une augmentation d'une épaisseur de quelques centimètres; l'amélioration obtenue serait bien plus considérable que celle que pourrait donner cette augmentation d'épaisseur. Enfin les routes pourraient être livrées aux usagers, deux heures après le coulage des bétons.

Je n'allongerai pas davantage la liste des applications possibles. Je crois avoir établi que l'utilisation systématique des hypothèses et des méthodes de la physique est susceptible de faire réaliser des progrès considérables et très rapides à nos connaissances générales concernant les ciments et bétons; et, par voie de conséquence, aux industries d'applications de ce matériau; progrès comparables à ceux que les mêmes moyens ont fait réaliser aux industries de la métallurgie et de la mécanique.

Résumé.

L'auteur détermine pour les ciments, en introduisant de nouvelles hypothèses, les propriétés générales et le mode de formation du réseau des pores des pâtes de ciment. La résistance des ciments dépend, plus que de tout autre facteur, des conditions mécaniques et physiques de leur emploi. On peut obtenir pour tous les ciments des durcissements considérables quasi instantanés par la simple amélioration de la compacité.

IIb4

Fissurations dans le béton armé.

Risserscheinungen im Eisenbeton.

Cracking in Reinforced Concrete.

F. G. Thomas,
B. Sc., Assoc. M. Inst. C. E., Garston, Herts.

L'emploi dans les ouvrages en béton armé de l'acier à haute résistance, avec charges croissantes, doit inévitablement conduire à une augmentation de l'importance de la fissuration. Les fissures que l'on constatait normalement auparavant ne paraissaient en effet exercer aucune influence notable sur la stabilité des ouvrages; elles étaient généralement d'importance insuffisante pour être le point de départ de phénomènes de corrosion touchant d'une manière appréciable les éléments d'armature. Par contre, les fissurations qu'implique l'emploi des aciers à haute résistance sont relativement plus importantes que l'augmentation réalisée dans les contraintes elles-mêmes et il n'est pas impossible que ces fissurations prennent une importance encore plus grande étant donné les contraintes encore plus élevées qui pourraient être admises, pour l'acier à haute résistance, sur la base de la limite d'écoulement.

La rapidité croissante de durcissement des ciments modernes constitue un autre facteur qui peut jouer un rôle d'une certaine importance dans la fissuration. De nombreuses plaintes ont été en effet enregistrées récemment à la Building Research Station, au sujet de fissurations qui se seraient produites au retrait dans des cas où aucune perturbation ne s'était auparavant manifestée avec les ciments à durcissement moins rapide que l'on employait il y a 10 à 15 ans.

Devant cette tendance à une aggravation des phénomènes de fissuration, des études ont été entreprises à la Building Research Station, sous la direction du Dr. *Glanville* et en collaboration avec la Reinforced Concrete Association, en vue de déterminer les facteurs qui conditionnent la fissuration dans les éléments d'ouvrages en béton armé. Le présent rapport a pour but d'exposer brièvement une partie des recherches ainsi effectuées.

Capacité de déformation du béton.

On a pensé pendant longtemps que le criterium de la rupture du béton sous l'influence des efforts de traction devait être considéré comme constitué par la charge limite de traction qu'il pouvait supporter sans fissuration, ou capacité de déformation, plutôt que par la charge de rupture à la traction proprement dite. La capacité de déformation du béton, c'est-à-dire la déformation ou allongement qui peut se manifester avant qu'apparaisse la fissuration, a été déter-

minée par de nombreux investigateurs qui ont d'ailleurs obtenu des résultats largement différents. Ce manque de concordance peut probablement être attribué à deux causes principales:

1° — des écarts dans le régime initial des contraintes dans les éléments avant le commencement des essais,

2° — des écarts dans la précision avec laquelle ont été observées les fissurations au moment de leur apparition.

Il semble que les armatures en acier aient normalement pour effet de n'augmenter que dans une faible proportion la capacité de déformation du béton; lorsque des éléments d'ouvrage en béton armé sont stockés à l'air libre, il se

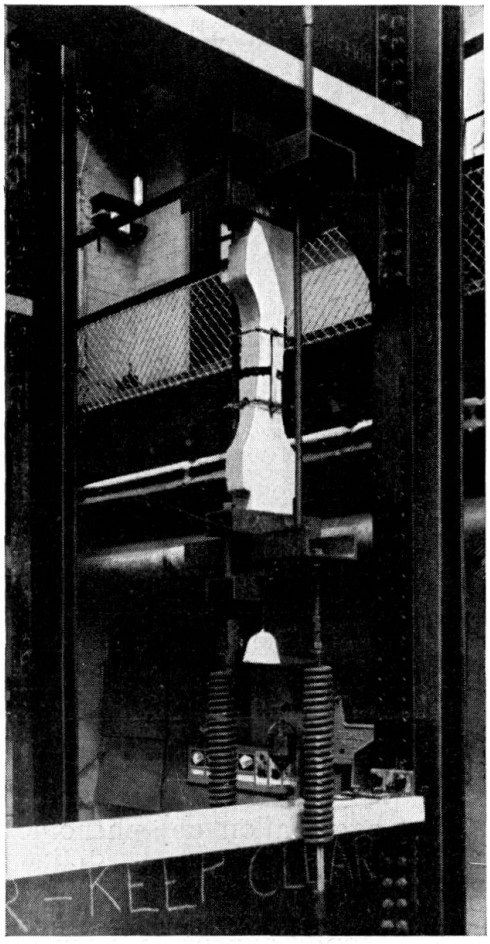


Fig. 1.
Mesures des contraintes de retrait sur des éprouvettes de béton encastrées.

manifeste des contraintes de traction, dans le béton, sous l'influence du retrait et ces contraintes jouent un rôle défavorable sur la capacité de déformation ultérieure en charge des éléments considérés. D'autre part, la présence des armatures de renforcement peut avoir pour résultat d'augmenter considérablement la capacité effective de déformation sous l'influence de l'humidification superficielle.

Il est probable que l'élévation apparente de la capacité de déformation due à la présence des armatures de renforcement et observée par certains investigateurs est due partiellement à une insuffisance de précision dans l'observation du moment où s'amorce la fissuration. Au cours des essais qui ont été effectués

à la Building Research Station, sur surface lisse blanchie, on a constaté qu'il était possible de déceler à l'oeil des fissures de 0,0001 pouce de largeur (0,0025 m), quoique la largeur des fissures soit normalement légèrement supérieure au moment de leur apparition. Les largeurs des fissures ont été mesurées, dans tous les essais sur éléments en béton armé, à l'aide de microscopes portatifs avec micromètres oculaires.

Fissuration au retrait.

Le retrait du béton doit probablement constituer la cause la plus fréquente de fissuration; c'est également celle contre laquelle il est le plus difficile de réagir, soit en la prévenant, soit en la corrigeant. Dans les éléments en béton armé, dans lesquels le retrait n'est pas empêché, ce retrait donne lieu à l'apparition de contraintes de tension d'importance telle que la fissuration peut se

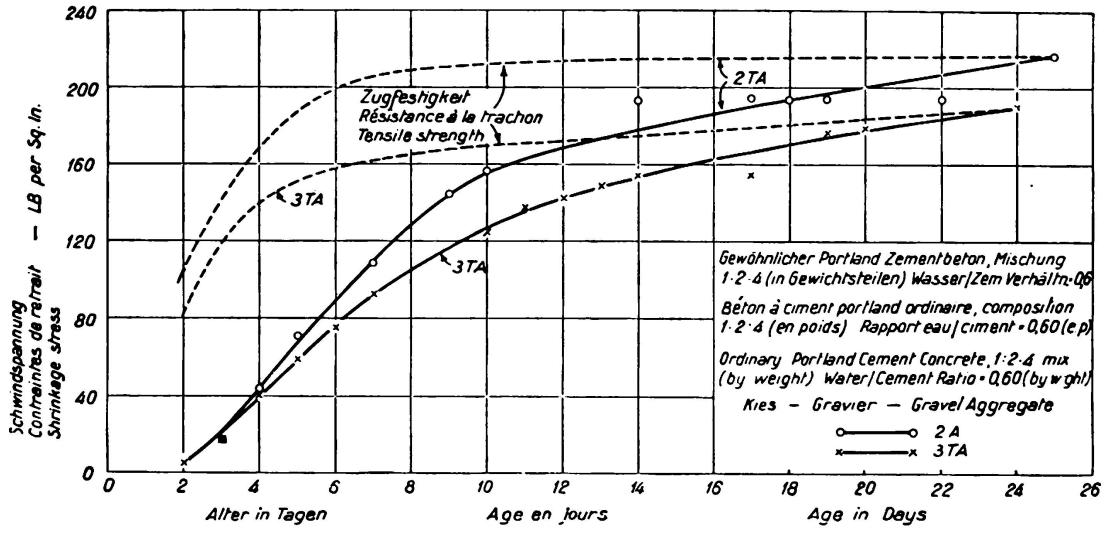


Fig. 2.

Résistance aux fissures de retrait des éprouvettes encastrées complèment, en béton avec ciment portland ordinaire.

produire même lorsque les éléments ne sont soumis à aucune charge extérieure, principalement lorsque le pourcentage d'acier est grand. Dans la pratique, toutefois, le retrait subit toujours une limitation à un certain degré, particulièrement dans les assemblages monolithiques. L'écoulement du béton a pour effet de réduire les contraintes dont il est le siège, de telle sorte qu'à ce point de vue cet écoulement joue un rôle favorable, puisqu'il diminue les risques effectifs de fissuration. La résistance d'un béton à la fissuration pour toutes conditions finales définies peut être déterminée d'une manière approchée par une étude du retrait, de l'écoulement, de l'élasticité et des caractéristiques de résistance mécanique de ce béton; les différents facteurs qui se combinent ainsi pouvant être évalués mathématiquement. Bien que cette méthode donne une idée assez bonne de la résistance du béton considéré à la fissuration, un doute peut parfois s'élever au sujet des caractéristiques exactes d'écoulement de ce béton, sous l'influence de contraintes situées immédiatement au-dessous de la charge de

rupture à la traction; c'est pourquoi une méthode expérimentale plus directe a été mise au point.

Un appareil special a été conçu, dans lequel des échantillons de béton, sur la partie centrale desquels sont montés des extensomètres, sont soumis à l'action de charges de traction à l'aide de ressorts; ces charges sont réglées périodiquement de telle sorte que les mouvements de retrait soient entièrement équilibrés par les déformations élastiques et l'écoulement résultant des charges appliquées. De cette manière, les contraintes effectives de retrait mises en jeu dans un élément, dont le retrait est complètement empêché, ont pu être mesurées. On trouvera sur la fig. 1 une photographie de l'appareil prise après la rupture d'un échantillon.

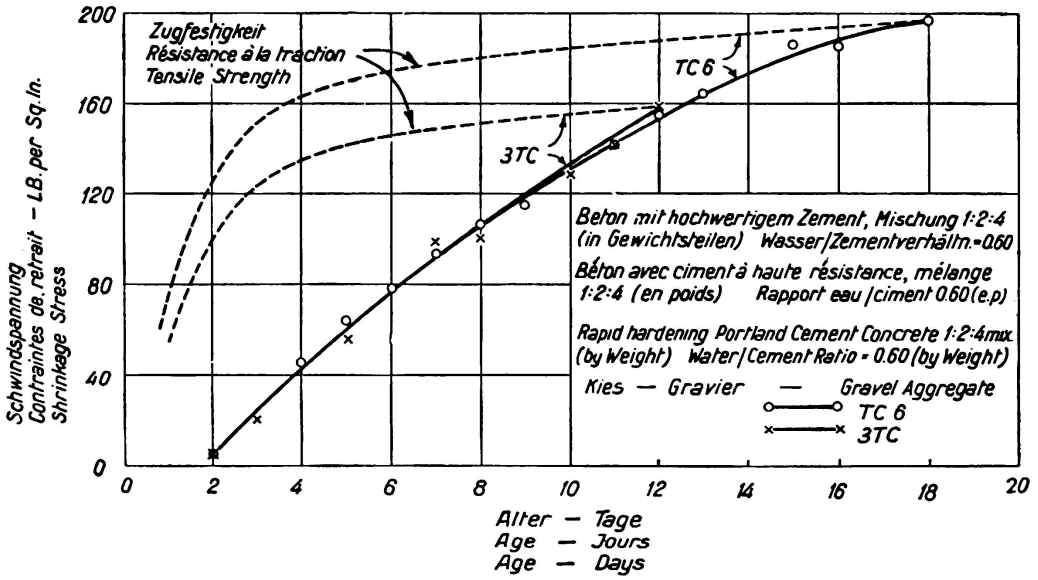


Fig. 3.

Résistance aux fissures de retrait des éprouvettes encastrées complètement, en béton avec ciment portland à haute résistance.

Des essais ont été effectués à deux reprises sur béton de Portland ordinaire, sur béton de Portland à durcissement rapide et sur béton de ciment à haute teneur en alumine (fig. 2 à 4). Pour tous ces essais, on a utilisé un mélange 1:2:4 (en poids) avec un rapport eau-ciment de 0,60. On remarquera sur ces figures que les contraintes de retrait concernant le béton de ciment Portland sont quelque peu différentes pour les deux essais correspondants; toutefois, à mesure que l'on approche de la rupture, avec le ciment Portland ordinaire, les contraintes mises en jeu diminuent considérablement, sous l'influence d'importantes déformations qui accompagnent l'écoulement. Ce phénomène n'est pas aussi marqué avec le béton de ciment Portland à durcissement rapide, les contraintes augmentant dans ce cas d'une manière assez régulière, jusqu'à ce que la charge de rupture soit atteinte et que la fissuration se produise. Dans le cas du béton de ciment à forte teneur en alumine, on constate une augmentation rapide des contraintes, le coefficient de sécurité par rapport à la fissuration devenant négligeable très peu de temps après le commencement de l'essai.

D'autres essais ont montré qu'une augmentation de la teneur en eau n'est

pas nécessairement accompagnée d'une tendance plus marquée à la fissuration et que la résistance à la fissuration est notablement influencée par la nature des aggrégats employés. On conçoit évidemment que dans la pratique le retrait ne saurait être couramment complètement empêché; les valeurs relatives de la résistance à la fissuration de différents bétons peuvent être quelque peu modifiées par le degré de fixité. Des essais complémentaires sont donc en cours dans lesquels le degré de fixité final n'est pas entier.

Fissuration en charge.

Dans ce chapitre, nous considérerons uniquement les conditions suivant lesquelles les efforts de traction produisant la fissuration résultent des charges directement appliquées, ainsi que c'est le cas dans les essais à la flexion ou

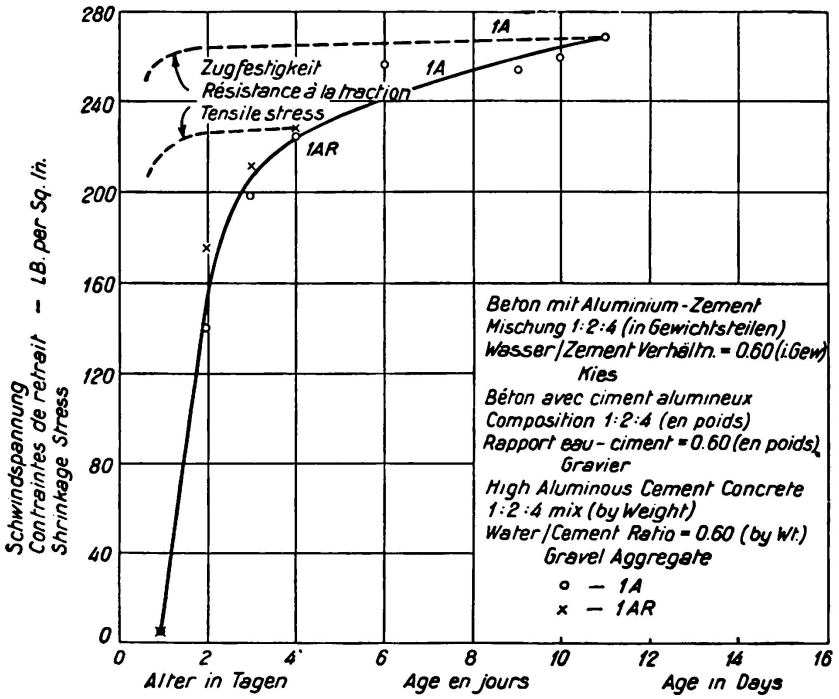


Fig. 4.

Résistance aux fissures de retrait des éprouvettes complètement encastrées en béton avec ciment alumineux à haute résistance.

à la traction. Dans tous les essais sur éléments de béton qui sont maintenant effectués à la Building Research Station, on mesure les largeurs des fissures; on espère que l'étude systématique ultérieure des mesures ainsi effectuées fournira des indications très importantes sur la fissuration en charge. Certains résultats d'ordre général ont déjà été obtenus; on trouvera ci-dessous la description de quelques-uns des essais au cours desquels on a pu effectuer des mesures sur les fissures obtenues.

Dans l'un des essais, la poutre de section rectangulaire avait les dimensions suivantes: largeur 4″ (101,6 mm), hauteur $8\frac{1}{4}$″ (209,5 mm), longueur 8 pieds (2,44 m). Les armatures de traction étaient constituées par deux barres d'acier doux d'un diamètre de $\frac{3}{8}$“ (95,2 mm), noyées dans le béton à une profondeur

effective de 7″ (178 mm). Des étriers de renforcement convenablement disposés étaient prévus pour supporter le cisaillement. La poutre était chargée aux tiers, sur une portée de 6 pieds (1,829 m). On a observé avec soin l'aspect et la progression des fissures sur le côté de la poutre, et les largeurs successives de chaque fissure au voisinage de la partie inférieure de la poutre et à la hauteur des armatures ont été mesurées à chaque augmentation de la charge.

La charge appliquée a tout d'abord été augmentée progressivement jusqu'à la charge de service calculée; cette charge a été maintenue pendant 21 heures. Après cette période, la charge a été graduellement supprimée. Les résultats des mesures sur les fissures sont dans la fig. 5. D'après cette figure, on remarquera que la largeur totale de fissuration (c'est-à-dire la somme des largeurs de toutes

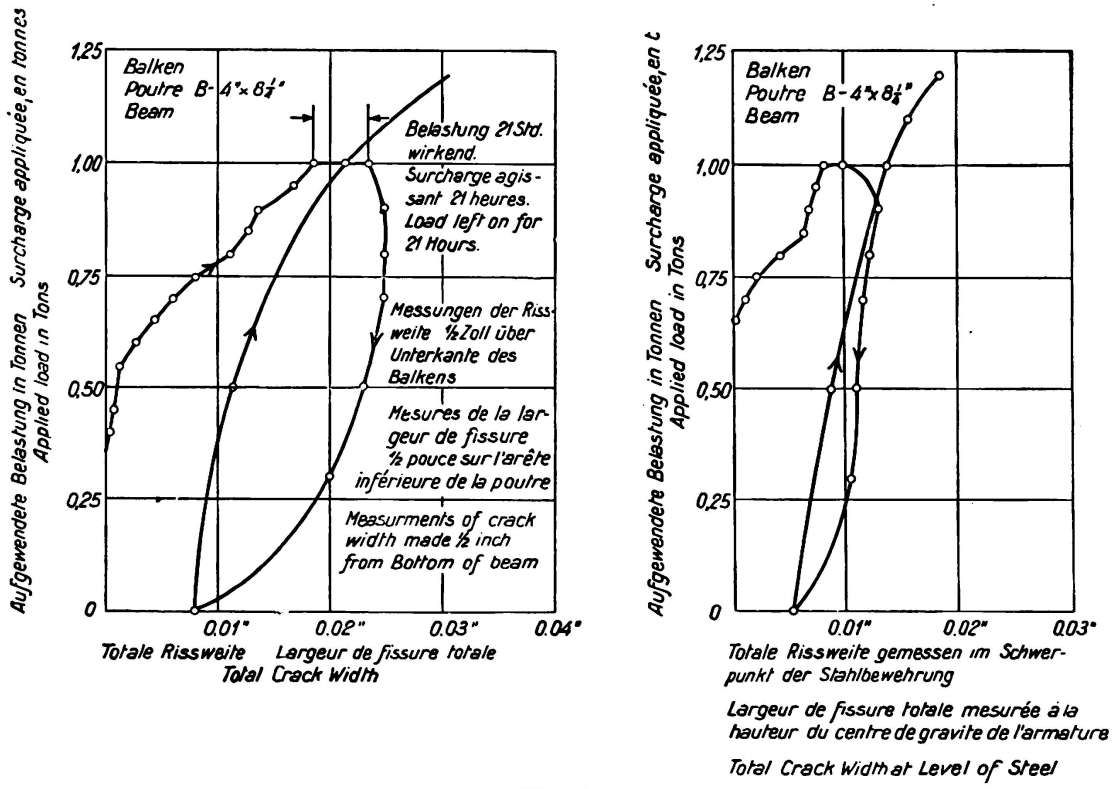


Fig. 5.

Retrait de la fissure.

les fissures) augmente dans une certaine proportion pendant la période d'application continue de la charge normale et qu'à la suppression de la charge, il se produit une réduction partielle de la largeur de fissuration. Il est intéressant de noter qu'au moment où l'on réduit légèrement la charge appliquée, en partant de la valeur normale, il se produit encore une légère augmentation de la largeur totale de fissuration et que la longueur d'une ou deux fissures augmente légèrement.

L'importance de la réduction de la largeur de fissuration qui se produit au moment où l'on commence à diminuer la valeur de la charge est ce que *Probst* désigne sous le nom de «largeur élastique» de fissuration. Dans l'essai ici considéré, la largeur élastique de fissuration est en moyenne très légèrement supé-

rieure à la moitié de la largeur effective de fissuration. Toutefois, le terme «élastique» doit être employé avec précaution, car on remarquera d'après la fig. 5 que la réduction de fissuration ne se produit pas d'une manière régulière au fur et à mesure de la réduction de la charge; la largeur de fissuration reste pratiquement constante dès les premiers instants de la réduction de la charge. Il est évident qu'avant cette réduction de fissuration, il faut que le sens de glissement sur l'acier ait pu être inversé et cette inversion demande nécessairement une variation assez notable de la charge elle-même.

La poutre a été ensuite laissée libre de toute charge appliquée, seulement le temps de permettre la mesure des largeurs des fissures, puis elle a été soumise à une charge progressivement croissante jusqu'à une fois et demie la charge normale de service. Cette charge a été maintenue pendant 44 heures; au cours de cette période, on ne constata qu'une très faible augmentation des fissurations. La charge a été ensuite augmentée jusqu'à la rupture de la poutre résultant de l'écoulement de l'acier des armatures.

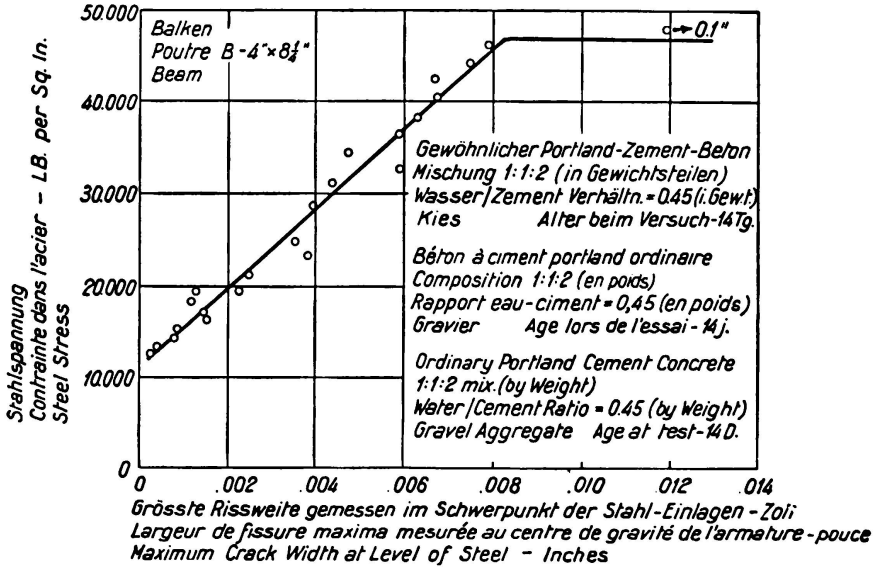


Fig. 6.

Largeur de fissure maxima en fonction de la contrainte dans l'acier.

Sur la fig. 6, on a comparé la largeur maximum de fissuration au niveau de l'acier avec la contrainte dans l'acier lui-même, estimée d'après la théorie courante de la tension nulle. Les résultats, obtenus à la suppression de la charge, n'ont toutefois pas été portés sur cette figure. On constate qu'il existe une relation approximativement linéaire entre la largeur de la fissuration et la contrainte dans l'acier et que la largeur de fissuration reste inappréciable au début de la mise en charge jusqu'à une charge de l'ordre de 8,4 kg/mm² (12 000 livres par pouce carré). Cette relation correspond à ce que peut faire prévoir une analyse sommaire du phénomène de la fissuration.[1]

Le commencement de l'écoulement de l'acier est traduit sur la fig. 6 par un coude très brusque de la courbe, pour une charge de 33 kg/mm². Le flé-

[1] *F. G. Thomas:* „Cracking in Reinforced Concrete", Struct. Eng., 14 (7), 1936, pages 298 à 320.

chissement de la poutre a commencé également à s'accentuer considérablement à partir de cette charge; cependant, dans les cas où l'on a prévu plus d'une seule couche d'armatures de traction, on a constaté que la largeur des fissures donnait des indications bien plus intéressantes que le fléchissement lui-même sur la valeur de la limite d'écoulement de l'acier. Ce point a été nettement mis en évidence au cours de quelques essais récents à la Building Research Station, sur des poutres continues sur deux travées. Les résultats de l'un de ces essais font l'objet de la fig. 7. L'examen du diagramme de largeur de la fissuration montre que les charges qui correspondent à la limite d'écoulement de l'acier, tant sur l'appui central que dans la portée elle-même, sont très nettement définies, alors que la courbe des fléchissements ne peut donner aucune indication précise sur la valeur effective de ces charges. On voit donc que dans de tels essais, la mesure des largeurs de fissuration constitue une aide très efficace pour l'étude critique de l'essai.

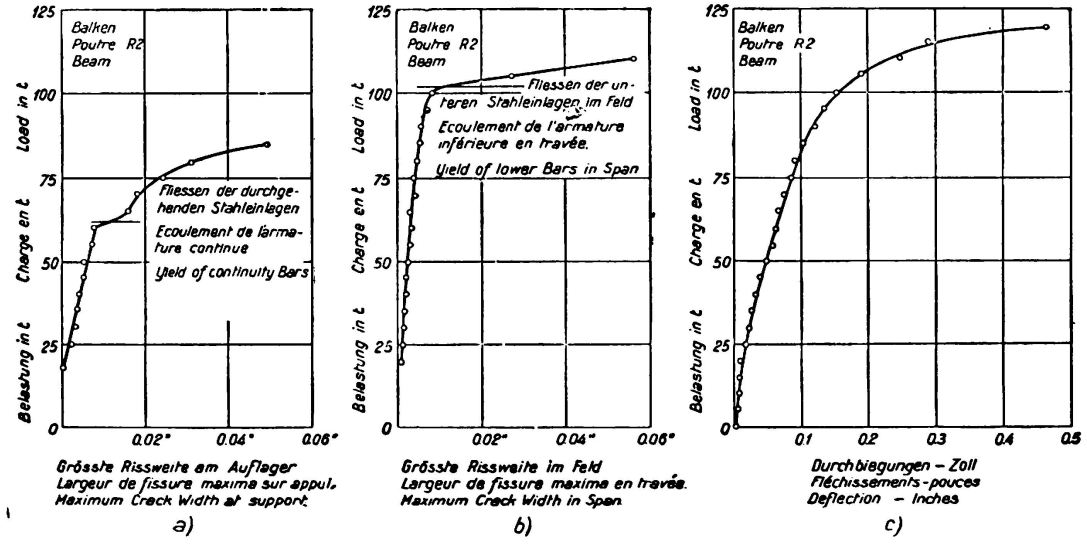


Fig. 7.

Largeur de fissure maxima en travée.

Au cours de quelques essais avec acier à haute résistance, on a étudié l'influence du pourcentage d'acier sur la largeur de fissuration pour une dimension constante des barres. Dix poutres ont été essayées, ayant toutes une longueur de 9 pieds 6″ (2,896 m) et une hauteur totale de $10\,^5/_8$″ (270 mm). Cinq différentes largeurs ont été adoptées, variant entre $6\,^1/_4$“ (158,8 mm) et $14\,^1/_2$„ (368,3 mm), à raison de deux poutres pour chaque largeur. Les armatures de traction étaient constituées, dans tous les cas, par deux barres composées, constituées elles-mêmes par deux barres rondes de $^1/_2$″ (12,7 mm) de diamètre, enroulées entre elles en hélice. Le pourcentage des armatures variait ainsi d'environ 0,6 à 1,4.

Les poutres ont été essayées par mise en charge à deux point symétriques, distants l'un de l'autre de 2 pieds 6″ (0,762 m), sur une portée de 9 pieds (2,743 m). Les résultats des mesures des largeurs de fissuration dans les parties des poutres soumises à un moment de flexion constant (pas de cisaillement) sont les suivants:

1° — La relation entre la contrainte dans l'acier et la largeur de fissuration n'est pas tout à fait linéaire. La raison probable de ce fait est que la pente du diagramme des déformations pour l'acier n'est pas constante pour l'acier à haute résistance ici employé, mais qu'elle décroît pour les charges élevées.

2° — D'une manière générale, si la courbe des largeurs de fissuration en fonction des contraintes de l'acier est prolongée jusqu'à couper l'axe des contraintes dans l'acier, les contraintes obtenues par extrapolation pour la valeur zéro de la largeur de fissuration augmentent lorsque le pourcentage d'armature diminue. Les valeurs obtenues pour ces contraintes sont les suivantes:

Proportion d'armature en % . . .	1,38	1,19	0,98	0,78	0,59
Contrainte dans l'acier pour largeur de fissuration nulle, lv/pouce^2 . .	5900	4600	8900	10000	13500

Ceci a pour effet de maintenir les fissures faibles aux charges normales de service, lorsque le pourcentage des armatures est faible.

3° — L'allure d'accroissement de la largeur de fissuration en fonction des contraintes dans l'acier est plus accentuée pour de faibles pourcentages d'armatures. Les accroissements de largeur de fissuration entre des taux de 12,6 et 28 kg/mm^2 ont été les suivants:

Pourcentage d'armature	1,38	1,19	0,98	0,78	0,59
Accroissement de la largeur de fissuration en pouce $\times 10^{-3}$	3,9	5,2	6,4	7,3	8,1

Il en résulte que pour de faibles pourcentages d'armatures les fissures tendent à être relativement plus importantes, particulièrement lorsque les efforts augmentent au-delà des valeurs actuellement adoptées dans l'étude des projets. Si par suite pour l'acier à haute résistance, on admet dans l'acier des contraintes plus élevées, conduisant à une diminution du pourcentage des armatures, il pourra en résulter une augmentation de l'importance des fissurations, sous les influences réunies de l'augmentation de la contrainte et de la diminution du pourcentage des armatures, dans le cas où l'on n'augmente pas les sections des barres d'armature. Il ne faut pas perdre de vue d'ailleurs que l'augmentation de la fissuration en % est notablement plus prononcée que l'augmentation en % également du taux de travail de l'acier.

Influence des mises en charge prolongées sur la fissuration.

L'augmentation, avec le temps, de la largeur des fissures peut être due à deux causes différentes: tout d'abord à l'augmentation des contraintes dans l'acier due à la carence du béton vis-à-vis des efforts de traction, et à l'écoulement du béton; ensuite, un relâchement dans l'adhérence, ayant pour conséquence une augmentation du glissement du béton sur l'armature en acier à partir de la fissure.

Des mesures ont été effectuées, à la Building Research Station, sur l'augmentation de la fissuration dans les poutres en béton armé; dans une série d'essais, quatre poutres ont été maintenues en charge d'une manière prolongée. Deux de ces poutres étaient armées avec acier à haute résistance et les deux autres en acier doux ordinaire. A un âge de 12 à 13 jours, les poutres ont été mises

en charge de telle sorte que la contrainte théorique maximum dans l'acier soit de 14 kg/mm² pour les barres en acier ordinaire et de 19 kg/mm² pour les barres en acier à haute résistance. Les charges ont été maintenues pendant 6 semaines, puis modifiées de telle sorte que les contraintes théoriques dans les armatures soient majorées de 50 % par rapport aux valeurs précédentes. Ces charges ont été ainsi maintenues pendant une nouvelle période de 6 semaines avant l'essai des poutres à la destruction. On a constaté que les largeurs des fissures avaient augmenté d'environ 50 %; au commencement de l'essai et au moment où les fissures s'accusaient sur les côtés de la poutre, l'écoulement du béton étant encore faible; ultérieurement, et même pour les contraintes élevées dans les armatures, les variations dans la largeur des fissures en fonction du temps ont été faibles.

Mise en charge préalable des armatures en vue de prévenir la fissuration.

La possibilité de prévenir la fissuration aux charges normales de service en réalisant une compression artificielle initiale du béton a été fréquemment mise en évidence, en particulier par *Freyssinet*. Cette méthode est parfois appliquée pour la constitution des dalles de plancher, en béton armé, coulées à l'avance. Les armatures de traction sont chargées sous une fraction élevée de leur limite de déformation plastique, à l'aide de ressorts ou de leviers, avant la coulée du béton. Le dispositif de mise en charge préalable est maintenu en place jusqu'à ce que le durcissement du béton soit suffisant pour lui permettre de supporter les contraintes qui se trouvent ainsi mises en jeu dans sa masse, lorsque les contraintes, dont les barres d'armature sont le siège, sont susceptibles d'être compensées par l'adhérence entre le béton et l'acier.

Il se présente toutefois certaines difficultés. Immédiatement au moment où la charge à laquelle se trouve soumis l'acier est transférée de l'appareil de mise en charge préalable à la section du béton lui-même, il se produit une déformation par compression dans le béton, qui a pour conséquence un relâchement de la charge de traction dans l'acier. En même temps, il se produit un glissement aux extrémités des barres d'acier, sur la longueur nécessaire à la mise en jeu de la contrainte maximum dans l'acier; il serait donc opportun de différer le retrait du dispositif de mise en charge préalable jusqu'à ce que la liaison entre le béton et l'acier soit suffisamment forte pour réduire cette longueur à une fraction de la longueur totale de la barre.

De plus, entre le moment du retrait du dispositif de mise en charge préalable et le moment de l'application de la charge normale de service, le béton continue à se déformer sous l'action de l'écoulement qui résulte de l'influence de la charge «interne», ainsi que sous l'influence du retrait normal propre. Le retrait ayant tendance à réduire la capacité de déformation de tous les bétons exposés à l'air, ce facteur n'entre pas en considération d'une manière comparative entre des éléments ayant et n'ayant pas subi une mise en charge préalable; toutefois, dans le calcul de la tension préalable nécessaire, pour éviter la fissuration sous un moment fléchissant donné, l'influence du retrait doit être prise en considération.

On trouvera ci-après les résultats obtenus au cours des essais effectués à la Building Research Station en vue de déterminer l'influence de la mise en charge préalable des armatures des poutres en béton de laitier écumé. Les poutres

avaient une longueur de 6 pieds (1,829 m); leur section rectangulaire comportait une hauteur de $6^1/_2$" (165 mm) et une largeur de $4^1/_4$" (106,9 mm) avec armature constituée par 2 barres en acier à haute résistance de $^1/_4$" (6,35 mm) de diamètre comme armature de traction et par 2 barres en acier doux de $^1/_4$" (6,35 mm) de diamètre comme armature de compression. Les bétons employés ont été les suivants:

Poutres PT1 et PT2. — Béton de ciment Portland à durcissement rapide, mélange à $1 : 1^1/_4 : 1^3/_4$ en volume, ou à 1 : 0,55 : 0,54 en poids; rapport eau-ciment de 0,53 en poids, avec aggrégat de laitier écumé admettant des dimensions maxima de $^3/_{16}$" (4,76 mm).

Poutres PT3 et PT4. — Comme ci-dessus, mais en mélange à $1 : 2^1/_2 : 3^1/_2$ en volume et à 1 : 1,10 : 1,09 en poids, avec rapport eau-ciment de 0,80 en poids.

Les barres de traction des poutres PT 1 et PT 4 seules ont été soumises à une contrainte préalable de traction de 28 kg/mm² avant la coulée du béton et le dispositif de mise en charge préalable a été maintenu en position jusqu'à un âge de 14 jours. Toutes les poutres ont été placées en sacs humides pendant 4 jours, puis exposées à l'air à 18° C sous une humidité relative de 64 %. A l'âge de 14 jours, le dispositif de mise en charge préalable a été retiré, sur les deux poutres, afin de permettre le transfert de la charge de l'acier au béton lui-même. Toutes les poutres ont été essayées à l'âge de 28 jours, par mise en charge aux tiers sur portée de 5 pieds (1,524 m). L'acier employé était de très haute résistance, avec charge de rupture de 84 kg/mm² (sur section initiale); on n'a pas constaté de limite d'écoulement nettement définie, mais la charge produisant une déformation permanente de 0,2 % était de 70 kg/mm².

On trouvera dans le tableau (1) les résultats principaux de ces essais. Pour une contrainte dans l'acier de 17,6 kg/mm², calculée d'après la méthode courante de la tension nulle, les poutres ayant été soumises à une mise en charge préalable n'accusaient aucune fissuration, tandis que les fissures sur les autres poutres avaient atteint des largeurs de 0,003" (0,076 mm) et de 0,005" (0,127 mm). Le fléchissement sous cette contrainte était réduit, pour les poutres mises en charge au préalable, au tiers et au quart de ce qu'il était pour les autres poutres non chargées au préalable, grâce à cette mise en charge préalable. Pour obtenir le même fléchissement et les mêmes largeurs de fissuration que sur les poutres non mises en charge au préalable, pour cette même contrainte de 17,6 kg/mm², il a fallu charger les poutres, mises en charge au préalable, à environ deux fois cette contrainte dans l'acier.

Il est donc certain que la mise en charge préalable des armatures joue un rôle extrêmement utile dans le sens d'une réduction du fléchissement et de la fissuration. On observera toutefois que l'augmentation de contrainte, permettant d'obtenir les mêmes conditions que dans la poutre non soumise à une mise en charge préalable, est d'environ 17,6 kg/mm² et non de 28 kg/mm², valeur représentant la mise en charge préalable de l'acier. Moins des deux tiers de la charge préalable nominale jouaient donc un rôle effectif au moment de la mise en charge ultérieure. La raison de ce fait est que la déformation initiale de l'acier est réduite par suite de la déformation que subit le béton au moment où la charge est transférée, depuis l'appareil de mise en charge préalable, sur le

béton lui-même et par suite de l'écoulement qui en résulte pour le béton. La mise en charge préalable n'exerce aucune influence sur la charge effective de rupture des poutres.

Corrosion.

Il a été suggéré qu'il existe une largeur limite de fissuration au-dessous de laquelle aucune corrosion des armatures ne peut se manifester. Quoique ce point de vue semble logique, aucune preuve satisfaisante n'en a été fournie jusqu'à maintenant. Nous pensons que la meilleure manière d'y arriver consiste à effectuer des essais pratiques d'exposition sur des poutres en béton armé chargées; de tels essais ont été commencés à la Building Research Station; des mesures y sont faites sur le régime progressif de la fissuration. On trouvera fig. 8 une reproduction de quelques-unes des poutres soumises à ces essais. Les résultats effectifs des essais effectués par certains investigateurs ont d'ailleurs perdu une grande partie de leur valeur, faute de données suffisantes concernant la largeur des fissures observées.

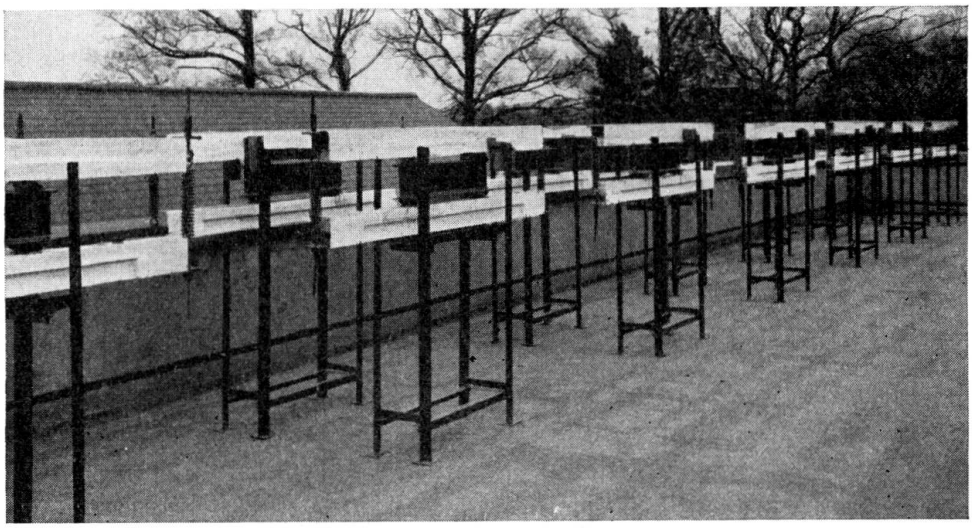


Fig. 8.

Essais effectués sur des poutres de béton armé, déposées à l'air.

Traitement d'obturation des fissures.

Il y a quelques années, le Professeur *Duff Abrams*[2] soumit à des essais de rupture un certain nombre de cylindres de béton, puis soumit ces cylindres à de nouveaux essais après une période d'attente de quelques années; non seulement ils purent alors supporter les charges qu'ils avaient initialement pu tenir, mais ils fournirent mêmes des valeurs de résistance atteignant 167 à 379 % de la résistance initiale à 28 jours. *Abrams* estima que les petites fissures qui s'étaient manifestées au moment du premier essai s'étaient ressoudées d'une manière très effective au cours de la conservation ultérieure des cylindres par déposition des éléments solubles provenant du ciment et des aggrégats. Il y avait donc là un procédé effectif de traitement, le béton ayant acquis une résistance

[2] *D. A. Abrams:* „Question Box", Am. Conc. Inst. Proc. 1926, 22, 636—9.

bien supérieure à celle qu'il aurait possédée s'il n'avait pas été soumis à cette mise en charge initiale.

Les essais auxquels se livra la Building Research Station confirmèrent les résultats déjà obtenus par *Abrams*. Ces essais ont porté sur des cylindres de 8" × 4" (203,2 × 101,6 mm) qui ont été soumis à une série d'essais allant jusqu'à la rupture, puis conservés pendant une période d'attente très peu longue, dans l'air, dans le sable humide et dans l'eau et soumis après cette période à une nouvelle série d'essais. Les essais de résistance ont été effectués sur une machine hydraulique; on a évité la désagrégation des cylindres au cours des essais. Les résultats de quelques-uns de ces essais, qui peuvent être considérés comme caractéristiques, sont groupés fig. 9. Ces essais se rapportent à des bétons de ciment Portland de différente constitution; les résistances obtenues au cours de la première série d'essais sont comparées avec les valeurs obtenues au cours de la seconde série d'essais après une période de 7 jours, puis après une période de

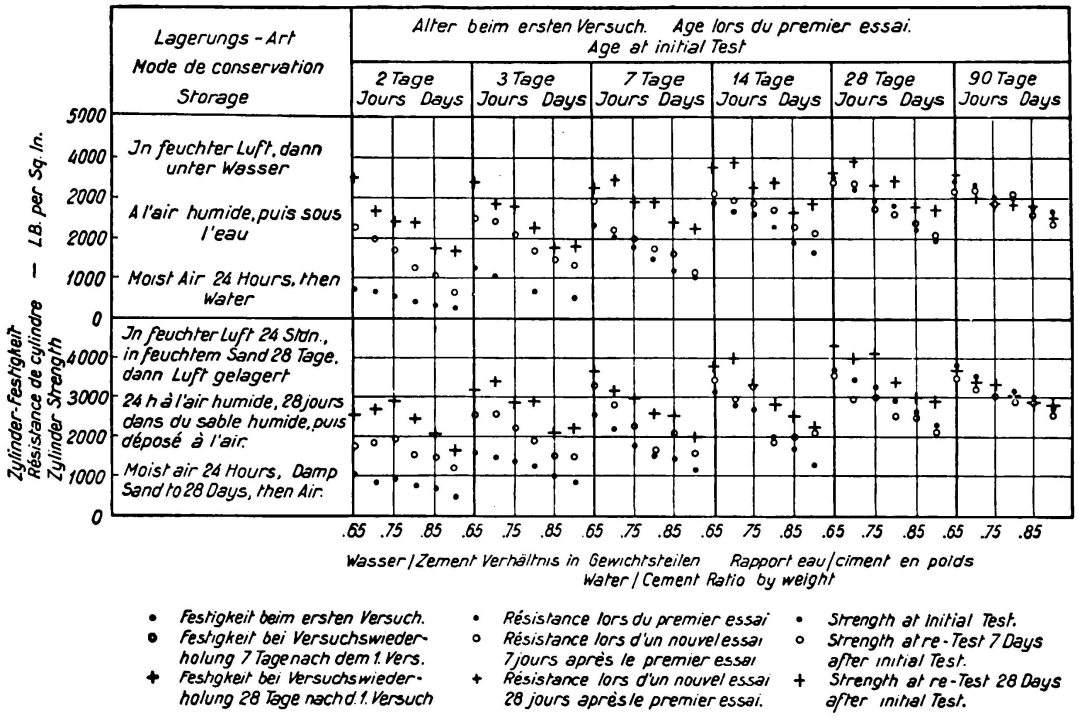


Fig. 9.

„Gérison autogène" du béton.

28 jours, après l'essais initial. L'examen de la figure montre que l'amélioration, obtenue par le traitement, est plus marquée pour le béton qui a subi le premier essai de rupture à un âge très jeune que pour le béton plus ancien au moment du premier essai. Dans la plupart des cas, il suffit d'ailleurs d'une période de 7 jours pour réaliser un traitement suffisant pour permettre au béton de supporter tout au moins la même charge que celle qui avait initialement provoqué la rupture; par ailleurs, la période de traitement de 28 jours ne s'est montrée insuffisante que dans le cas du béton qui avait été initialement essayé à 90 jours d'âge; même dans ce cas les écarts entre les valeurs limites de la résistance sont peu accusés.

Des résultats analogues ont été obtenus avec différents types de ciments, y compris des ciments alumineux. D'une manière générale, on a constaté que:

a) Plus le mélange est pauvre et perméable, plus grande est l'importance du traitement;

b) Plus le mélange est humide, plus grande est l'importance du traitement.

Tableau I.

Influence de la mise en charge préalable des armatures des poutres.

Poutre n°	PT 1[1]	PT 2	PT 4[1]	PT 3
Largeur de fissuration pour une contrainte dans l'acier de 17,5 kg/mm² d'origine extérieure en millimètres	0	0,075	0	0,125
Contrainte dans l'acier pour laquelle la fissuration s'amorce en kg/mm²	24,5	12	24,5	10
Contrainte dans l'acier sur poutre soumise à une charge préalable donnant la même largeur de fissuration qu'une contrainte de 17,5 kg/mm² sur une poutre sans mise en charge préalable	38,5	—	36,5	—
Fléchissement au milieu de la portée pour contrainte de 17,5 kg/mm² dans l'acier, en mm	0,48	1,37	0,46	2
Contrainte dans l'acier sur poutre soumise à une charge préalable donnant le même fléchissement qu'une contrainte de 17,5 kg/mm² sur poutre sans mise en charge préalable	33,6	—	33	—
Poids de béton en kg/m³	1840		1770	
Résistance du béton sur cube de 4" (101,6 mm) en kg/cm²	340		266	
Adhérence moyenne obtenue avec une barre d'acier à haute résistance de 1/4" (6,35 mm) noyée dans un cylindre de béton de 3" (76,2 mm) de diamètre et de 6" (152,4 mm) de long, en kg/cm²	14 jrs 23,1 28 jrs 22,4		14 jrs 21,7 28 jrs 24,5	

[1] Mise en charge préalable de l'acier à 28 kg/mm² (nominale).

Résumé.

Une méthode a été mise au point, en vue de mesurer les contraintes dues au retrait dans les éléments d'ouvrages en béton armé dans lesquels ce retrait est empêché, jusqu'au moment où se produit la fissuration. On a constaté que la résistance à la fissuration avait tendance à diminuer lorsque la rapidité de durcissement du ciment employé augmente.

Le point de vue de certains investigateurs suivant lequel les fissures présentent une certaine «élasticité» — c'est-à-dire qu'elles se resserrent quelque peu lorsque l'on supprime la charge — a été confirmé, mais il est évident que le terme d'«élasticité» n'est pas entièrement satisfaisant ici. Les fissures se resserrent en effet lorsque l'on supprime complètement la charge, mais l'importance effective de ce resserrement n'est pas proportionnelle à la réduction que subit la charge. En fait, une réduction de moitié de la charge peut ne donner lieu à aucune modification de la largeur des fissures, par suite d'une hystérésis due à la modification que subit la direction du mécanisme de glissement au contact entre le béton et l'acier.

On a constaté que pour une dimension particulière des barres d'armature, la largeur des fissures augmente, avec la contrainte dans l'acier, plus rapidement pour les faibles pourcentages de section d'armature. L'augmentation de largeur des fissures, qui peut résulter d'une augmentation des taux de travail des armatures de traction, peut être proportionnellement bien supérieure à l'augmentation de ces taux eux-mêmes, particulièrement lorsque les pourcentages de section d'armature normalement adoptés sont réduits.

Les fissures peuvent se développer dans des proportions très importantes lorsque les poutres sont soumises à des charges prolongées; on arrive toutefois à un état d'équilibre au bout de quelques semaines de mise en charge.

Des essais au cours desquels une contrainte de traction préalable de 28 kg/mm^2 a été appliquée aux armatures de traction de poutres d'essai ont montré que l'influence des déformations élastiques et inélastiques du béton peut être de réduire dans des proportions appréciables le degré d'efficacité de la mise en charge préalable. Dans les essais particuliers dont il est question, le dispositif de mise en charge préalable a été enlevé à 10 jours d'âge et les poutres ont été chargées à 28 jours d'âge. La mise en charge préalable effective s'est trouvée ainsi réduite par suite des déformations du béton à environ les deux-tiers seulement de sa valeur initiale.

Une série d'essais a montré enfin que les fissures fines qui se produisent sur des pièces en béton se trouvent souvent complètement bouchées avec le temps. Il y a là un processus de traitement qui se manifeste dans une certaine mesure sous l'effet de l'air, mais qui est plus marqué dans le cas d'une exposition humide.

Leere Seite
Blank page
Page vide

II c

Utilisation des aciers à haute résistance.

Anwendung von hochwertigem Stahl.

Adoption of high-tensile steel.

Leere Seite
Blank page
Page vide

IIc1

L'emploi de l'acier à haute limite d'écoulement dans le béton armé.

Anwendung von Stahl mit hochliegender Streckgrenze im Eisenbetonbau.

The Use of Steel of High Yield Stress Limit in Reinforced Concrete.

A. Brebera,
Ingenieur, Sektionsrat im Ministerium für öffentliche Arbeiten, Prag.

La résistance des ouvrages de béton armé ne dépend pas seulement de la qualité du béton mais aussi de l'adhérence et de la qualité des armatures. Si l'on tient compte du fait que l'emploi de bons ciments et de bons graviers tend à augmenter la qualité du béton, l'utilisation d'aciers à haute limite d'écoulement représente une amélioration économique du béton armé lorsque la sécurité est la même. On peut se réjouir de ce progrès dans l'intérêt de l'économie publique.

Tous les ouvrages en béton armé sollicités à la flexion sont calculés en admettant un rapport déterminé n entre l'élasticité de l'acier et celle du béton. Toute sollicitation de l'armature qui dépasse la limite d'écoulement fait abaisser son coefficient d'élasticité de telle sorte que le rapport n diminue jusqu'aux environs de 1. La position de l'axe neutre dépend de nFe, où Fe représente la surface de l'armature tendue. La sollicitation des fers d'armature au dessus de leur limite d'écoulement agit, au point de vue de leur résistance à la traction, comme une réduction de la surface de l'armature, proportionnelle à la diminution des coefficients d'élasticité. Plus la section des fers diminue, plus la hauteur de la zone comprimée diminue et plus la compression du béton augmente. Avec le déplacement de l'axe neutre vers l'arête comprimée, le bras de levier des forces internes augmente et par conséquent l'accroissement des contraintes de l'armature n'est pas grand. Lorsque la limite d'écoulement de l'armature est dépassée, il se produit dans le béton de très fortes compressions qui peuvent entrainer la rupture sans que les tensions dans l'acier dépassent de 10 %, exceptionnellement de 20 % la limite d'écoulement. Ce n'est que lorsque le béton a une haute résistance, ou lorsque l'allongement de l'acier n'est pas grand qu'il est possible d'avoir de fortes contraintes dans l'armature. Il en résulte que c'est la grandeur de la limite d'écoulement — et non la résistance à la traction — qui détermine la tension admissible de l'acier et par conséquent le coefficient de sécurité des ouvrages en béton armé.

Pour *l'acier ordinaire* C 38, on peut garantir actuellement une limite d'écoulement de 2300 kg/cm². Lorsque l'on prend comme tensions admissibles 1200 ou 1400 kg/cm², la sécurité est donc pour l'acier de 1,92 à 1,64. La déformation permanente atteint environ 0,2 % à la limite supérieure d'écoulement.

Pour les *aciers à haute résistance*, la limite d'écoulement et les tensions admissibles sont nettement plus élevées. La charge de rupture des poutres de béton armé, qui est assez indépendante de la résistance à la compression du béton, est en général déterminée par la hauteur de la limite d'écoulement de l'armature employée. L'apparition de la première fissure se produit pour des efforts beaucoup plus élevés dans l'acier. Par contre la flexion est beaucoup plus grande pour des poutres armées avec des aciers à haute résistance (par suite de la surface réduite de l'armature) que pour des poutres de même résistance armées avec de l'acier ordinaire C 38.

Le relèvement des contraintes admissibles de l'armature entraine, au point de vue constructif, de gros avantages économiques. Les avantages de l'emploi d'aciers à haute résistance se traduisent par une réduction des sections, ce qui permet de diminuer le poids des constructions en béton armé et par conséquent d'augmenter les portées.

On peut donner à l'acier une haute limite d'écoulement: soit naturellement *par sa fabrication dans les usines métallurgiques*, soit artificiellement *par étirage à froid.*

Dans la première catégorie, on peut classer les barres d'armature « Roxor » qui ont une limite minima d'écoulement de 3800 kg/cm². Pour que ces fers aient une bonne adhérence, on leur a donné une forme en croix (fig. 1) et l'on a prévu

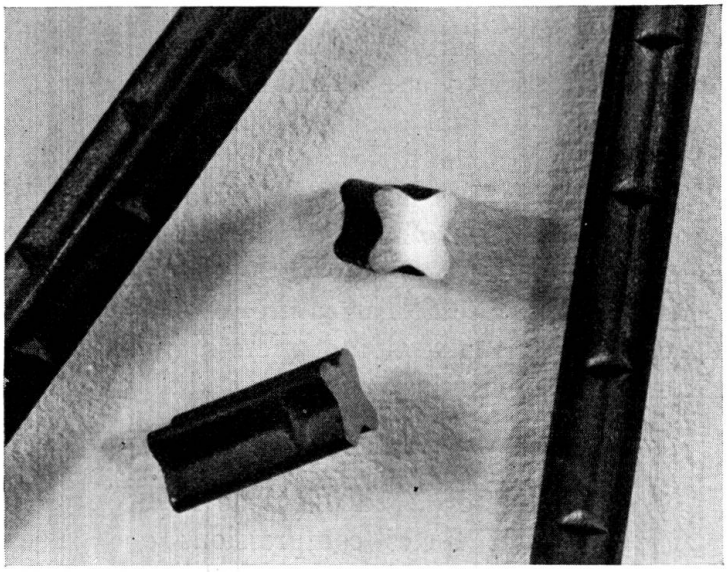


Fig. 1.

à leur surface des nervures distantes d'environ $1^1/_2$ fois le diamètre maximum. Les dimensions de ces nervures furent choisies de telle sorte qu'elles résistent suffisamment aux détériorations et qu'elles augmentent aussi peu que possible le poids des fers. Ces nervures augmentent nettement l'adhérence des fers

d'armature par suite de la collaboration de la résistance au cisaillement du béton. L'espace compris entre deux nervures reste rempli de béton à petit grain lorsque l'on retire ces fers. L'aspect extérieur de ces aciers d'armature empêche toute confusion avec d'autres sortes d'acier.

Les valeurs importantes pour le calcul de la section et du périmètre de ces fers sont les suivantes:

diamètre du cercle circonscrit aux fers « Roxor »

$$D = 1{,}2715\ d,$$

diamètre du fer rond qui remplace un fer « Roxor »

$$d = 0{,}7865\ D,$$

périmètre d'un fer « Roxor »

$$U = 3{,}1106\ D = 3{,}9551\ d,$$

périmètre du rond de remplacement

$$u = 2{,}4708 = \pi d,$$

section du fer « Roxor »

$$F = 0{,}4816\ D^2 = 0{,}7786\ d^2.$$

Par fer rond qui remplace un fer « Roxor » on entend un fer rond de même poids par m courant. Comme le poids des nervures représente le 0,86 % du poids total, la section du fer rond de remplacement est de 0,86 % plus grande que la véritable section du fer « Roxor ».

Les valeurs moyennes des essais effectués sont données dans le tableau I:

Tableau I.

essais effectués	acier C 38	Roxor
coefficient d'élasticité en kg/cm²	2050	2092
limite d'écoulement en kg/cm²	2718	4037
résistance en kg/cm²	3889	5259
rapport de la limite d'écoulement à la résistance en %	70	77
allongement en %	30	26
striction en %	64	55

La longueur entre repères est de 10 fois le diamètre du fer de remplacement. Toutes les éprouvettes supportèrent un essai de pliage autour d'un mandrin du diamètre du cercle circonscrit au fer « Roxor ».

Les essais de comparaison de l'adhérence des fers « Roxor » et d'acier ordinaire C 38 furent effectués en retirant des barres plus ou moins profondément bétonnées dans des prismes. Dans les calculs de l'adhérence on admit que les tensions étaient uniformément réparties sur toute la longueur bétonnée. Pour les fers « Roxor », on introduisit le périmètre du fer de remplacement. Les résultats des 160 essais,[1] sont contenus dans le tableau II.

[1] Tous les essais et toutes les observations furent effectués au Laboratoire d'essai des matériaux et des constructions de l'Ecole polytechnique tchèque à Prague sous la direction du Prof. ing. *F. Klokner* et du Dr. ing. *B. Hacar*.

Tableau II.

résistance de cube du béton		adhérence des fers d'armature en kg/cm²	
		acier C 38	Roxor
minima 250 kg/cm²	valeur minima	42	59
	» moyenne	54	98
	» maxima	68	161
minima 330 kg/cm²	valeur minima	48	64
	» moyenne	69	121
	» maxima	110	200

Ce tableau nous montre que l'adhérence des fers « Roxor » fut en moyenne de 80 % plus grande que celle des ronds ordinaires en acier C 38. Si l'on effectue les calculs avec le périmètre véritable des barres «Roxor», 3,1106 D, l'accroissement de l'adhérence est d'environ 43 %.

Pour les fers ronds ordinaires en acier C 38, le premier glissement se produit pour une tension dépassant un peu la moitié de l'adhérence. Pour les barres «Roxor», le premier glissement se produit pour une tension un peu en dessous de la moitié de l'adhérence, mais par contre ces fers offrent à partir de là une résistance beaucoup plus forte.

La comparaison des résultats des essais montre que l'adhérence:

1. croit avec la qualité du béton,
2. croit avec le temps de durcissement du béton,
3. décroit avec l'augmentation de pourcentage d'eau,
4. décroit avec l'augmentation de la longueur d'encastrement,
5. décroit avec l'augmentation du diamètre des fers,
6. croit pour une conservation à l'air d'une manière insignifiante par rapport à une conservation mixte. Le mode de conservation du béton n'avait par conséquent qu'une importance restreinte.

En se basant sur 80 essais effectués sur des poutres, ainsi que sur les calculs de contrôle exécutés, on peut affirmer que la rupture s'est produite par dépassement, dans les armatures, de la limite d'écoulement. Les poutres dont les armatures n'avaient aucun crochet possédaient la même résistance que les poutres dont les armatures avaient des crochets, ainsi que cela se fait habituellement. La flexion totale des poutres armées de fers « Roxor » était, pour la même surcharge, de 20 % plus grande que celle des poutres armées d'acier ordinaire C 38, malgré le fait que l'armature était $^1/_3$ plus faible. Le caractère élastique de l'acier se transmettait en grande partie à toute la construction de telle sorte que les flexions élastiques représentent la plus grande partie de la déformation totale. Les flexions permanentes étaient à peu près les mêmes pour les poutres armées de fers « Roxor » et pour celles armées de ronds ordinaires en acier C 38.

Des essais effectués sur 68 poteaux, comprimés en partie centriquement et en partie excentriquement, on peut conclure que les armatures «Roxor» étaient nettement mieux utilisées que les autres. On peut donc introduire dans les calculs une plus grande section lorsque l'armature est constituée de barres « Roxor », ce qui équivaut à un relèvement des compressions admissibles. Ce

facteur d'accroissement peut, avec la plus grande prudence, être pris égal à 1,5, de telle sorte que, dans les parties comprimées, *on peut calculer avec* $1{,}5 \cdot 15\,Fe = 22{,}5\,Fe$ au lieu de $15\,Fe$. La compression admissible reste dans ce cas la même que pour une armature en acier C 38. L'utilisation plus grande de la compressibilité du béton qui en résulte exige, dans ce cas, une plus forte armature transversale.

Pour l'acier C 38, lorsque l'on admet une tension admissible totale de 1400 kg/cm², le coefficient de sécurité est de 1,64, respectivement de 1,94, suivant que l'on admet la limite d'écoulement de 2300 kg/cm² garantie par l'usine ou la véritable limite d'écoulement de 2718 kg/cm². Dans ce cas, pour une armature « Roxor » dont la limite d'écoulement est garantie de 3800 kg/cm², on pourrait avec les mêmes coefficients de sécurité prendre comme tension admissible 2317 kg/cm², respectivement 1960 kg/cm². Après que les premières fissures se sont produites dans le béton, lorsque la tension calculée est de 850 kg/cm² pour une armature en acier C 38 et de 1200 kg/cm² pour des armatures « Roxor », on pourrait admettre comme *effort de traction admissible* pour ces dernières 1900 kg/cm².

Dans des cas spéciaux (réservoirs d'eau), en réduisant à 1200 kg/cm² les efforts de traction admissibles pour des barres « Roxor », on peut obtenir une garantie absolue contre la formation de fissures. Cette sécurité n'est obtenue lorsqu'il s'agit d'armatures en acier C 38 qu'en diminuant à 850 kg/cm² les efforts de traction admissibles.

Par suite de la forte adhérence des barres « Roxor », on peut aussi *supprimer les crochets* pour autant que l'on augmente un peu la longueur d'encastrement. Cette propriété sera appréciée du constructeur qui doit prévoir la disposition des fers à un endroit déjà surchargé d'armatures.

Les fers d'armature «Roxor» sont laminés en différentes dimensions: de $D = 8$ mm à $D = 70$ mm pour des longueurs allant jusqu'à 35 m, respectivement 25 m. Leur prix est en moyenne de 178 Kč par quintal, celui des ronds en acier C 38 est de 147 Kč par quintal.

Outre le procédé de fabrication par composition appropriée du matériau, on peut se procurer ces aciers à haute limite d'écoulement mécaniquement, par étirage à froid de l'acier ordinaire. Ce procédé ne pouvait pas être utilisé pour les fers à béton car l'on ne pouvait étirer assez régulièrement ces barres sur toute leur longueur et dans toute leur section. Cet inconvénient a été pour la première fois complètement éliminé dans la fabrication des *aciers «Isteg»* (fig. 2).

Deux ronds ordinaires en acier C 38 sont encastrés l'un à côté de l'autre à leurs deux extrémités. Une machine spéciale les tord et les étire à froid en forme de vis de pas déterminé (en conservant la même longueur à la barre de liaison). L'étirage se fait régulièrement sur toute la longueur de chaque barre et peut être à chaque instant déterminé par le pas de la vis. Lorsqu'aucun allongement de la nouvelle barre ne se produit la section utile reste constante et égale à la section des deux barres non tournées. Ce procédé de fabrication engendre une résistance et une collaboration régulière du matériau et peut être en même temps considéré comme un essai de qualité car ce traitement fait apparaître les défauts d'un matériau de moindre qualité.

De nombreux essais ont montré que ce procédé augmente de 40 à 50 % la limite d'écoulement et en même temps de 10 % environ la résistance à la traction. Le coefficient d'élasticité est par contre abaissé avec le degré de distorsion et sa valeur se réduit, pour un pas égal à 12,5 fois le diamètre de chaque barre, à 80 % du coefficient d'élasticité des fers droits. L'allongement à la rupture de l'acier « Isteg » n'atteint que la moitié de celui de l'acier ordinaire C 38. Lors de la détermination des coefficients d'élasticité de l'acier « Isteg » et de l'acier C 38, il faut remarquer que pour les aciers distordus « Isteg », non seulement les allongements, mais aussi certaines déformations de la ligne de contact jouent un certain rôle (effet de câble). Les observations ont encore montré que l'abaissement du coefficient d'élasticité est plus fort dans la zone des faibles tensions que dans celle des grandes contraintes.

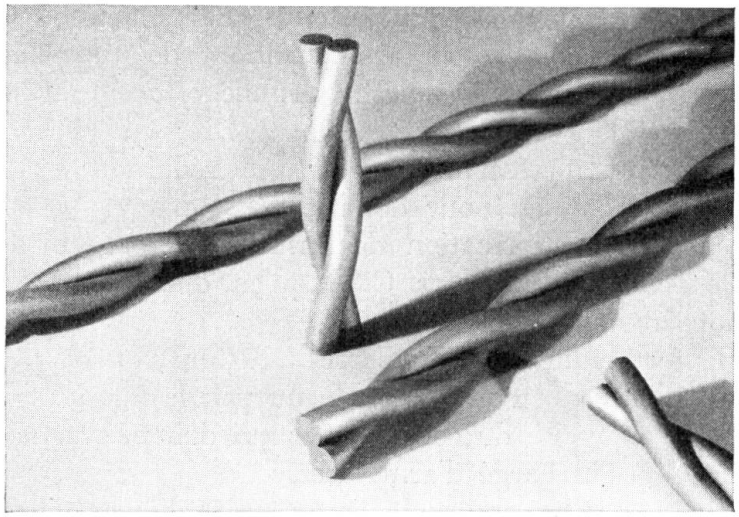


Fig. 2.

La limite d'écoulement de l'acier «Isteg» n'apparaît pas aussi bien déterminée sur le diagramme des tensions/allongements que dans le cas de l'acier C 38. Pour ce dernier l'allongement à la rupture est de 0,4 % alors qu'il peut être pris de 0,3 % dans le cas de l'acier « Isteg », pour la détermination de la limite d'écoulement. La résistance aux efforts répétés non alternés de l'acier « Isteg » est de 2400 à 2500 kg/cm² après 2 millions d'oscillations (350 à la minute). La crainte d'un étirement défavorable de l'acier « Isteg » pour des efforts de choc répétés n'est donc pas fondée. L'adhérence de cet acier est aussi en moyenne de 25 % plus grande que celle des ronds en acier ordinaire C 38. En ce qui concerne la sécurité à la fissuration, les essais ont montré que l'acier « Isteg » est supérieur à l'acier C 38, quoique l'on doive être très prudent dans l'emploi du critère de la première fissure dans les constructions de béton armé. C'est un fait constaté que les fissures se répartissent sur toute la longueur de la poutre lorsque l'armature est en acier « Isteg ». Ces fissures restent plus fines, même pour un fort accroissement de la surcharge, que lorsque l'armature est en acier C 38. Dans ce dernier cas il se produit quelques fissures qui s'étendent avec l'accroissement de la surcharge.

D'après les essais effectués on peut prescrire, pour l'acier « Isteg », *un effort*

de traction admissible de 1800 kg/cm² en se basant sur une *limite minima d'écoulement de 3600 kg/cm²* pour un allongement de 0,3 %, une résistance minima de 4000 kg/cm² et un allongement à la rupture d'au moins 10 %. Dans ce cas, il faut prendre pour le dimensionnement des sections n = 15 comme rapport des coefficients d'élasticité de l'acier et du béton, alors que pour le calcul des déformations et des grandeurs hyperstatiques, il faut admettre n = 8. Le soudage et le pliage à chaud ne doivent pas se faire pour ces aciers. A part cela on peut appliquer les mêmes principes de construction (longueur d'ancrage, conformation des crochets, etc.) pour les armatures avec les aciers «Isteg» que pour celles avec aciers C 38.

On peut se procurer des barres d'armature en acier «Isteg» de 5,5 mm à 30 mm de diamètre pour des longueurs allant jusqu'à 30 m. Leur prix est en moyenne de 168 Kč par quintal alors qu'il est de 147 Kč pour les ronds en acier C 38.

Les fers d'armature «Roxor» et «Isteg», dont nous venons de décrire les propriétés, ont une supériorité économique et technique sur les barres d'armature en acier ordinaire C 38. La haute limite d'écoulement augmente la résistance des constructions de béton armé. Il en résulte une nette réduction de la surface et du poids des armatures et par conséquent des frais de transport, de coupage, de pliage et de pose. La mise en place au cours de la construction est rendue plus simple par suite de la diminution du poids et de l'impossibilité de confondre les aciers ordinaires avec ceux à haute résistance. Il n'est pas nécessaire d'employer les ciments à haute résistance lorsque l'on utilise ces aciers. *Malgré les prix plus élevés, l'emploi de ces aciers à haute résistance procure une économie d'environ 20 %.*

Le grand développement de l'emploi d'aciers à haute résistance pour la construction de ponts en béton armé a commencé en Tchécoslovaquie en 1931 par l'introduction de l'acier «Isteg».

Une des premières applications se fit dans la construction du *pont sur la Vah à Piešťany* (fig. 3). Ce pont relie la localité de *Piešťany* située sur la

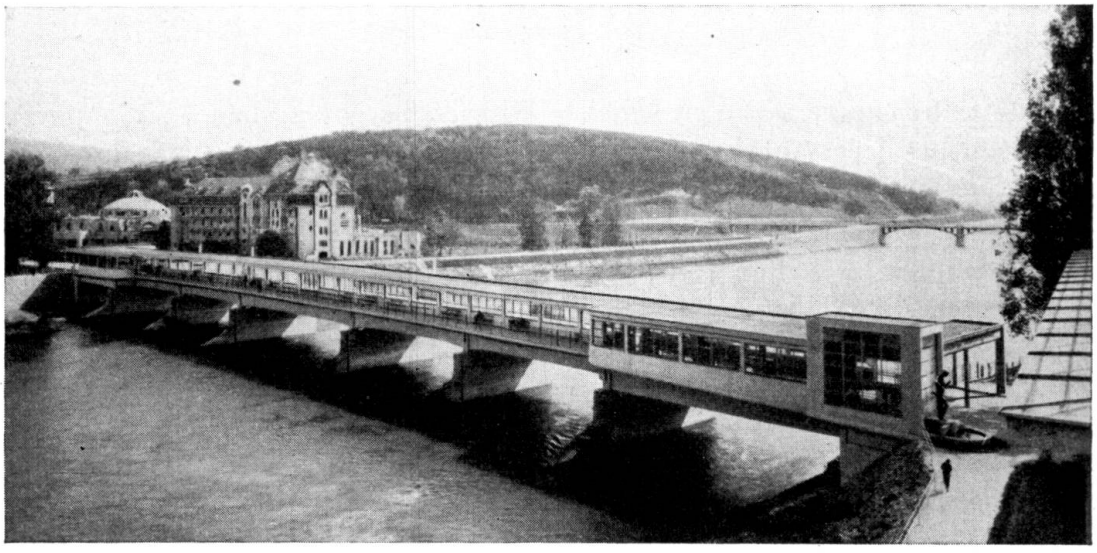


Fig. 3.

rive droite de la rivière à l'établissement thermal installé sur l'île et ne sert qu'au passage des baigneurs. La construction est tout-à-fait spéciale en ce sens qu'une partie du pont est couverte et sert de promenoir aux baigneurs (fig. 4).

Le pont a une longueur totale de 148 m. Il se compose de 7 travées dont celle du milieu a 28 m et les autres 20 m de portée. La construction portante est une dalle à nervures en béton armé, continue sur trois travées, reliée en

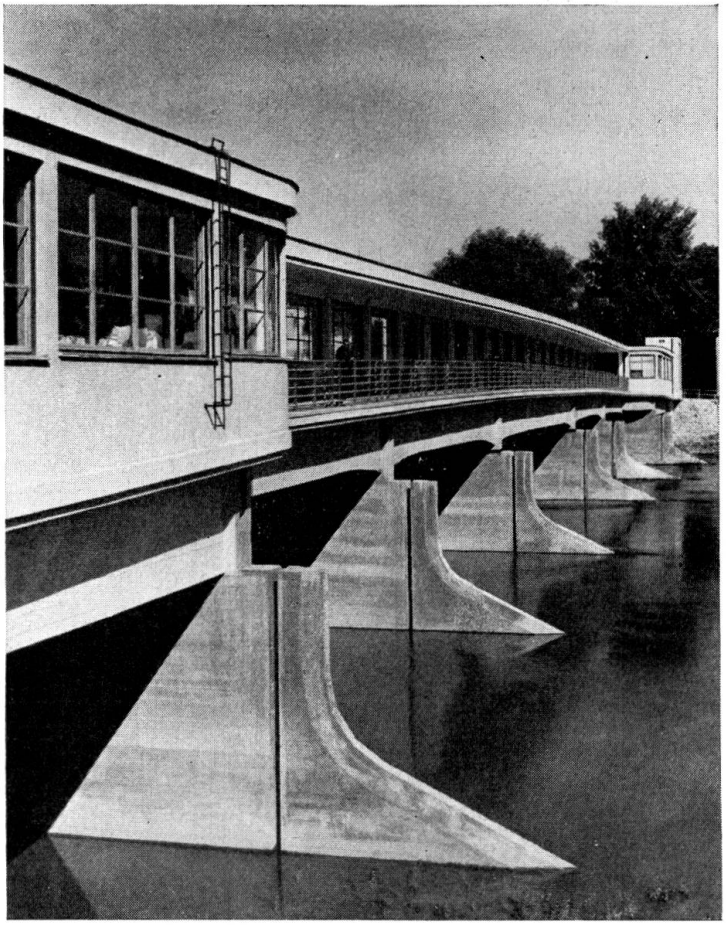


Fig. 4.

forme de cadre aux piles intermédiaires. Ces dalles ont à chaque extrémité des encorbellements dépassant de 4,30 m sur les culées et de 4,0 m dans la travée centrale. Ces derniers encorbellements supportent une poutre simple de 20 m de portée.

La largeur de ce pont est de 12,34 m dans les 5 travées centrales dont 5 m pour la chaussée asphaltée et 6,40 m pour le promenoir couvert (fig. 5). Les colonnes situées au milieu du trottoir et distantes de 5 m sont liées à la poutre portant le toit de béton. Par l'emploi d'une paroi vitrée, le trottoir couvert est divisé en deux parties distinctes de telle sorte que les baigneurs peuvent en tout temps se protéger du vent et des intempéries en utilisant la partie située à l'abri du vent. Dans les deux travées terminales, les colonnades se divisent pour former un local complètement fermé où sont exposées en permanence des oeuvres d'artistes tchécoslovaques. C'est pour cette raison que le pont est élargi de 2,50 m dans ces travées par l'introduction d'une nervure supplémentaire.

Fig. 5.

En plus de la surcharge formée par des camions de 4 t et une charge répartie de 400 kg/m², la construction doit encore supporter toute la très lourde superstructure. L'emploi d'aciers « Isteg » pour les armatures (fig. 6) a permis de réduire les dimensions de la construction en béton armé et de réaliser ainsi une économie appréciable.

On utilisa environ 30 wagons de fer, 10 wagons de ciment de bauxit et 100 wagons de ciment portland. On employa en outre environ 4000 m³ de béton et 1000 m³ de bois.

Une des applications les plus intéressantes de l'acier «Isteg» comme matériau d'armature fut faite dans la construction du *pont-route sur la Střela à Plasy près de Plzeň*, (fig. 7). Ce pont en poutre de béton armé de 30.58 m de portée remplace un ancien pont métallique en treillis.

La construction portante se compose de poutres à âme pleine avec tablier surbaissé. La largeur utile du pont est, entre les poutres maîtresses, de 6 m dont 5,20 m pour la chaussée pavée et 0,40 m de bordure de chaque côte. A l'extérieur des poutres principales se trouvent deux trottoirs de 1,30 m de largeur reposant sur des consoles (fig. 8 a, b).

Les poutres maîtresses sont larges de 76 cm et ont

Fig. 6.

une hauteur de 2,80 m, c'est-à-dire environ $^1/_{11}$ de la portée. Elles dépassent les trottoirs de 1,30 m, de telle sorte que la plus grande partie est cachée par la balustrade de 1,10 m. Les entretoises de ce pont biais sont distantes de 1,39 m et perpendiculaires aux poutres principales. Afin de réduire le poids propre, on a prévu des évidements dans la partie centrale des poutres maîtresses.

La dalle du tablier, ainsi que les entretoises sont armées de ronds ordinaires en acier C 38, tandis que l'armature tendue des poutres principales est cons-

Fig. 7.

tituée de barres «Isteg» de 30 mm de diamètre. Les fers furent livrés dans toute leur longueur, ce qui évita des assemblages. La plus grande longueur des barres «Isteg» employées était de 38,59 m.

La dalle et les entretoises furent dimensionnées en tenant compte des effets dynamiques, avec une contrainte admissible du béton de 48 kg/cm² et une tension admissible de l'acier de 1200 kg/cm². Les plus fortes tensions dans les poutres maîtresses sont de 69,4 kg/cm² ($\sigma_{adm} = 70$ kg/cm²) et de 1662 kg/cm² ($\sigma_{adm} = 1800$ kg/cm²). Afin d'éviter la formation de fissures dans la zone tendue des poutres principales, on introduisit autour des armatures tendues, en plus des étriers, des treillis de fils de fer qui doivent augmenter la résistance à la traction du béton de couverture.

Les surcharges adoptées furent celles imposées par les prescriptions tchécoslovaques pour les ponts-route de Ière classe, c'est-à-dire un rouleau compresseur de 22 t et une foule de 500 kg/m².

La résistance à l'écrasement exigée pour des cubes de béton après 28 jours était de 170 kg/cm² pour le béton du tablier et des trottoirs et de 330 kg/cm² pour le béton des poutres maîtresses. On obtint lors de l'exécution, des résistances de 334 et 486 kg/cm² pour des dosages de 250 et 420 kg de ciment

portland par m³ de béton mis en oeuvre et pour des modules de finesse de 5,70 et 6,30.

Les résultats des essais effectués sur les aciers employés, sont contenus dans le tableau III.

Tableau III.

essai	barres d'armature	
	acier »Isteg«	acier C 38
limite d'écoulement en kg/mm²	40,7	29,2
résistance en kg/mm²	48,6	46,1
allongement en %	15,2	28,6
striction en %	52,6	58,6

L'épreuve du pont fut exécutée au moyen de 4 camions de 12 t. La plus grande flexion élastique fut de 2,60 mm pour les poutres maîtresses contre 3,10 dans les calculs et de 0,15 mm pour les entretoises contre 1,30 mm. On ne détermina pas des déformations permanentes.

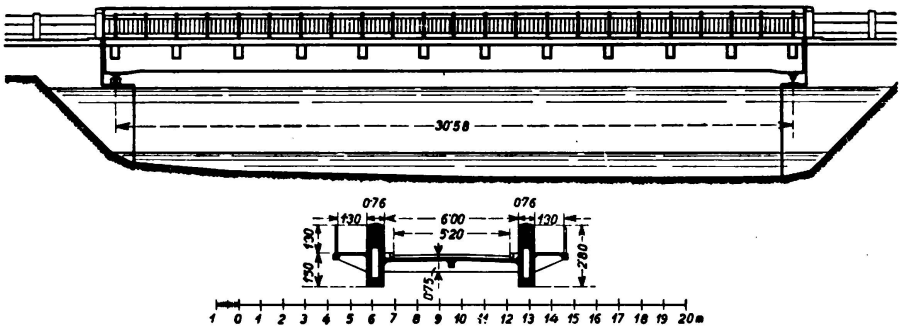


Fig. 8a.

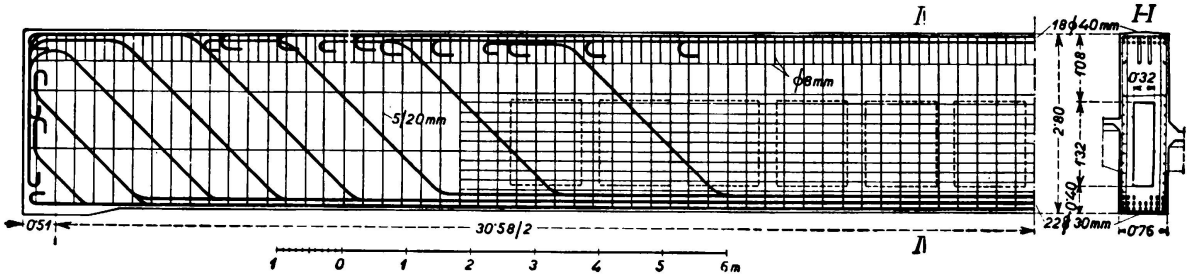


Fig. 8b.

Par m² de surface du pont, la quantité totale de béton employée est de 38,5 cm, celle de fer de 133 kg dont 48 kg pour les aciers «Isteg» et le reste pour les ronds ordinaires en acier C 38.

A part les aciers «Isteg» obtenus artificiellement par étirage à froid de l'acier ordinaire C 38, il existe des aciers «Roxor» obtenus naturellement lors de la fabrication. En Tchécoslovaquie on utilise ces derniers depuis 1933 comme aciers d'armature pour le béton armé.

Une des premières applications fut faite dans la construction du *pont sur*

la Svratka à Brno (fig. 9) de 31,20 m de portée oblique. Ce pont supporte la route nationale de Vienne.

Le choix du système portant ainsi que la préparation du projet furent déterminés par la très faible hauteur de construction exigée, ainsi que par la condition de pouvoir en tout temps élargir le pont de chaque côté et de pouvoir poser n'importe où les rails du tram. On exigea en plus qu'aucun fer d'armature ne se trouve au-dessous du niveau maximum des eaux.

En tenant compte du point de vue esthétique, on choisit pour la construction

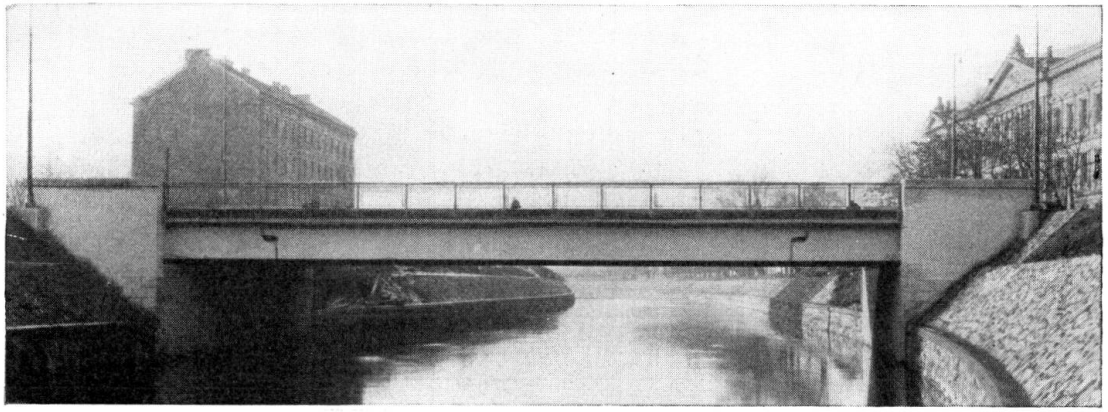


Fig. 9.

portante une dalle à nervures continue sur trois travées avec articulations dans la travée centrale (fig. 10a, b, c). Ceci permit de conserver l'avantage des poutres continues de réduire les moments de flexion au milieu du pont ainsi que d'éviter l'inconvénient qui peut résulter d'un affaissement des appuis qui était à craindre.

La poutre simple de l'ouverture centrale de 30,20 m a une portée de 22,80 m. La position des articulations ainsi que la portée des deux travées latérales, qui furent comblées par suite de la correction de la rivière, furent choisies de telle sorte que le moment positif de la poutre simple fut égal aux moments négatifs

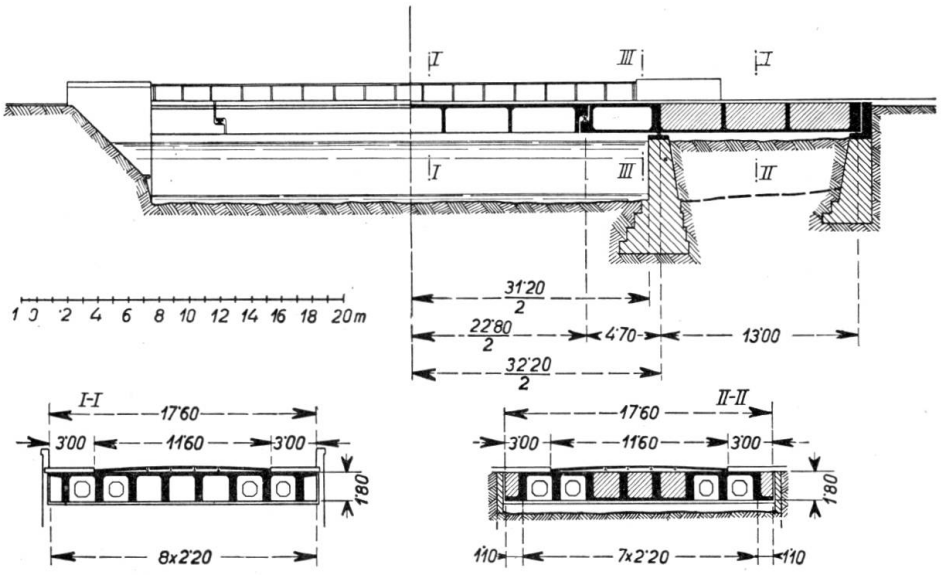


Fig. 10a.

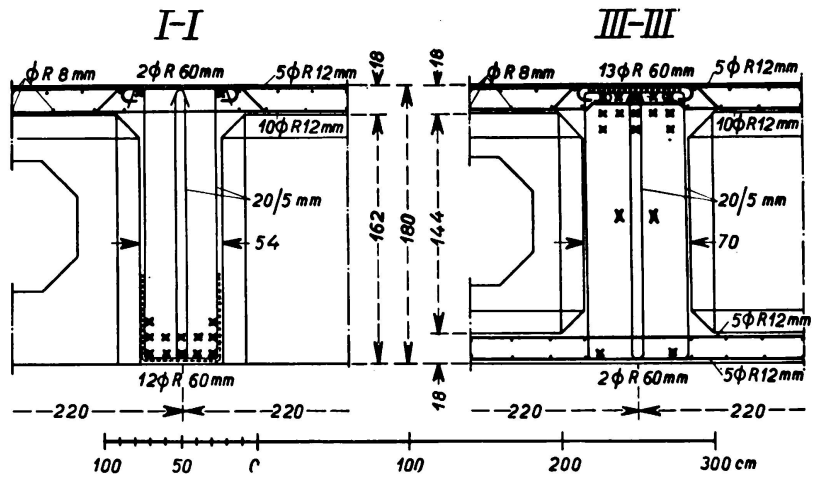


Fig. 10b.

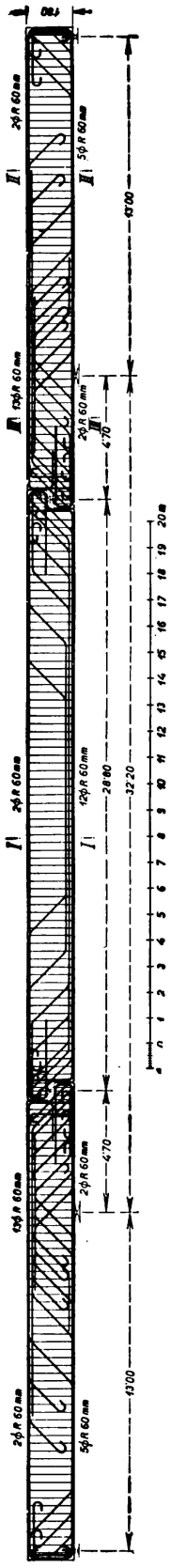


Fig. 10c.

au droit des appuis intermédiaires. On obtint ainsi des portées de 4,70 m pour les encorbellements et de 13,0 m pour les deux travées latérales. Il fut ainsi possible de réduire la hauteur de construction à 1,80 m, c'est-à-dire environ $^1/_{18}$ de la portée de la travée centrale et $^1/_{13}$ de la portée de la poutre simple. Afin d'obtenir une sécurité de 1,4 contre le basculement lorsque la travée centrale est complètement chargée, on construisit les parties des travées latérales non utilisées pour le passage des conduites, en forme de caissons qui furent chargés de béton maigre.

La largeur utile du pont est de 17,60 m dont 11,5 m pour la chaussée pavée et deux fois 3,0 m pour les trottoirs. En tout le pont a 8 nervures distantes de 2,20 m.

Les rails reposent sur une dalle de 13 mm de «Contravibron» posée entre deux plaques de plomb de 3 mm d'épaisseur.

Les calculs statiques du pont furent exécutés suivant les prescriptions tchécoslovaques pour ponts-route de Ière classe et en outre d'une part pour un wagon de 22 t tiré par des locomotives électriques et d'autre part pour une arroseuse ou une automotrice de 21 t avec remorque de 13 t, des tramways électriques. Le pont supporte encore 3 conduites d'eau, une conduite de gaz ainsi que des câbles pour l'électricité et le téléphone. C'est pourquoi on ménagea des ouvertures dans les raidisseurs des poutres principales afin de permettre le passage de ces conduites.

A l'exception des étriers, tous les fers d'armature du pont sont en acier «Roxor» (fig. 11 et 12). L'avantage de ce matériau à haute résistance consiste en une réduction de la section nécessaire des armatures et en une meilleure utilisation de la hauteur restreinte de construction. Si l'on avait employé des ronds en acier ordinaire C 38, il eut au moins fallu 4 rangées de fers, ce qui aurait sensiblement réduit la hauteur théorique de la section.

La plus grande contrainte du béton de la dalle de 18 cm d'épaisseur est de 42,2 kg/cm^2 et celle de l'acier de 1623 kg/cm^2. Dans

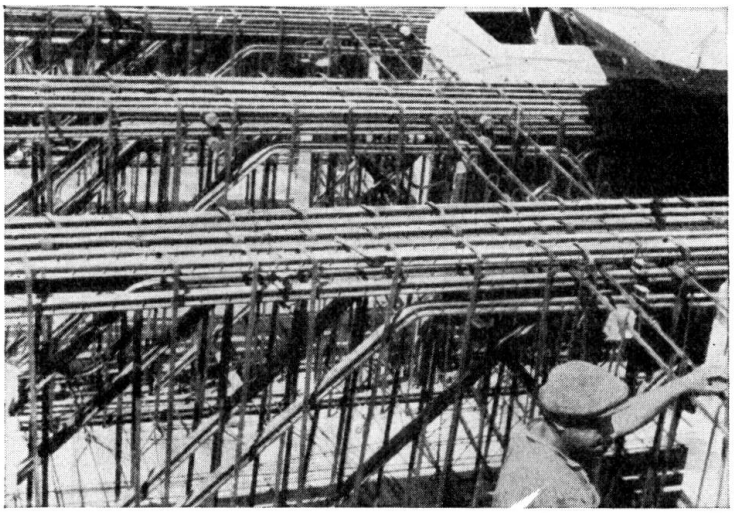


Fig. 11.

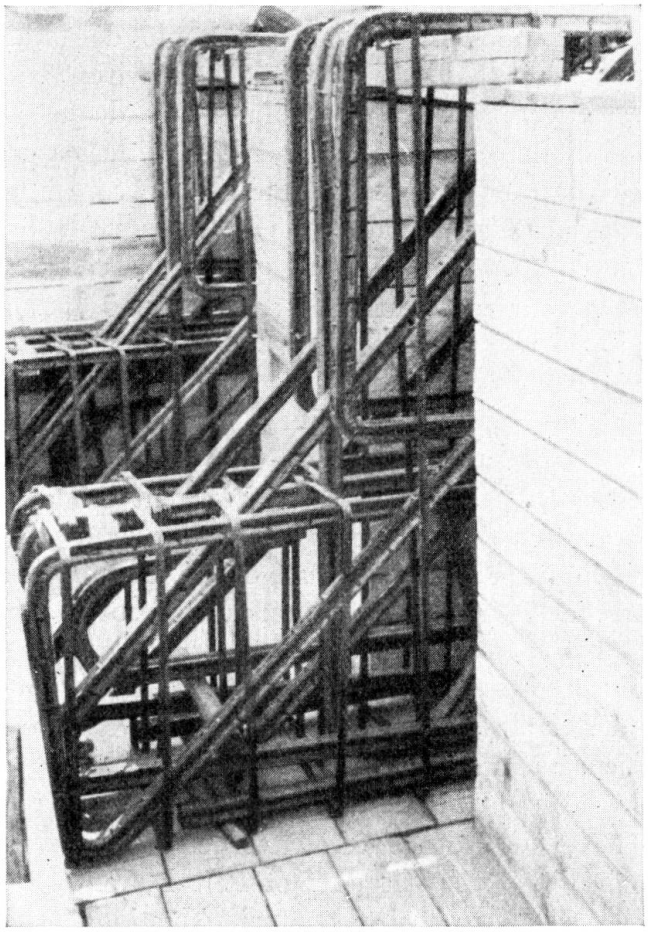


Fig. 12.

les poutres principales, les plus fortes tensions sont de 69,2 kg/cm² (σ_{adm} = 70 kg/cm²) et de 1750 kg/cm² (σ_{adm} = 1900 kg/cm²).

Afin d'éviter les fissures aux endroits où les efforts de traction sont les plus grands, c'est-à-dire à la partie inférieure de la poutre simple et à la partie

supérieure de la poutre au droit des appuis intermédiaires, on plaça des treillis de fils de fer autour des armatures.

Les prescriptions exigent du béton des parties portantes une résistance de cube de 330 kg/cm² après 28 jours. On obtint lors de la construction une résistance de cube de 431 kg/cm² pour un dosage de 350 kg de ciment portland par m³ de béton mis en oeuvre et pour un module de finesse de 6,06.

Les résultats des essais exécutés sur les fers « Roxor » sont les suivants:

limite d'écoulement, en moyenne	41,1	kg/mm²
résistance » »	59,2	»
allongement » »	24,4	%
striction » »	54,2	»

Lors de l'exécution de la construction, on fit en sorte que l'échafaudage se tasse sous l'effet de la masse de béton. Le bétonnage se fit de telle façon que les sections des plus grands moments de flexion soient bétonnées les premières. Ceci est principalement valable pour les sections au droit des appuis intermédiaires et la section médiane de la poutre simple. Comme le pont est biais ($d = 81^0\ 30'$) et relativement large, on ne bétonna la poutre simple de la travée médiane qu'après le décoffrage des travées latérales et des encorbellements. C'est ainsi que l'on évita des torsions dans la travée médiane.

Pour les épreuves on utilisa: 2 arroseuses de 21 t des tramways électriques, 2 automotrices de 20,5 t, un rouleau compresseur de 14 t, un autre de 12 t ainsi que des pavés déposés sur les trottoirs et d'un poids de 85,5 t. La surcharge totale lors des épreuves fut donc de 180,5 t. La plus grande flexion élastique des poutres maîtresses au dessous des rails fut de 2,35 mm, contre 4,47 mm dans les calculs, celle des autres poutres principales de 2,05 mm contre 2,90 mm. Les résultats des épreuves furent par conséquent très satisfaisants.

Par m² de surface du pont, l'emploi total de béton — exception faite du béton de remplissage — est de 79 cm, le poids du fer est de 128 kg dont 10 kg pour les étriers en acier ordinaire C 38 et le reste pour les aciers « Roxor ».

Résumé.

En partant de considérations théoriques, ce rapport traite la question des deux sortes d'aciers à haute résistance, « Roxor » et « Isteg », employés en Tchécoslovaquie dans les constructions en béton armé. La haute limite d'écoulement de l'acier « Roxor » est obtenue naturellement par procédé de fabrication, tandis que celle de l'acier « Isteg » est obtenue artificiellement par étirage à froid.

Le présent rapport décrit ensuite l'application d'aciers « Isteg » et « Roxor » à la construction de quelques ponts-route d'Etat.

Leere Seite
Blank page
Page vide

IIc2

Application de l'acier à haute résistance dans le béton armé.

Anwendung des hochwertigen Stahles im Eisenbetonbau.

Use of High-Grade Steel in Reinforced Concrete.

Dr. Ing. W. Gehler,
ord. Professor an der Technischen Hochschule,
Direktor beim Staatlichen Versuchs- und Materialprüfungsamt, Dresden.

Alors qu'en construction métallique il est relativement simple de juger de la sécurité des ouvrages *d'acier à haute résistance* en comparaison de celle des ouvrages en *acier doux du commerce*,[1] cette même tâche conduit, dans la construction en béton armé, à un problème compliqué à cause de la liaison du béton et de l'acier. Cette question ne peut être mise au clair que par des essais approfondis. Les séries d'essais exécutés par le «Deutscher Ausschuß für Eisenbeton» (et en particulier les essais de Dresde) fournissent une contribution très importante et c'est de leurs résultats que nous allons parler.

A. — L'acier à haute résistance en construction métallique.

Pour *décrire un élément déterminant, l'acier avec ses caractéristiques*, et en même temps *représenter la différence qui existe entre l'acier et le béton armé* il est recommandable de donner d'abord un court aperçu de notre conception actuelle sur *l'emploi de l'acier à haute résistance dans la construction des ponts et charpentes métalliques.*

I. — L'acier à haute résistance St 52 sous une charge immobile ou principalement immobile, c'est-à-dire dans les charpentes métalliques et dans les ponts-route métalliques.

Alors que la valeur minima de la résistance à la traction (par exemple $\sigma_B = 52$ kg/mm² ou 37 kg/mm²) sert en général à désigner les différentes sortes d'acier (par exemple St 52 ou St 37), la *limite d'écoulement* correspondante sert de base pour les sollicitations admissibles des deux sortes d'acier:

[1] L'acier doux du commerce est un acier doux avec une résistance minima à la traction de 37 kg/mm², une résistance maxima à la traction de 50 kg/mm², un allongement minimum à la rupture de 18% pour des barres de longueur normale et il doit supporter un pliage autour d'un mandrin de diamètre D = 2 a, angle de pliage 180°. (Pour les ronds ordinaires on n'exige pas encore ces valeurs.

Tableau I.

Sorte d'acier	résistance à la rupture σ_B (kg/mm²)	limite d'écoulement σ_S (kg/mm²)	Allongement δ_B %	Striction %	Coefficient de qualité $\sigma_B \cdot \delta_B$ (kg/cm)²	Travail de déformation: travail de rupture A_B (kg cm/cm³)	Travail de déformation: capacité de travail A_{tot} (kg cm/cm³)	$\frac{A_B}{\sigma_B \cdot \delta_B}$
St.37 (min)	42,8	31,0	18	59,7	770	490	650	0,637
St.37(max)	42,8	31,0	30	59,7	1284	860	1180	1,11
St.48	56,8	33,9	21	48,7	1193	760	1000	0,637
St.52	56,0	38,2	26,5	59,5	1484	910	1280	0,614
St.52	56,4	42,5	27	56,0	1523	940	1290	0,617
								i. M. rd. $^2/_3$

$$\sigma_{adm\,52} : \sigma_{adm\,37} = \sigma_{s\,52} : \sigma_{s\,37} = 36 : 24 = 3 : 2, \tag{1}$$

de telle sorte que l'on obtient pour

$$\begin{aligned} \sigma_{adm\,37} &= 1400\,kg/cm^2 \\ \sigma_{adm\,52} &= 2100\,kg/cm^2 \end{aligned} \tag{2}$$

L'utilisation complète de l'avantage de tensions admissibles 50% plus élevées dans l'acier St 52 n'est malheureusement pas possible dans deux domaines partiels des essais statiques car le module d'élasticité $E = 2\,100\,000\,kg/cm^2$ est pratiquement égal pour toutes les sortes d'acier.

a) Quoique le fléchissement f ne soit en général pas limité par les prescriptions, il existe l'inconvénient que pour une section constante le fléchissement croît proportionnellement à la tension car pour une poutre simple de hauteur h $\left(\text{avec } M = \sigma \cdot W = \sigma \cdot \frac{2J}{h}\right)$ le fléchissement est:

$$f = \frac{5}{48} \cdot \frac{Ml^2}{EJ} = \frac{5}{24} \cdot \frac{l^2}{h} \cdot \frac{\sigma}{E} \tag{3}$$

ce qui est très défavorable dans la construction de charpentes surtout.

b) Comme la charge de flambage dans le domaine d'Euler $P_k = \frac{\pi^2 EJ}{s^2_k}$, donc pour une longueur de barre déterminée égale pour toutes les sortes d'acier, *l'acier à haute résistance* ne présente aucun avantage dans les barres comprimées élancées (avec $s_k : i < 100$).

L'avantage principal de l'acier à haute résistance réside dans la diminution du poids propre principalement dans les grandes portées (par exemple 26% pour le pont du Petit Belt avec $l = 200$ m). Ceci permet par exemple d'exécuter sur un sol peu résistant de très grands ponts pour le transport du charbon, et une telle réduction de poids est importante lorsqu'il s'agit d'exportation.

C'est pourquoi on admet comme caractéristique de la qualité de l'acier, employé dans les constructions sollicitées statiquement, *l'allongement à la*

rupture δ_B car elle caractérise, comme le comportement à l'essai de pliage, *l'endurance à un travail à froid à l'atelier et sur le chantier.* D'après le diagramme des tensions-allongements de l'essai de traction de la fig. 1 (voir aussi le tableau I) on peut voir que pour les sortes d'acier courant la surface du travail de déformation (jusqu'au point B de l'essai de traction) est en moyenne de

$$A_B = {}^2/_3 \sigma_B \cdot \delta_B \tag{4}$$

et que la surface du rectangle circonscrit

$$A = \sigma_B \cdot \delta_B \tag{5}$$

appelé travail de rupture peut très bien servir de *coefficient pratique de qualité pour l'endurance de l'acier* qui d'après le tableau I varie de 800 à 1500 kg/cm².[2]

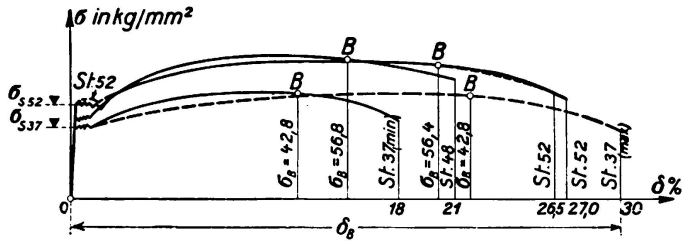


Fig. 1.
Diagramme contraintes-allongements pour différentes sortes d'acier.

II. — L'acier à haute résistance St 52 sous une charge souvent répétée dans les ponts-rails rivés.

Alors que dans les ponts-route l'influence dynamique est suffisamment prise en considération par l'admission de charges accidentelles élevées et par la multiplication des efforts dans les barres et des moments par un coefficient φ dépendant de la portée l (où $\varphi = 1{,}4 - 0{,}0015\,l$),[3] ce qui permet d'exécuter les calculs seulement pour des charges statiques, dans les ponts-rails c'est la résistance à la fatigue des assemblages rivés ou soudés qui est déterminante.[4] Leur sécurité repose donc sur des bases *statiques* car la fatigue est caractérisée dans les essais par le nombre n des variations de la charge et dans un pont par le nombre de passages de trains. La *résistance à la fatigue* dépend donc très fortement du mode de sollicitation, par exemple de la résistance aux efforts répétés alternés, de la résistance par rapport à l'origine ou de la résistance aux efforts répétés non alternés, ou encore du *rapport des limites des efforts dans les barres*

$$\xi = S_{min} : S_{max}. \tag{6}$$

D'après les résultats des essais, la résistance à la fatigue σ_D ne dépend plus, dans les assemblages rivés pour les aciers St 52 et St 37, des limites d'écoulement (voir équation 1) et par conséquent ne dépend plus de la valeur admissible $\sigma_{D\,adm}$ *qui doit être prise de 1800 kg/cm² seulement pour l'acier St 52 et par contre*

---

[2] cf. *W. Gehler :* „Die Entwicklung und Bedeutung der hochwertigen Baustähle im Eisenbau und Eisenbetonbau", Congrès mondial des ingénieurs Tokio 1929, Paper no. 218.

[3] cf. *W. Gehler :* „Taschenbuch für Bauingenieure", 5e édition, II vol. p. 375 (Berlin 1928, Julius Springer).

[4] cf. *W. Gehler,* Contribution à la discussion de III, b.

de nouveau de 1400 kg/cm² pour l'acier St 37. Il est important de savoir que *pour la détermination de la sécurité la limite d'écoulement n'entre plus en ligne de compte* et est remplacée par la *résistance à la dissociation.*

III. Dans les assemblages soudés aussi bien pour les charpentes que pour les ponts-route et les ponts-rails en acier doux, il faut réduire assez fortement par un *coefficient de forme* α les sollicitations admissibles en se basant sur les essais et en tenant compte des différentes formes des cordons de soudure suivant qu'il s'agit d'une soudure bout à bout ou d'une soudure d'angle (soudures frontales ou latérales) et d'une exécution ordinaire ou spécialement soignée.

IV. Au cours de ces dix dernières années on a réalisé deux progrés importants, introduction de l'acier à haute résistance et de la soudure électrique en construction métallique. Ces deux progrès représentent une réduction de prix d'environ 15 % (et même plus dans les grandes portées) et c'est pourquoi nous avons soulevé sous I, II et III des questions importantes au sujet de la sécurité de nos ouvrages métalliques. En principe les mêmes questions se posent lors de l'application dans les constructions de béton armé des aciers à haute résistance à cause de la liaison sous différentes formes.

B. — La sécurité à la rupture et à la fissuration des parties portantes en béton armé.

1. La sécurité à la rupture basée sur les diagrammes charges — allongements de l'acier (diagrammes q—ε_e).

Dans les fig. 2 a, b, c on a reporté les courbes mesurées des charges-allongements de l'acier (lignes pleines) et les lignes du calcul ordinaire (traints-points)

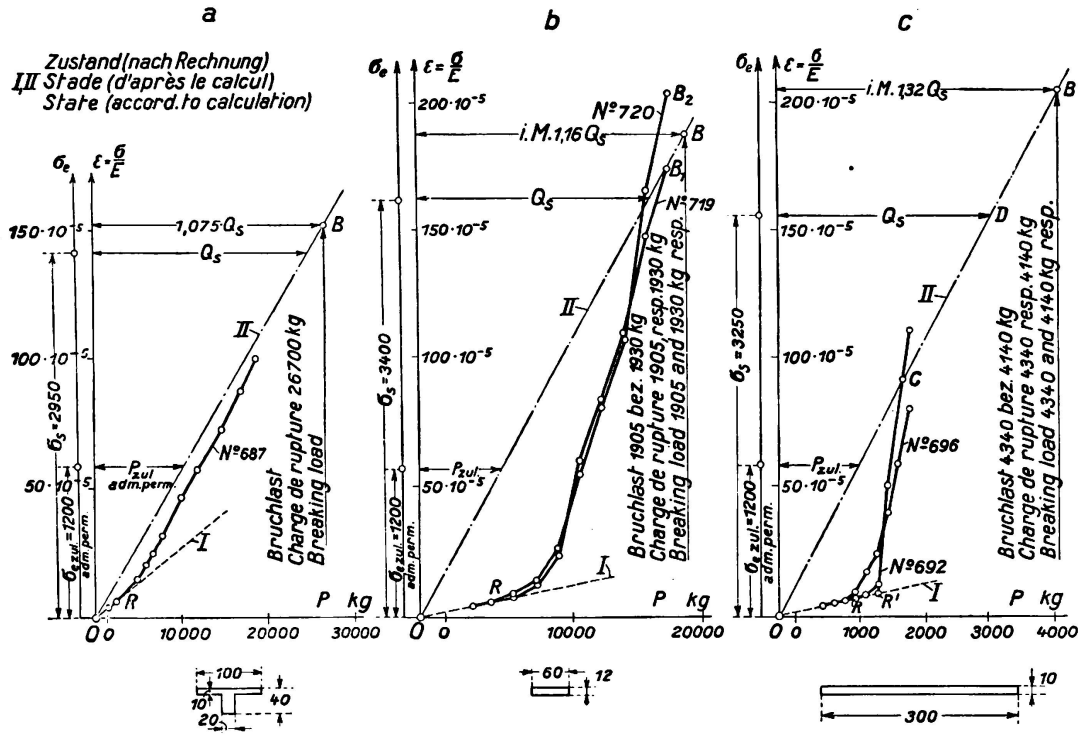


Fig. 2.

Diagrammes charges-allongements des fer pour:
a) Dalles à nervure b) Dalles rectangulaires
c) Dalles reposant sur tout le pourtour avec armatures croisées.

pour une dalle à nervure, une dalle à section rectangulaire et une dalle appuyée de tous les côtés.[5] (L'allongement total sert de base au calcul des tensions tirées des allongements mesurés).

a) *Dalle à nervure.* fig. 2a (Dresdner Versuche[5] 1928, cahier 66, p. 65, N° 687, armée avec de l'acier St 37 et calculée pour $M = \frac{1}{8} q\, l^2$). *Dans le stade I les essais concordent avec le calcul.* Comme la zone de compression du béton est petite, elle n'a qu'une faible influence sur le relèvement de la courbe. Les valeurs d'après le calcul habituel concordent avec les valeurs mesurées pour de petites charges déjà. La tension de l'acier calculée de la charge de rupture $\sigma_{e\,max}$ ne se trouve que 7 % au-dessus de la limite d'écoulement $\sigma_s = 2950\,kg/cm^2$ (voir sous D, 3)

$$\sigma_{e\,max} = 3170 = 1{,}075\,\sigma_s \text{ ou } \beta = \frac{\sigma_{e\,max} - \sigma_s}{\sigma_s} = 7{,}5$$

La sécurité à la rupture est donc:

$$\nu_B = \frac{q_B}{q_{adm}} = \frac{\sigma_s}{\sigma_{adm}} = \frac{2950}{1200} = 2{,}5.$$

Dans le calcul de la rupture il est bien de choisir $\nu_B = \sigma_s \cdot \sigma_{adm}$ c'est-à-dire de se baser sur la limite d'écoulement et non pas

$$\nu'_B = \frac{\sigma_{e\,max}}{\sigma_{e\,adm}} = \frac{3170}{1200} = 2{,}63$$

(ainsi qu'il résulte des explications données en D).

b) *Dalle à section rectangulaire* (Dresdner Plattenversuche, 1932, cahier 70, p. 179 et 180, N° 719 et 720, portée 3,0 m, armée d'acier St 37, calculée pour $M = \frac{1}{8} q l^2$, fig. 2b). Dans le stade I il existe une bonne concordance entre le calcul et les mesures. La courbe OR monte rapidement car la zone de traction du béton est grande ce qui décharge sensiblement les fers. Jusqu'à l'apparition de la première fissure (point R) l'allongement des fers est par conséquent encore petit.

Au point B les courbes OR des allongements mesurés et OB des allongements calculés des fers s'écartent fortement l'une de l'autre. A partir de maintenant les fers prennent toute la traction et les allongements vont croître plus fortement que l'augmentation de la surcharge. A la fin de l'essai (lorsque la limite d'écoulement $\sigma_s = 3400\,kg/cm^2$ est atteinte) les deux lignes OB et OB_1 (ou OB_2) se rencontrent à peu près de telle sorte que pour la sécurité à la rupture on peut de nouveau se baser avec raison sur la limite d'écoulement de l'acier, à savoir:

$$\nu_B = \frac{q_B}{q_{adm}} = \frac{\sigma_s}{\sigma_{adm}} = \frac{3400}{1200} = 2{,}8.$$

[5] cf. aussi la dissertation *Walter Heide:* „Die Dresdner Versuche mit kreuzweise bewehrten Eisenbetonplatten im Vergleich mit der üblichen Berechnung", Chaire du Prof. *Gehler,* T. H. Dresde, 1933 p. 12 et 28.

c) *Dalle appuyée de tous les côtés et armée en croix* (Dresdner Plattenversuche 1932,[6] cahier 70, p. 52 et 100, N° 692 et 696, $l_x = l_y = 3{,}0$ m, armée avec de l'acier St 37, calculée pour $M = \frac{1}{27{,}4} q l^2$, fig. 2c). Les valeurs calculées et mesurées concordent très bien dans le stade I. En principe ce que nous avons dit sous b est valable ici. Après que la première fissure est apparue (voir point R), l'allongement des fers croît dans une forte proportion. Les lignes des valeurs calculées et mesurées se coupent au point C. Pour la rupture (au point B) on obtient:

$$\nu_B = \frac{q_B}{q_{adm}} = \frac{4200}{990} = 4{,}2.$$

Comme les deux lignes ne se rencontrent pas au point D de la limite d'écoulement, *la valeur de la limite d'écoulement*

$$\frac{\sigma_s}{\sigma_{adm}} = \frac{3250}{1200} = 2{,}7$$

ne peut pas servir à déterminer la sécurité.

Résultat: Dans les dalles à section rectangulaire et les dalles à nervure il faut admettre la sécurité à la rupture de

$$\nu_B = \frac{q_B}{q_{adm}} = \frac{\sigma_s}{\sigma_{adm}}. \tag{7}$$

Par contre cette relation n'est pas exacte pour une dalle appuyée de tous les côtés et à armatures croisées, mais seulement le rapport de la charge de rupture à la charge utile

$$\nu_B = \frac{q_B}{q_{adm}}. \tag{8}$$

2. La sécurité à la fissuration.

Désignons par q_R la charge uniformément répartie pour laquelle la première fissure visible apparaît et par q_{adm} la charge utile (ou charge admissible), la sécurité à la fissuration est

$$\nu_R = \frac{q_R}{q_{adm}} \tag{9a}$$

(échelle de charge). Dans le cas de charges concentrées on introduit à la place de q_R et q_{adm} les moments de flexion M_R et M_{adm} ou encore (avec $n = 15$, stade II) les contraintes des fers $\bar{\sigma}_{eR}$ et $\sigma_{e\,adm}$ qui leur sont proportionnels, de telle sorte que l'on a:

$$\nu_R = \frac{q_R}{q_{adm}} = \frac{M_R}{M_{adm}} = \frac{\bar{\sigma}_{e\,R}}{\sigma_{e\,adm}} \tag{9b}$$

Cependant si l'on mesure l'allongement des fers ε_R, c'est-à-dire si l'on détermine

[6] Voir la Publication préliminaire du Ier Congrès l'A. I. P. C. Paris 1932, p. 205 et 237.

expérimentalement la contrainte de fissuration $\sigma_{eR} = E \cdot \varepsilon_R$ et que l'on forme (d'après *l'échelle des tensions*)

$$\nu'_R = \frac{\sigma_{e\,R}}{\sigma_{e\,adm}} \tag{10}$$

on peut se demander si cette valeur ν'_R est aussi grande que la sécurité à la fissuration ν_R (d'après l'équation 9b). Ceci n'est probablement le cas que lorsque la ligne charge-allongement des fers ou la ligne charge-contrainte dans les fers, OA de la fig. 3, est droite jusqu'au point de la charge utile. Alors le point de fissuration se déplace de R en R', c'est-à-dire sur la droite OA et avec $\sigma_{eR} = \bar{\sigma}_{eR}$ l'équation 10 se transforme en l'équation 9b. Ceci est en pratique suffisament exact pour les dalles à nervures suivant la fig. 2a et nous le démontrons par la fig. 4. Dans cette fig. 4 nous avons reporté ν_R et ν'_R (d'après les équations 9 et 10) en fonction de la contrainte de fissuration σ_{eR} qui fut mesurée à l'aide de l'allongement des fers. Dans les nouveaux essais effectués à Dresde sur des dalles à nervures (1935) les valeurs ν_R et ν'_R, ainsi que le montrent les lignes CD et EF, coïncident d'une façon satisfaisante ce qui n'était pas encore le cas dans les essais antérieurs, 1928, cahier 66 (il est nécessaire d'une technique très développée pour la recherche exacte de la

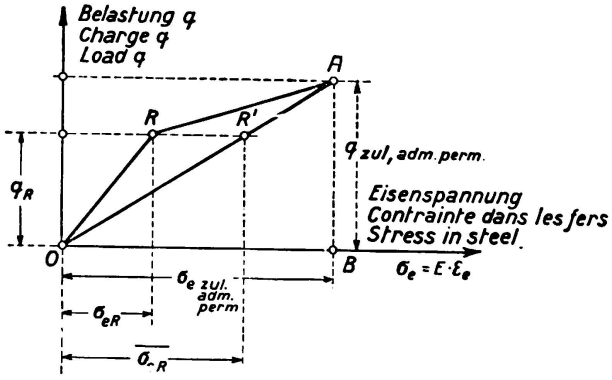


Fig. 3.
Allure de la ligne des charges-contraintes dans les fers.

sécurité à la fissuration). Pour les dalles à section rectangulaire (voir les lignes polygonales AB et A'B') pour lesquelles de nouveaux essais n'ont pas été exécutés, cette question reste en suspens jusqu'à ce que les essais de Dresde soient terminés. *Pour ces dalles on peut recommander de ne se baser que sur l'échelle des charges, donc sur* $\nu_R = q_R : q_{adm}$ *(éq. 9).* Par contre l'échelle des contraintes, donc $\nu'_R = \sigma_{e\,R} : \sigma_{e\,adm}$ (éq. 10) est aussi valable que l'équation 9.

C. — La sécurité à la fissuration des dalles et des dalles à nervures en béton armé lors de l'emploi d'acier à haute résistance.

I. — Les grandeurs à mesurer au cours de l'essai sont:

1° — *L'allongement des fers* $\varepsilon_{e\,R}$ lors le l'apparition de la première fissure et la contrainte de fissuration que l'on en tire

$$\sigma_{e\,R} = E \cdot \varepsilon_{e\,R}$$

2° — *la profondeur de la fissure*

t_l pour $\sigma_{e\,adm} = 1200$ kg/cm² pour St. 37

t_l pour $\sigma_{e\,adm} = 1800$ kg/cm² pour St. 52 et les aciers spéciaux,

3° — *la largeur de la fissure* pour différentes charges et en particulier:

b_R pour $\sigma_{c\,adm}$

b'_R pour la limite d'écoulement σ_s.

Dans les nouveaux essais de 1935 on procéda de la façon suivante:

a) A l'endroit du centre de gravité de l'armature on mesura pour chaque poutre la largeur des trois premières fissures qui apparurent et ceci au moyen d'un microscope avec micromètre-oculaire. On a photographié avec un agrandissement de 23 fois deux fissures à chaque poutre (voir fig. 5).

b) Dès que la contrainte admissible calculée était atteinte, on injecta de l'alcool dans la fissure afin de nettoyer la surface de fissuration. Après cela on injecta un liquide coloré. A la fin de l'essai on examina la fissure seulement afin de voir, jusqu'où le liquide avait pénétré. Cette profondeur fut désignée par profondeur t de la fissure.

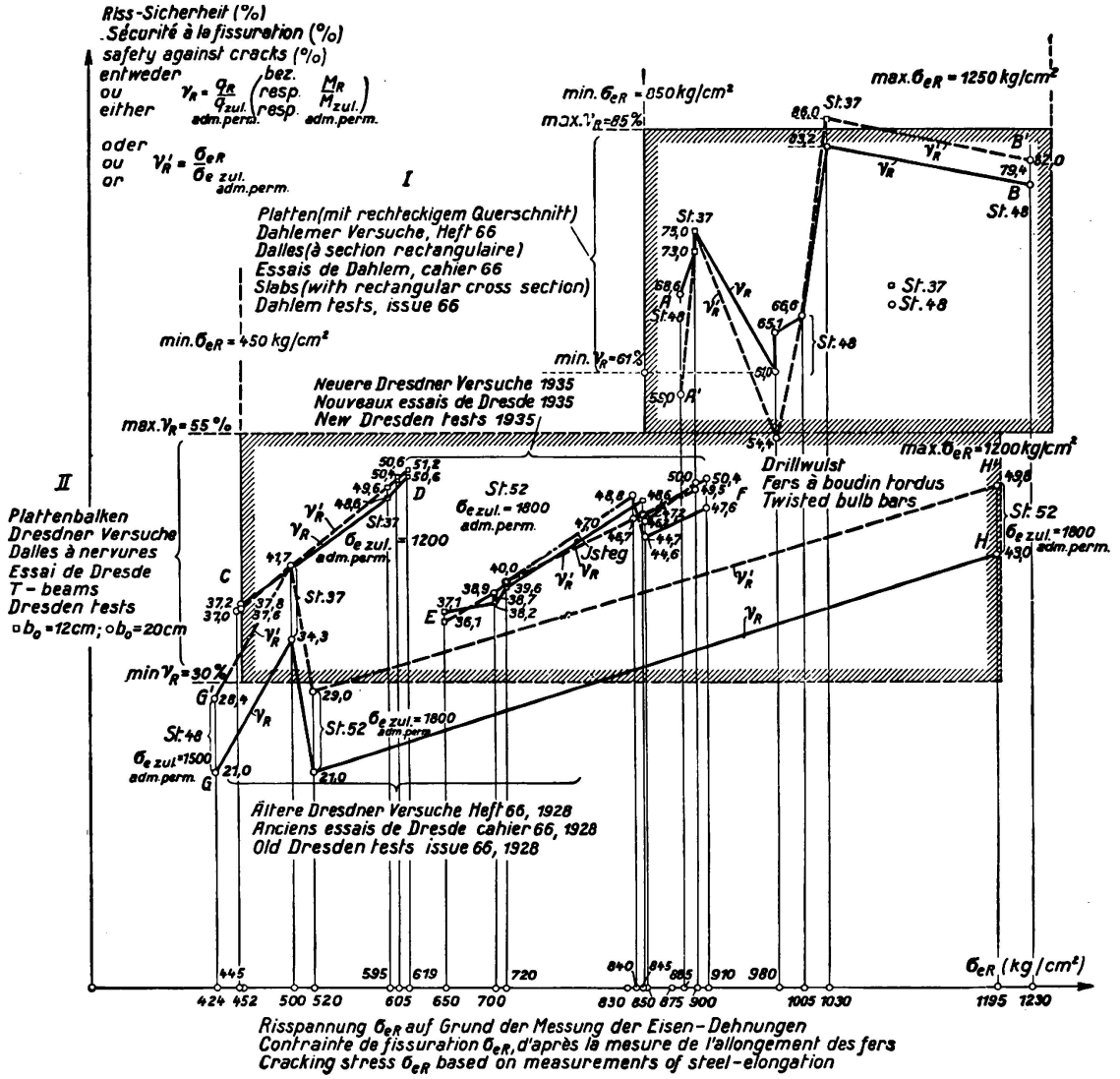


Fig. 4.

Sécurité à la fissuration ν_R (échelle des charges) ou ν'_R (échelle des allongements) en fonction de la contrainte de fissuration σ_{eR} pour les dalles à section rectangulaire et à nervures.

II. — La contrainte de rupture σ_{eR} en fonction de la forme de la section, du mode d'appui, de la qualité du béton et du rapport d'armature.

1° — *Les grandeurs dont dépend la sécurité à la fissuration.*

a) Au point de vue de la *forme de la section* il faut distinguer dans des états de tension suivant un axe (par exemple dans les poutres sur deux ou plusieurs appuis):

α) *Dalles à section rectangulaire* (cahier 66).[7]

β) *Dalles à nervures avec âme large* et avec *âme mince* (Essais de Dresde 1935).

γ) *Diverses formes de section* (par exemple *dans les parties de béton armé exécutées en fabrique,* cahier 75).[8]

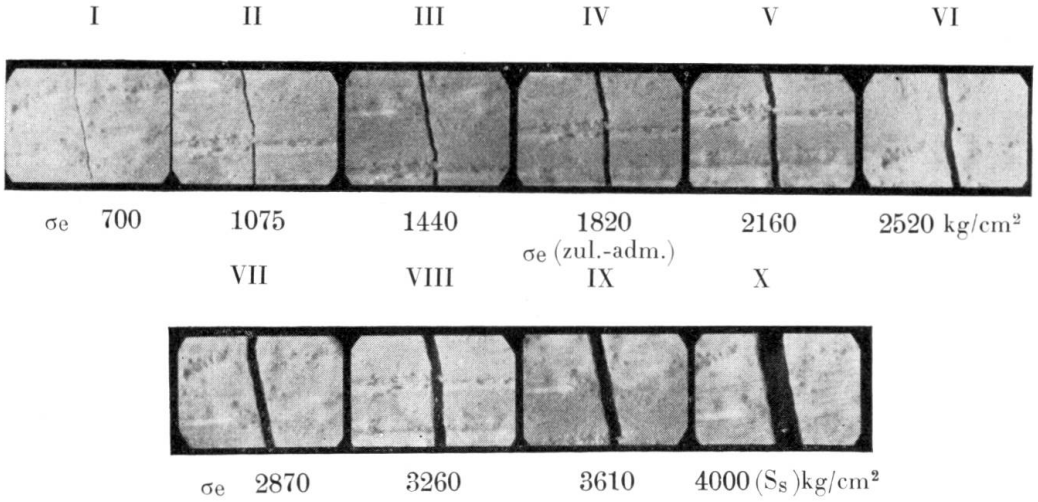


Fig. 5.

Mesure de la largeur des fissures au cours des essais de Dresde 1935/36 au moyen d'un microscope agrandissant 11,5 fois.

b) Les dalles à armatures croisées et *appuyées de tous les côtés* ont un état de tension à deux axes ce qui est très favorable au point de vue de la sécurité à la fissuration (Dresdner Plattenversuche), cahier 70).[9]

c) La qualité du béton peut très bien être caractérisée par la résistance à l'écrasement de cubes après 90 jours.[10]

$$W_{bgo} = 1{,}25\ W_{b\,28} \tag{11}$$

et la résistance à la traction du béton[10] par:

$$K_z = 0{,}09\ W_b. \tag{12}$$

---

[7] cf. cahier 66 „Deutscher Ausschuß für Eisenbeton" (D.A.f.B.) *H. Buchartz* et *L. Krüger,* „Dahlemer Versuche mit stahlbewehrten Balken" I partie, p. 31 (Berlin 1931, W. Ernst & Sohn).

[8] cf. cahier 75, D.A.f.E.B., *W. Gehler* et *H. Amos,* „Versuche mit fabrikmäßig hergestellten Eisenbetonbauteilen", p. 42 (Berlin 1934, W. Ernst & Sohn).

[9] cf. cahier 70, D.A.f.E.B., *W. Gehler, H. Amos* et *M. Beyträsser,* Versuche mit kreuzweise bewehrten Platten, p. 119 (Berlin 1932, W. Ernst & Sohn).

[10] cf. *W. Gehler:* „Erläuterungen zu den Eisenbetonbestimmungen 1932" V éd., p. 33, 300 et 302 (Berlin 1933, W. Ernst & Sohn).

d) *Le rapport d'armature* est désigné selon la méthode usuelle[10] par

$$\mu = \frac{F_e}{b \cdot h} \tag{13}$$

(F_e = section des fers, b = largeur de la zone comprimée et h = hauteur utile d'une section rectangulaire ou de la dalle à nervure).

2° — *La contrainte de fissuration* σ_{eR} des *aciers St. 37 et St. 48 dans les dalles (à section rectangulaire) en fonction de la résistance de cube* $W_{b\,90}$ *et du rapport d'armature* μ *d'après les essais de Dahlem 1928.* Elle est représentée à la fig. 6

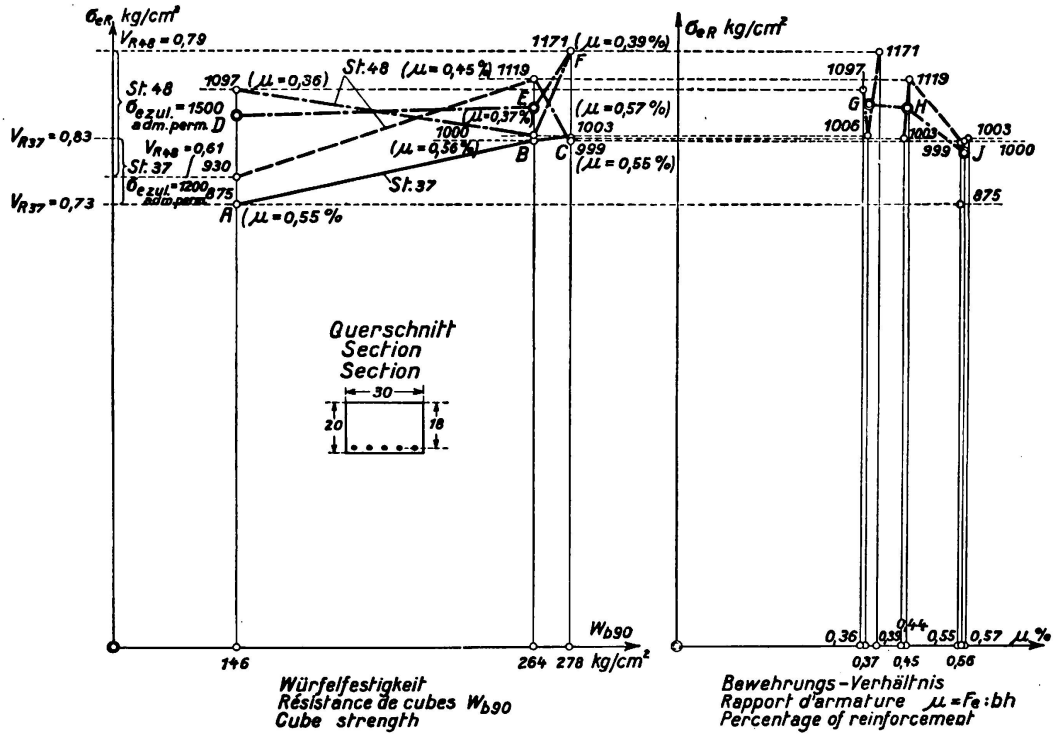


Fig. 6.

La contrainte de fissuration σ_{eR} des aciers St 37 et St 48 pour les dalles, en fonction de la résistance à l'écrasement de cubes $W_b 90$ et du rapport d'armature μ.

et la sécurité à la fissuration est donnée à la fig. 4. Malgré la dispersion des résultats qui provient des difficultés d'observer à temps les fissures et qui diminuera avec l'accroissement de la précision des procédés de mesurage, on peut cependant donner les résultats suivants:

a) La sécurité à la fissuration (fig. 4) et aussi la contrainte de fissuration (fig. 5) sont plus élevées pour une section rectangulaire d'une dalle armée dans un seul sens (n = 16 à 18 cm, d = 18 à 20 cm, b = 30 cm) que pour une dalle à nervure (cf. fig. 6). D'après les lignes ABC et DEF (valeurs moyennes) on a pour une dalle à section rectangulaire:

$$\begin{aligned} &\text{avec St 37 } \sigma_{eR} = 875 \text{ à } 1000 \text{ kg/cm}^2 \\ &\text{avec St 48 } \sigma_{eR} = 930 \text{ à } 1175 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned} \tag{14}$$

où les limites d'écoulement sont: $\sigma_{s\,37} = 3000$ et $\sigma_{s\,48} = 3900$ kg/cm² et les

allongements à la rupture 34 % et 28 %. D'après la fig. 4 on obtient pour la sécurité à la fissuration:

$$\text{avec St 37 } \nu_R = \frac{q_R}{q_{adm}} = 0{,}73 \text{ á } 0{,}83, \text{ en moyenne } 0{,}78$$
$$\text{avec St 48 } \nu_R = \frac{q_R}{q_{adm}} = 0{,}61 \text{ á } 0{,}79, \text{ en moyenne } 0{,}70 \qquad (15)$$

Il en résulte que l'on doit prendre comme *sécurité à la fissuration des dalles*, en moyenne

$$\nu_R = \frac{q_R}{q_{adm}} = \frac{3}{4}. \qquad (16)$$

b) *La contrainte de fissuration* σ_{eR} *croît avec une résistance de cube croissante* (cf. les lignes ABC et DEF),

c) *elle décroît avec un rapport d'armature* $\mu = \frac{F_e}{b \cdot h}$ *croissant* (cf. ligne GHJ),

d) en choisissant une contrainte admissible $\sigma_{e\,adm} = 1500$ kg/cm² *pour l'acier St 48, la sécurité à la fissuration est à peu près la même (cf. éq. 15) que pour l'acier 37 avec* $\sigma_{e\,adm} = 1200$ *kg/cm²*.

3° *La sécurité à la fissuration* ν_R *de dalles rectangulaires à armatures croisées et reposant de tous les côtés* est expliquée par les essais de Dresde 1932.[11] Les *valeurs* ν_R *étonnamment grandes étaient pour un appui de tous les côtés et une projection horizontale carrée de:*

$$\nu_R = \frac{q_R}{q_{adm}} = 1{,}36 \text{ à } 2{,}05, \text{ en moyenne } 1{,}8 \qquad (17)$$

donc pour de l'acier St. 37 avec $\sigma_{e\,adm} = 1200$ kg/cm² on obtient la contrainte dans les fers

$$\sigma_{eR} = 1630 \text{ à } 2460, \text{ en moyenne } 2160 \text{ kg/cm}^2. \qquad (18)$$

Dans le diagramme charges-fléchissements de la fig. 2c l'apparition de la première fissure est caractérisée par le point R qui se trouve à la hauteur de la contrainte admissible q_{adm}. Pour l'effet statique des dalles il faut prendre comme point de fissuration R', le point d'intersection des deux droites OR et CR qui est très caractéristique dans le diagramme charges-fléchissements et qui a la même signification que la limite de proportionnalité dans le diagramme tensions-allongements de l'acier ordinaire (fig. 1). Cette désignation a par conséquent une signification fondamentale car on peut voir d'après ceci que ces dalles de béton armé doivent être calculées jusqu'à cette charge $q_R = q_{adm}$ comme dalles isotropes. C'est pourquoi il est aussi permis de se baser à côté de l'équation 9 sur l'équation 10 pour la sécurité à la fissuration.

Pour les dalles reposant sur les quatre coins (essais préliminaires pour les dalles champignons) on obtient lorsque la projection horizontale est carrée et rectangulaire ($l_x : l_y = 2 : 1$)

$$\nu_R = 1{,}38 \text{ à } 1{,}40 \qquad (19)$$

c'est-à-dire pour $\sigma_{e\,adm} = 1200$ kg/cm² (St 37)

$$\sigma_{eR} = 1650 \text{ à } 1680 \text{ kg/cm}^2. \qquad (20)$$

[11] cf. note 9.

4° *La contrainte de fissuration des aciers St 37 et St 52 dans les dalles à nervure, en fonction de la résistance à l'écrasement de cubes* $W_{b\,90}$. (Essais de Dresde 1928, cahier 66 et 1935/36)[12] (cf. fig. 7 et 4).

a) Pour l'acier St 37 avec béton de qualité restreinte ($W_{b\,28} = 104$ kg/cm² et 145 kg/cm²) et $\mu = 0{,}34\,\%$ on a trouvé

$$\sigma_{eR} = 590 \text{ à } 615, \text{ en moyenne } 600 \text{ kg/cm}^2 \text{ et } \nu_R = 0{,}4 \text{ à } 0{,}5 \qquad (21)$$

(cf. ligne CD de la fig. 4) et aussi bien pour une largeur de nervure $b_o = 20$ cm que $b_o = 12$ cm, ce qui démontre de nouveau les valeurs connues des séries d'essais du D.A.f.E.B. (cf. AB dans la fig. 7). Dans les essais antérieurs (1928, cahier 66) on avait obtenu pour les aciers St 37 et St 48 des valeurs nettement plus petites $\sigma_{eR} = 424$ à 520, en moyenne environ 500 kg/cm² (cf. les points K à M dans la fig. 7 et GH dans la fig. 4).

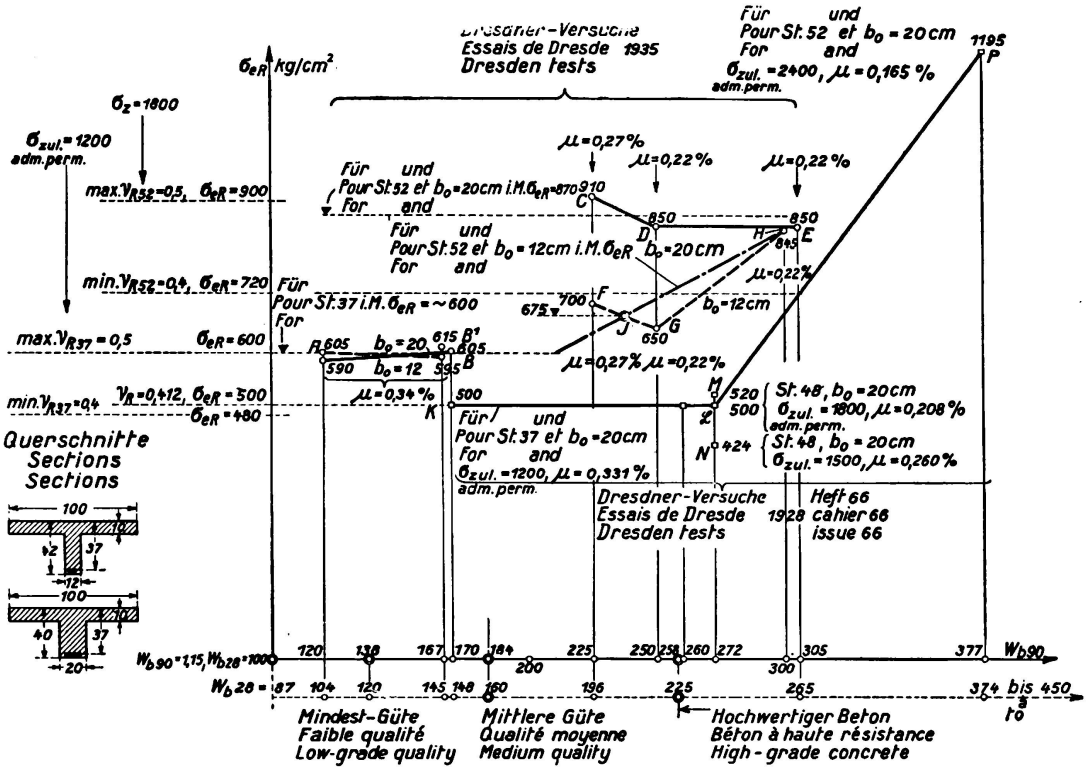


Fig. 7.

La contrainte de fissuration σ_{eR} des aciers St 37 et St 52 pour les dalles à nervures de largeur $b_0 = 20$ et 12 cm en fonction de la résistance à l'écrasement de cubes.

b) Les essais correspondants avec de l'acier St 52 ($\sigma_s = 4310$ kg/cm²), des qualités moyennes et bonnes du béton et une largeur de nervure $b_o = 20$ cm ont donné (d'après les lignes CDE dans la fig. 7 et EF dans la fig. 4)

$$\sigma_{eR} = 830 \text{ à } 910, \text{ en moyenne } 870 \text{ kg/cm}^2$$

$$\nu_R = \frac{\sigma_{e\,R}}{\sigma_{adm}} = \frac{870}{1800} = \text{environ } \frac{1}{2} \qquad (22)$$

[12] cf. cahier 66, D.A.f.E.B., *W. Gehler* et *H. Amos* IIe partie, Berlin 1931, W. Ernst & Sohn.

par contre on a obtenu pour $b_o = 12$ cm (cf. les lignes FGH de la fig. 7 ou JH ou J est le centre de gravité de FG)

$$\sigma_{eR} = 650 \text{ à } 845 \text{ kg/cm}^2 \qquad (23)$$
$$\nu_R = 0{,}36 \text{ à } 0{,}47$$

On peut conclure en disant: *Dans les dalles à nervure avec acier St 52, la sécurité à la fissuration ne dépend pas seulement de la qualité du béton mais aussi de la largeur b_o de la nervure. On a obtenu une sécurité à la fissuration $\nu_R = \frac{1}{2}$ pour une nervure de largeur $b_o = 20$ cm et un $W_{b28} \geqq 200$ kg/cm² et l'on arrive à cette valeur lorsque la nervure est plus mince ($b_o = 12$ cm) que lorsque $W_{b28} \geqq 250$ kg/cm².*

c) Dans les essais de Dresde de 1927 (cahier 66) on utilisa aussi un ciment spécial avec $W_{b28} = 374$ kg/cm² pour des dalles à nervure avec acier St 52 et $b_o = 20$ cm. Les armatures furent dimensionnées pour un $\sigma_{e\,adm} = 2400$ kg/cm² de telle sorte que l'on obtient $\mu = 0{,}165\,\%$. La contrainte de fissuration se monte à:

$$\sigma_{eR} = 1195 \text{ kg/cm}^2 \text{ et } \nu_R = \frac{1195}{2400} = \text{environ } \frac{1}{2} \qquad (24)$$

(cf. point P de la fig. 7 et H de la fig. 4). *Plus W_{b28} est grand et plus μ est petit, plus sera grande la contrainte de fissuration σ_{eR}.*

5° *La contrainte de fissuration σ_{eR} des aciers St 37 et St 52 dans les dalles à nervure, en fonction du rapport d'armature* (cf. fig. 8).

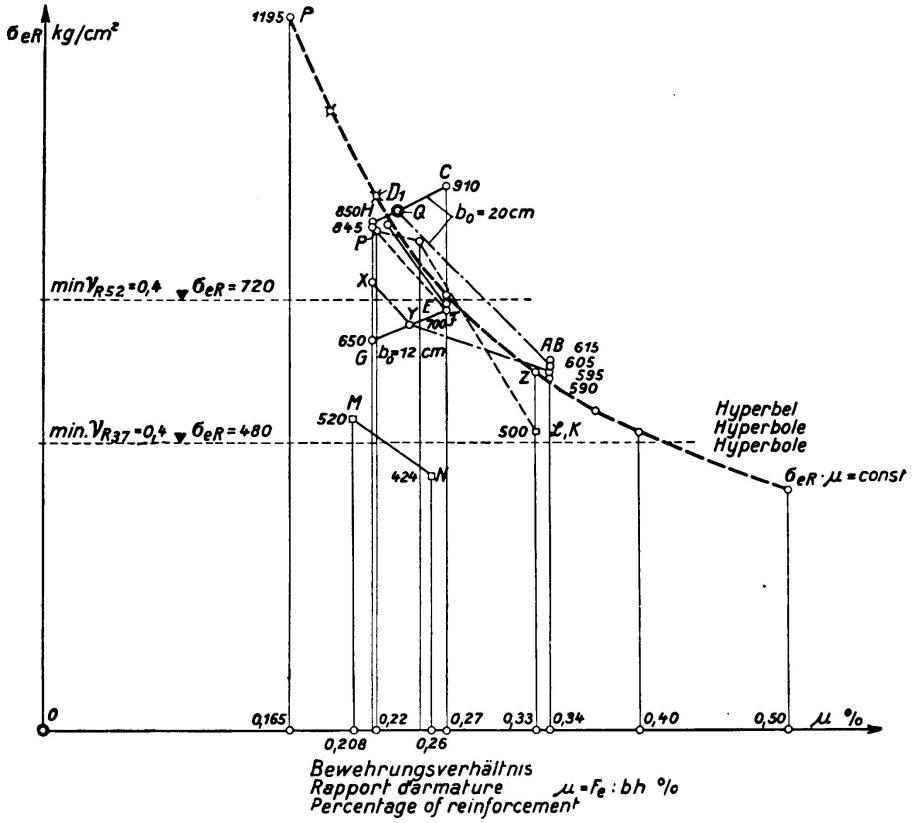


Fig. 8.

La contrainte de fissuration σ_{eR} des aciers St 37, St 52 et des aciers spéciaux dans les dalles à nervures avec $b_0 = 20$ et 12 cm, en fonction du rapport d'armature μ.

Portons pour les points de A à P de la fig. 7 les μ en abscisses et de nouveau les σ_{eR} en ordonnées, on obtient, malgré la dispersion, des lignes nettement descendantes vers la droite comme par exemple PLK et MN. Formons les centres de gravité X, Y et Z, on peut voir que ces lignes descendantes n'ont probablement pas un parcours en ligne droite. On peut en conclure que *toutes les conditions restant les mêmes, plus la section des fers est petite (en tenant compte de la sécurité à la rupture exigée) plus la contrainte de fissuration* σ_{eR} *est grande.*

Si pour une sorte d'acier la limite d'écoulement σ_s est plus élevée que pour d'autres, il faut en principe relever la contrainte admissible $\sigma_{e\,adm}$ en tenant compte de la sécurité à la rupture. Plus la section nécessaire de fer Fe devient petite et par conséquent la valeur $\mu = \frac{F_e}{b \cdot h}$, plus la contrainte de rupture σ_{eR} devient grande. Le relèvement de $\sigma_{e\,adm}$ est une limite en ce sens que l'on doit avoir $\nu_R = \frac{\sigma_{eR}}{\sigma_{eadm}} \geqq {}^1/_2$. Mais comme le module d'élasticité est également grand pour toutes les sortes d'acier, l'allongement et par le fait même le danger de fissuration croissent proportionnellement à la contrainte donc *indépendamment de la limite d'écoulement* qui par conséquent *a une signification directe pour la sécurité à la rupture* mais *indirecte pour la sécurité à la fissuration.*

6° *La contrainte de fissuration* σ_{eR} *des aciers spéciaux dans les dalles à nervure (fig. 9).*

a) Si d'après les essais de Dresde 1936 on reporte les mêmes diagrammes de σ_{eR} — W_b et de σ_{eR} — μ (fig. 7 et 8) pour deux aciers spéciaux (fers à boudin tordus avec $\sigma_s = 4640$ kg/cm² et $\sigma_B = 6050$ kg/cm² et fers Isteg avec $\sigma_s = 3720$ kg/cm² et $\sigma_B = 4940$ kg/cm²) on obtient (fig. 9 et 4)

$$\sigma_{eR} = 700 \text{ à } 900 \text{ kg/cm}^2 \text{ et } \nu_R = 0{,}4 \text{ à } 0{,}5, \text{ en moyenne } 0{,}45 \qquad (25)$$

c'est-à-dire le même ordre de grandeur que pour l'acier St 52.

b) Ici aussi σ_{eR} décroît avec un μ croissant (cf. les lignes TV et RS).

III. — *Essais d'établissement d'une fonction pour la contrainte de fissuration en dépendance de la qualité du béton, de la forme de la section et du rapport d'armature.*

1° — D'après les essais (fig. 4 à 9) on peut dire que:

a) σ_{eR} croît proportionnellement à la qualité du béton W_b et à la résistance à la traction $\sigma_{bz} = 0{,}09\, W_b$.

b) σ_{eR} décroît avec un μ croissant.

c) Ces deux conditions sont remplies par la fonction

$$\sigma_{eR} \cdot \mu = (0{,}09\, W_b) \cdot C \qquad (26)$$

Mais $\mu = \frac{F_e}{F_b}$ et dans le membre de gauche $(\sigma_{eR} \cdot F_e) = Z_e$ (force de traction du fer) et dans le membre de droite on a aussi la force de traction du béton:

$$Z_b = \sigma_{bz} \cdot F_{bz} = (0{,}09\ W_b) \cdot F_{bz}.$$

L'équation (26) devient:

$$K \cdot \sigma_{eR} \left(\frac{F_e}{F_b}\right) = 0{,}09\ W_b \cdot \left(\frac{F_{bz}}{F_b}\right) \tag{27}$$

ou

$$k \cdot \sigma_{eR} \cdot F_e = (0{,}09\ W_b) \cdot F_{bz} \tag{28a}$$

$$k \cdot Z_e = Z_b \tag{28}$$

F_{bz} représente la zone tendue fissurée = la profondeur t de la fissure multipliée par la largeur de la nervure b_o et k est un coefficient qu'il faut encore déterminer.

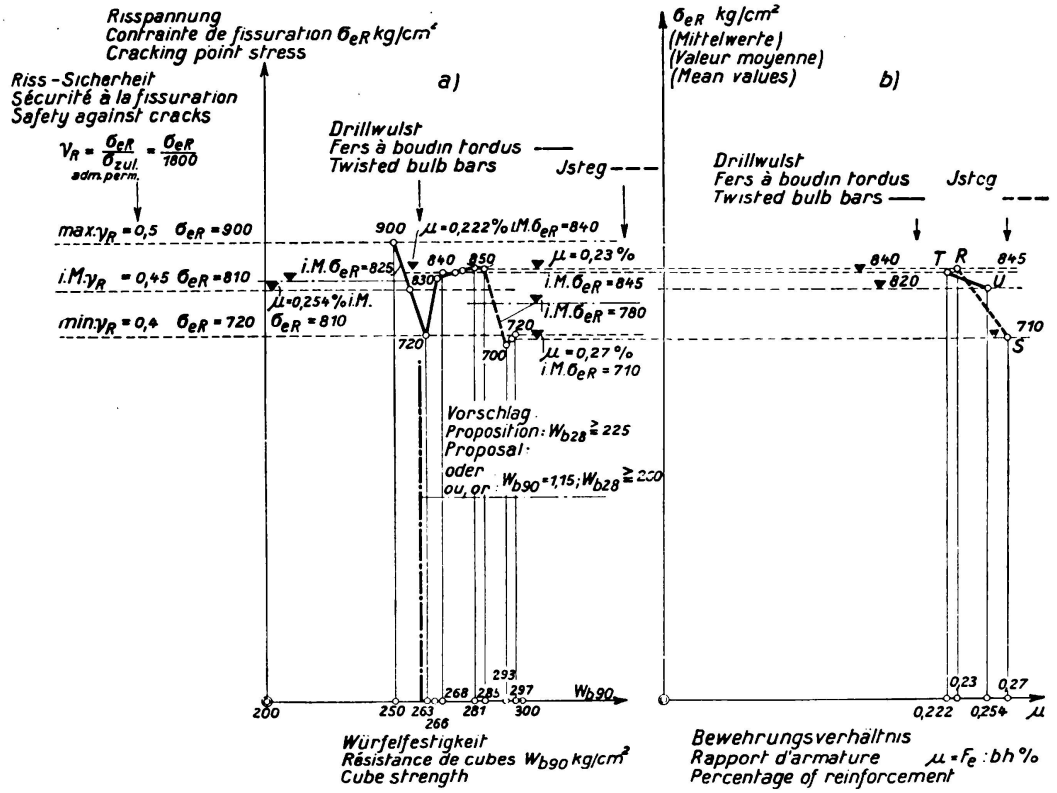


Fig. 9.

La contrainte de fissuration σ_{eR} des aciers spéciaux dans les dalles à nervures avec $b_0 = 20$ cm en fonction:

a) de la résistance de cubes W_b90. b) du rapport d'armature μ.

Cette équation 28 établie par interprétation statistique des résultats des essais nous laisse apparaître comme justifiées les conceptions physiques suivantes. Lorsqu'il se produit une fissure dans la zone tendue du béton, F_{bz}, au moment où dans le fer on a un effort σ_{eR}, par dépassement de la résistance du béton à la traction, σ_{bz}, la force de traction jusqu'alors supportée par le béton:

$$Z_b = \sigma_{bz} \cdot F_{bz} = (0{,}09\ W_b) \cdot F_{bz}$$

sera transmise au fer. La grandeur de cette force de traction du béton Z_b peut atteindre d'après la qualité du béton (cf. ci-après sous 2) une certaine valeur (exprimée en %) de la force de traction agissant en ce moment dans le fer: $Z_e = \sigma_{eR}$. Fe de telle sorte que l'on peut écrire $Z_b = kZ_e$.

Dans l'équation fondamentale (28) on a dans le membre de gauche (côté du fer) le rapport d'armature $\frac{F_e}{F_b} = \mu$ qui peut être considéré comme un *coefficient de forme de la section de fer* et d'une façon correspondante on a dans le membre de droite (côté du béton) un nouveau rapport:

$$\frac{F_{bz}}{F_b} = \alpha \tag{29}$$

que nous voulons désigner par *coefficient de forme de la zone tendue du béton.* Notre équation (28) devient alors:

$$K \cdot \sigma_{eR} \cdot \mu = 0{,}09\ W_b) \cdot \alpha. \tag{30}$$

2° — a) Il ne reste maintenant qu'à déterminer le coefficient k. Alors que dans les sections de béton armé comprimées ($F = F_b + 15\ F_e$), la section de béton ne supporte que $\frac{1}{n}$ de la contrainte de la section de fer et alors que

$$n = \frac{E}{E_b} = \frac{2\,100\,000}{140\,000} = 15 \text{ (ou } n = 10 \text{ pour } E_b = 210000 \text{ kg/cm}^2)$$

il faut introduire dans la zone tendue comme *coefficient élastique*

$$n_z = \frac{E}{E_{bz}} = \frac{2\,100000}{250\,000} = 8{,}4 \tag{31}$$

(avec un module d'élasticité E_{bz} pour la traction d'après le cahier 66).

b) L'apparition des fissures dans la zone tendue ne dépend pas seulement du comportement élastique, mais aussi de la *fragilité du béton.* Ainsi qu'on le sait la résistance du béton à la traction ne croît malheureusement pas dans la même proportion que la résistance à la compression, c'est pourquoi il faut introduire pour les *trois qualités de béton employé, avec résistance de cubes minima* $W_{b28} = 120, 160$ *et* 225 *kg/cm²* *un coefficient de fragilité s,* de telle sorte que d'après l'équation 31 on obtient:

$$R = \frac{s}{n_z} = \frac{s}{8{,}4}. \tag{32}$$

c) Dans la fig. 10 on a reporté la résistance à la traction K_{pz} de poutres de béton non armées (en général de grandeur 55 · 15 · 10 cm sollicitées par deux charges concentrées) en fonction de W_{b90} (cf. par exemple les lignes DE et FG). On peut admettre pour les trois qualités de béton que nous avons indiquées:

$$K_{bz} = 20,\ 30 \text{ et } 40 \text{ kg/cm}^2. \tag{33}$$

Les valeurs que nous avons également reportées de la résistance à la traction de prismes (75 · 20 · 16 cm) sont plus faibles pour une résistance de cubes croissante car il est très difficile d'appliquer une traction exactement centrée (cf. les lignes D'E', F'G' et H'J'). On ne peut par conséquent pas les utiliser pour des considérations sur la résistance.

Si maintenant l'on introduit dans l'équation 28 à la place de $(0{,}09\ W_b)$ la résistance du béton K_{bz} que nous cherchons on peut la calculer directement en partant de la profondeur mesurée de la fissure, t, lorsque l'on admet pour k (ou pour s) une valeur déterminée pour les trois qualités de béton. Choisissons les valeurs suivantes:

$$\begin{aligned} s &= {}^1/_3, \text{ donc } k = \frac{s}{8{,}4} = \frac{4}{100} && \text{pour une qualité faible de béton } (W_{b\,28} = 120 \text{ à } 160\ kg/cm^2) \\ s &= {}^2/_3 \qquad\quad k = \frac{8}{100} && \text{pour une qualité moyenne de béton } (W_{b\,28} = 160 \text{ à } 225\ kg/cm^2) \\ s &= 1 \qquad\quad k = \frac{12}{100} && \text{pour une bonne qualité de béton } (W_{b\,28} = 225\ kg/cm^2) \end{aligned} \tag{34}$$

En partant de nos essais on obtient comme valeurs moyennes pour les trois domaines $K'_{bz} = 18$, 29 et 39 kg/cm^2, c'est-à-dire les points A', B' et C' qui présentent la même croissance que les points A, B et C. D'après l'équation 30 notre relation pour la contrainte de fissuration dans ces trois domaines s'exprime.

$$\sigma_{eR} = \frac{9}{4} W_b \cdot \frac{F_{bz}}{F_e}, \quad \sigma_{eR} = \frac{9}{8} W_b \cdot \frac{F_{bz}}{F_e} \text{ et } \sigma_{eR} = \frac{9}{12} W_b \cdot \frac{F_{bz}}{F_e} \tag{35}$$

où $F_{bz} = b_o t$ représente la zone tendue fissurée.

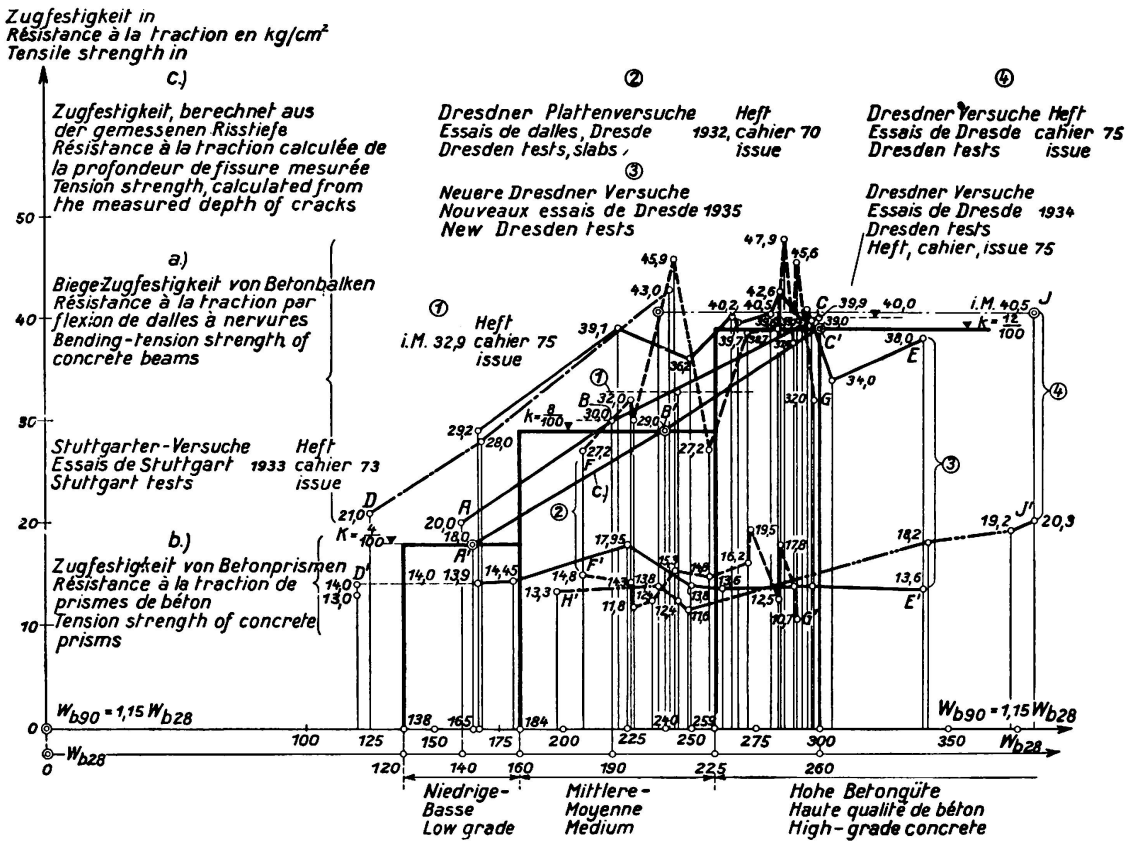


Fig. 10.

Résistance du béton à la traction en fonction de la résistance de cubes (Essais de Dresde 1928 à 1936).

3° — *Exemples.*

a) Pour le point B_1 de la fig. 7 (St. 37) avec $b_o = 12$ cm, $F_e = 12{,}72$ cm², $W_{b90} = 167$ kg/cm² il faut calculer la profondeur de la fissure pour la charge de la contrainte admissible $\sigma_{e\,adm} = 1200$ kg/cm². D'après l'équation 34 on obtient pour une qualité faible de béton un $k = \frac{4}{100}$ et d'après l'équation 28

$$t = \frac{F_{bz}}{b_o} = \frac{1}{b_o}\,\frac{K \cdot \sigma_{eR} \cdot F_e}{0{,}09 \cdot W_b} = \frac{1}{12} \cdot \frac{4}{100} \cdot \frac{1200 \cdot 12{,}72}{0{,}09 \cdot 167} = 3{,}4 \text{ cm} \qquad (36\,a)$$

alors que l'on mesura un $t_1 = 3{,}5$ cm.

b) Pour le point D de la fig. 7 (St. 52, $b_o = 20$ cm, $F_e = 8{,}15$ cm², $W_b = 150$ kg/cm²) il faut de nouveau calculer la profondeur de la fissure pour la charge admissible, mais ici pour $\sigma_{e\,adm} = 1800$ kg/cm². Comme $W_{b28} = W_{b90} : 1{,}15 = 217$ kg/cm², on a une qualité moyenne de béton et l'on obtient d'après l'équation 28 pour un $k = \frac{8}{100}$ (éq. 34)

$$t = \frac{1}{20} \cdot \frac{8}{100} \cdot \frac{1800 \cdot 8{,}15}{0{,}09 \cdot 250} = 2{,}6 \text{ cm} \qquad (36\,b)$$

alors que l'on mesura un $t_1 = 3$ cm.

c) Pour le point E de la fig. 7 il faut calculer la contrainte σ_{eR} existant lorsque se produit la première fissure en partant de la profondeur de fissure mesurée $t_1 = 3{,}0$ cm pour une charge correspondant à $\sigma_{e\,adm} = 1800$ kg/cm² et pour $W_{b90} = 305$ kg/cm², $b = 20$ cm et $F_e = 8{,}17$ cm². Supposons que la profondeur de la fissure varie proportionnellement à la contrainte et qu'en moyenne la sécurité à la fissuration $\nu_R = 0{,}5$ est assurée, il faut admettre que lors de l'apparition de la première fissure sa profondeur est $t = 0{,}5 \cdot 3{,}0 = 1{,}5$ cm. On obtient de nouveau d'après les équations 34 et 37 pour $k = \frac{12}{100}$ (bonne qualité de béton)

$$\sigma_{eR} = \frac{0{,}09 \cdot W_b \cdot b_o \cdot t}{k \cdot F_e} = \frac{9}{12} \cdot \frac{305 \cdot 20 \cdot 1{,}5}{8{,}17} = 840 \text{ kg/cm}^2$$

au lieu de la valeur calculée d'après les mesures $\sigma_{eR} = 850$ kg/cm².

4° — Ecrivons les équations 28 et 30 dans la forme:

$$\sigma_{eR} = \frac{1}{K} \cdot 0{,}09 \cdot W_b \cdot \frac{F_{bz}}{F_e} = \frac{1}{K} \cdot 0{,}09 \cdot W_b \cdot \frac{\alpha}{\mu} \qquad (37)$$

on peut en tirer les conclusions suivantes:

a) La contrainte de fissuration σ_{eR} et par le fait même la sécurité à la fissuration $\nu'_R = \frac{\sigma_{eR}}{\sigma_{adm}}$ sont, toutes autres circonstances restant les mêmes, proportionnelles à la résistance de prisme W_b et comme $F_{bz} = b_o \cdot t$, proportionnelles aussi à la largeur de la nervure b_o.

b) Elles sont par contre inversement proportionnelles à la section de fer F_e ou au rapport d'armature μ. Mais comme on a lorsque les autres circonstances restent les mêmes:

$$\sigma_{eR} \cdot \mu = \text{const} \qquad (38)$$

les diagrammes des σ_{eR} — μ des fig. 6, 8 et 9 sont des parties d'une hyperbole quadratique dont l'allure est indiquée par une ligne pointillée dans la fig. 8.

c) *Le nouveau coefficient de forme de la section de béton* (cf. éq. 29):

$$\alpha = \frac{F_{bz}}{F_b}$$

correspond au coefficient de forme de la section de fer appelé rapport d'armature $\mu = \frac{F_e}{F_b}$ (exprimé aussi en %) où $F_b = b \cdot h$.

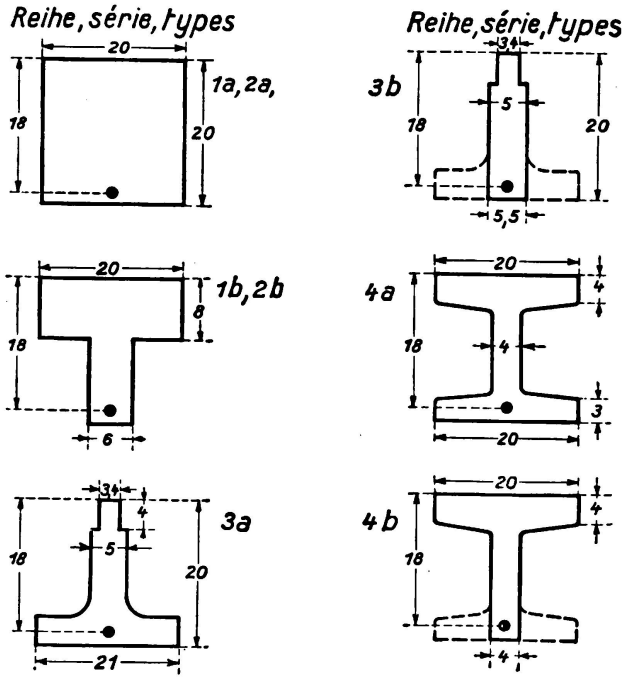


Fig. 11.
Formes de section et sécurité à la fissuration.

IV. — La signification de la forme de la section pour la sécurité à la fissuration.

Dans les essais de Dresde 1934 (cahier 75 du „Deutscher Ausschuß für Eisenbeton") exécutés sur des pièces de béton armé (béton de fabrique) on a déterminé la sécurité à la fissuration de poutres très élancées (l : h = 5,82 : 0,181 = 32) d'après l'équation 9b le rapport $\nu_R = M_R : M_{adm}$. Pour une sécurité $\nu = 3$ le moment de flexion admissible était de $M_{adm} = \frac{1}{3} M_B$. De plus on a calculé pour M_{adm} la contrainte du fer σ_{e1}. On obtient approximativement la contrainte de fissuration par:

$$\sigma_{eR} = \nu_R \cdot \sigma_{e1}. \qquad (39)$$

Pour les 8 sections de la fig. 11 on peut maintenant calculer au moyen de l'équation 36a la profondeur t de la fissure et au moyen du rapport t : e (e = enrobage de l'armature mesuré du bord inférieur du béton au milieu de l'armature) on peut donner un *coefficient de qualité de la sécurité à la fissuration* pour les différentes formes de section. Dans ce cas on a calculé d'après le tableau II le *coefficient élastique* $n_z = \frac{E}{E_{bz}}$ (éq. 31) en partant de la valeur E_{bz} déterminée pour chaque sorte de béton. Il faut encore faire remarquer que pour la forme de section 1a avec $W_{b28} = 198$ kg/cm² il s'agit de béton de qualité

moyenne avec *coefficient de fragilité* $s = \frac{2}{3}$ (éq. 34) alors que pour les autres formes de section 1b à 4b il s'agit de béton à haute résistance avec $s = 1$. Pour la section constante $F_e = 2{,}55$ cm² on a calculé d'après l'équation 36a la profondeur t de la fissure et un *coefficient de qualité de la sécurité à la fissuration* e : t (enrobage de l'armature e = 1,9 cm).

Tableau II.

Forme de section	b_o cm	W_b kg/cm²	$\nu_R \cdot \sigma_{e\,adm} = \sigma_{eR}$ kg/cm²	$n_z = E : E_{bz}$	s	$\frac{l}{k} = \frac{n_z}{s}$	t (d'après l'éq. 36) cm	e : t (e = 1,9 cm)
1a	20	198	965	11,05	2/3	16,6	0,41	4,6
1b	6	237	998	9,46	1	9,46	2,10	0,9
2a	20	367	1440	7,14	1	7,14	0,78	2,4
2b	6	384	1270	7,14	1	7,14	2,18	0,9
3a	21	394	875	7.14	1	7,14	0,42	4,5
3b	5,5	377	680	7,14	1	7,14	1,30	1,5
4a	20	374	980	7,27	1	7,27	0,51	3,7
4b	4	342	785	7,50	1	7,50	2,16	0,9

D'après le tableau II le coefficient de qualité de la sécurité à la fissuration e: t n'est pas seulement plus grand que pour les deux sections rectangulaires des formes 1a et 2a mais aussi pour la forme 3a (dalle à nervure renversée) et pour la forme 4a (section en I). Les coefficients les moins favorables ($e : t = 0{,}9 < 1$) sont pour les sections de dalle à nervure des formes 1b, 2b et 4b et pour la section rectangulaire 3b avec une largeur réduite $b_o = 5{,}5$ cm ces coefficients se trouvent entre les deux classes de qualité.[13]

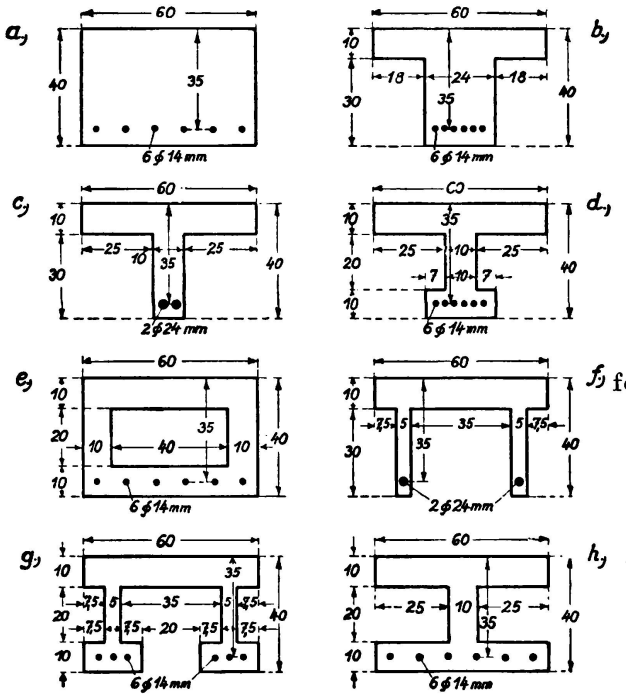


Fig. 12. Section de différentes formes pour les essais futurs.

[13] Au point de vue de la résistance des différentes sections, on obtient une autre suite, ainsi qu'il ressort du cahier 75.

Ces considérations nous permettent d'espérer qu'il est possible de relever la sécurité à la fissuration en utilisant pour les ponts en poutre de grande portée les formes de section e à h que nous proposons à la fig. 12.

V. — *La largeur admissible des fissures* fut fixée par l'expérience lors des essais de Dresde 1936 en ce sens que *les fers ne doivent pas rouiller dans une dalle à nervures dimensionnée d'après les prescriptions avec* $\sigma_{e\,adm} = 1200\,kg/cm^2$ *lorsque l'on emploie l'acier St. 37.* Les largeurs de fissure mesurées à la hauteur des fers avec agrandissement de 23 fois (cf. photos de la fig. 5) sont contenues dans le tableau III.

Tableau III.

Largeurs de fissure b_R *mesurées en 1/1000 mm pour* $\sigma_{e\,adm}$.

Type de fer	St 37	St 52	Isteg	Fers à boudin tordus.
Nombre de poutres	2+3	4+4	4	4
largeur de nervure $b_0 = 20$ cm	70 à 70 en moy. *70*	40 à 130 en moy. *90*	80 à 110 en moy. *94*	75 à 120 en moy. *89*
$b_0 = 12$ cm	25 à 60 en moy. *41*	10 à 70 en moy. *35*	—	—

Des largeurs de fissure mesurées pour une charge correspondant à $\sigma_{e\,adm}$ on peut tirer pour chaque corps, de la distance et du nombre des fissures, la contrainte du fer d'après la loi de la proportionnalité $\frac{\Delta l_1}{l_1} = \frac{\sigma_e}{E}$ (allongement $\Delta l_1 = b_R$, longueur considérée ou mesurée $= l_1$) ou d'autres conclusions encore (comme par ex. d'après la fig. 17, voir ci-dessous en E, 2). Du tableau III on peut dire que:

1° — Il faut admettre comme largeur admissible des fissures

$$b_{R\,adm} = \frac{125}{1000}\ mm = \frac{1}{8}\ mm. \qquad (40)$$

2° — La différence des plus grandes largeurs de fissures pour $b_o = 20$ cm et $b_o = 12$ cm est une confirmation de la considération physique (cf. sous VI, 1) qui est exprimée dans notre équation fondamentale (28). Pour la même profondeur de fissure (par exemple $t = 3$ cm) les forces de traction devenues libres lors de l'apparition de la première fissure se comportent comme les surfaces $b_o\ t$, c'est-à-dire

$$Z_{b20} : Z_{b12} = 20 \cdot t : 12 \cdot t = 5 : 3 = 1{,}7$$

alors que d'après le tableau III les largeurs mesurées des fissures $w_{20} : w_{12} = 70 : 41 = 1{,}7$ c'est-à-dire donnent la même valeur. *Plus est grande la force de traction* Z_b *devenue subitement libre, plus s'étend vraisemblablement la fissure. Si d'après l'équation 40 la largeur de fissure admissible* $b_{R\,adm} = \frac{1}{8}\,mm$, *cette limite empêche une réduction trop grande de la section de fer* F_e *(ici l'on a*

μ = *0,34 à 0,22 %*). Ces relations ne peuvent être mises au net que par de plus emples essais.

VI. — *Résumé des conclusions concernant la sécurité à la fissuration, sur la base des essais de Dresde de 1928 et 1935.*

1° — *Représentation physique.* Au moment de l'apparition de la première fissure la section $F_{bz} = t \cdot b_o$ n'entre plus en ligne de compte et il en est de même de la force de traction qui avait agi jusqu'alors. La détermination de cette force de traction se fait d'après l'équation 28. Elle est exprimée en fraction de la traction au fer $Z = \sigma_{eR} \cdot F_e$ d'après l'équation 34 et suivant la qualité du béton elle est égale à 4,8 ou 12 %.

Il faut encore remarquer que cet accroissement de la traction du fer n'existe qu'à l'endroit de la fissure mais pas dans les sections non fissurées.

2° — D'après ces essais l'influence de la *forme de la section des fers* n'est que restreinte par rapport à la sécurité à la fissuration. Par contre la *grandeur du rapport d'armature* μ a une importance prépondérante. *Plus est faible la section de fer* par rapport à la section du béton et à la largeur b_o de la zone tendue du béton *plus est grande la sécurité à la fissuration.* On obtient une restriction en fixant la *largeur admissible de la fissure* (d'après l'équation 40) qu'il faut prendre $b_{R\,adm} = \frac{1}{8}$ mm. Plus la nervure est large, plus est grande la largeur de la fissure (quand F_e reste le même).

3° — Lorsque la qualité de béton croît, la sécurité à la fissuration croît aussi fortement. Mais comme la fragilité est plus grande dans l'emploi de ciments à haute résistance (ou le rapport entre la résistance à la traction Z et la résistance à la compression D est plus petit) cet accroissement de la qualité de la résistance de cubes ne peut agir malheureusement que dans une mesure restreinte sur la sécurité à la fissuration du moins pour les sortes de ciment que l'on utilise actuellement.

4° *Au point de vue des formes de section* on peut s'attentre à ce que *l'application de sections en forme de I ou de caisson* ait une influence favorable dans les ouvrages de grande portée aussi bien sur la sécurité à la fissuration que sur la résistance. C'est pourquoi la Commission Allemande pour le béton armé a proposé d'exécuter des essais avec de telles sections en utilisant des bétons à haute résistance avec $W_b = 450$ kg/cm² et des aciers à haute résistance (ainsi qu'en choisissant des dimensions environ $\frac{1}{2}$ fois plus grandes qu'en réalité) (cf. fig. 12).

5° — En considérant la grande sécurité à la fissuration (cf. éq. 16 et 18) des dalles à section rectangulaire ($\nu_R = \frac{3}{4}$) par rapport aux dalles à nervures ($\nu_R = 0{,}4$ à $0{,}5$) on peut recommander *l'emploi d'aciers à haute résistance* dans les dalles en réduisant autant que possible la section des fers F_e pour autant que le permet la largeur admissible des fissures, $b_{R\,adm}$. On peut souhaiter que de tels essais seront exécutés au plus tôt.

6° — *L'emploi d'une contrainte admisssible* $\sigma_{e\,adm} = 1800$ kg/cm² lors de l'utilisation d'acier St. 52 est justifié au point de vue de la *sécurité à la fissuration de dalles à nervures sollicitées statiquement* ainsi qu'il ressort des essais de comparaison avec de l'acier St. 37 ($\sigma_{e\,adm} = 1200$ kg/cm²).

D. — La sécurité à la rupture de dalles rectangulaires et à nervures lors de l'empoi d'acier à haute résistance.

I. — Le diagramme résistance-armature.

1° — *Le calcul de la résistance de dalles à section rectangulaire avec armatures de différentes forces en aciers St. 37 et St. 52.*

La résistance des dalles en béton armé se calcule à la flexion d'après les prescriptions allemandes en admettant:

a) la collaboration du béton dans la zone tendue (appelé calcul d'après le stade II),

b) le rapport des modules d'élasticité de l'acier et du béton doit être choisi: $n = E : E_b = 15$.

D'autre part les contraintes admissibles sont:

c) pour le béton avec une sécurité de 3 ($\nu_B = 3$), donc $\sigma_{b\,adm} = \frac{1}{3} W_b$ (W_b = résistance de cube).

d) Pour l'acier à béton avec une sécurité de 2 ($\nu_e = 2$), donc $\sigma_{e\,adm} = \frac{1}{2} \sigma_s$ (σ_s = limite d'écoulement de l'acier).

Dans la fig. 13 nous avons reporté les résultats du calcul pour des sections rectangulaires, armées d'acier St. 37 et St. 52 en fonction du coefficient d'armature

$$\mu = \frac{F_e}{b \cdot h}$$

et en ordonnées les valeurs:

$$y = \frac{M}{bh^2} \text{ (en kg/cm}^2\text{)} \qquad (41)$$

(où la contrainte de rupture $\sigma_B = \frac{M}{W_i}$ et le moment résistant $W_i = \alpha \cdot bh^2$.[14]

On peut ici distinguer les deux domaines suivants:

a) *domaine des sections peu armées (rupture par dépassement de la limite d'écoulements σ_s de l'acier),*

b) *domaine des sections fortement armées* (rupture par *dépassement de la contrainte de compression par flexion* du béton).

Les essais du D.A.f.E.B. et spécialement les essais de Dresde avec acier à haute résistance nous conduisent au *résultat* que la résistance obtenue dans le premier domaine par le calcul (sections peu armées) concorde d'une manière satisfaisante avec les résultats des essais. *La limite d'écoulement de l'acier détermine la rupture* (cf. B éq. 7). *Dans le deuxième domaine par contre (sections fortement armées)* la résistance obtenue par les essais est sensiblement plus grande que la valeur obtenue par calcul. Le but des essais de Dresde 1935/36 était par conséquent:

1° — de déterminer par des essais la limite d'armature qui sépare le premier du second domaine,

---

[14] *F. v. Emperger:* „Die Normen für Eisenbeton 1935 in Oesterreich", Beton und Eisen 1935, vol. 34, cahier 16, p. 254.

2° — de déterminer la compression du béton au moment de la rupture, obtenue lors des essais en comparaison avec la résistance trouvée par le calcul basé sur la résistance de cube.

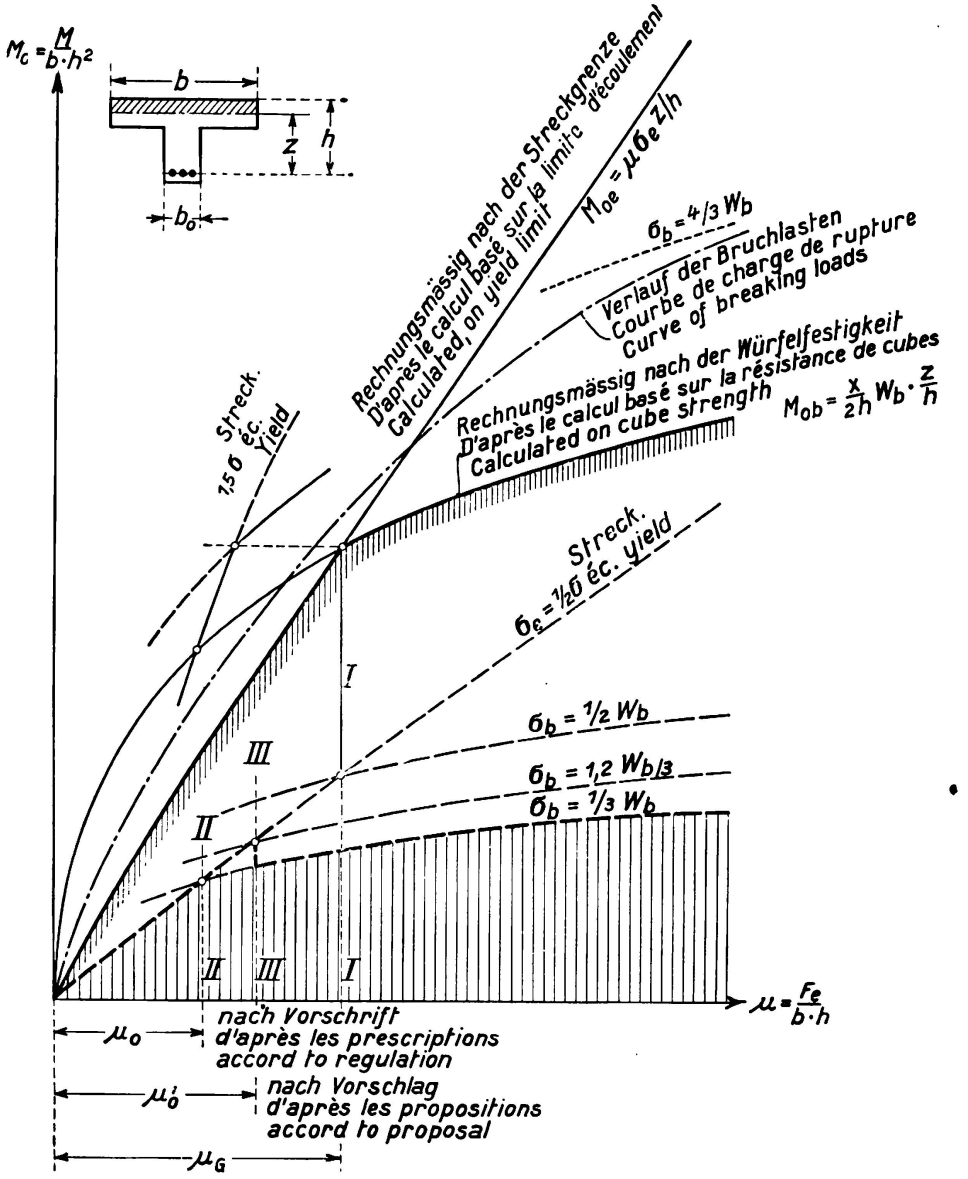


Fig. 13.

La résistance des poutres de béton armé en fonction de l'armature (d'après *Emperger* et *Haberkalt*).

II. — Interprétation de l'essai pour le procédé de calcul. Détermination des limites.

La question de la résistance des dalles de béton armé rectangulaires et à nervures en fonction de la force de l'armature a été étudiée par le «Oesterreichische Eisenbeton-Ausschuß» sous la direction de son président, le Conseiller ministériel *F. Gebauer* et si bien mise au clair qu'une proposition de *F. v. Emperger* et *Haberkalt* doit être introduite dans les prescriptions autrichiennes pour le béton armé (cf. fig. 13). Cette proposition consiste à relever par rapport aux pre-

scription actuelles (du point II au point III) la limite entre les deux domaines dans lesquels la limite d'écoulement ou la résistance de cubes est déterminante. Ceci correspond à un relèvement de 20 % de la compression admissible du béton

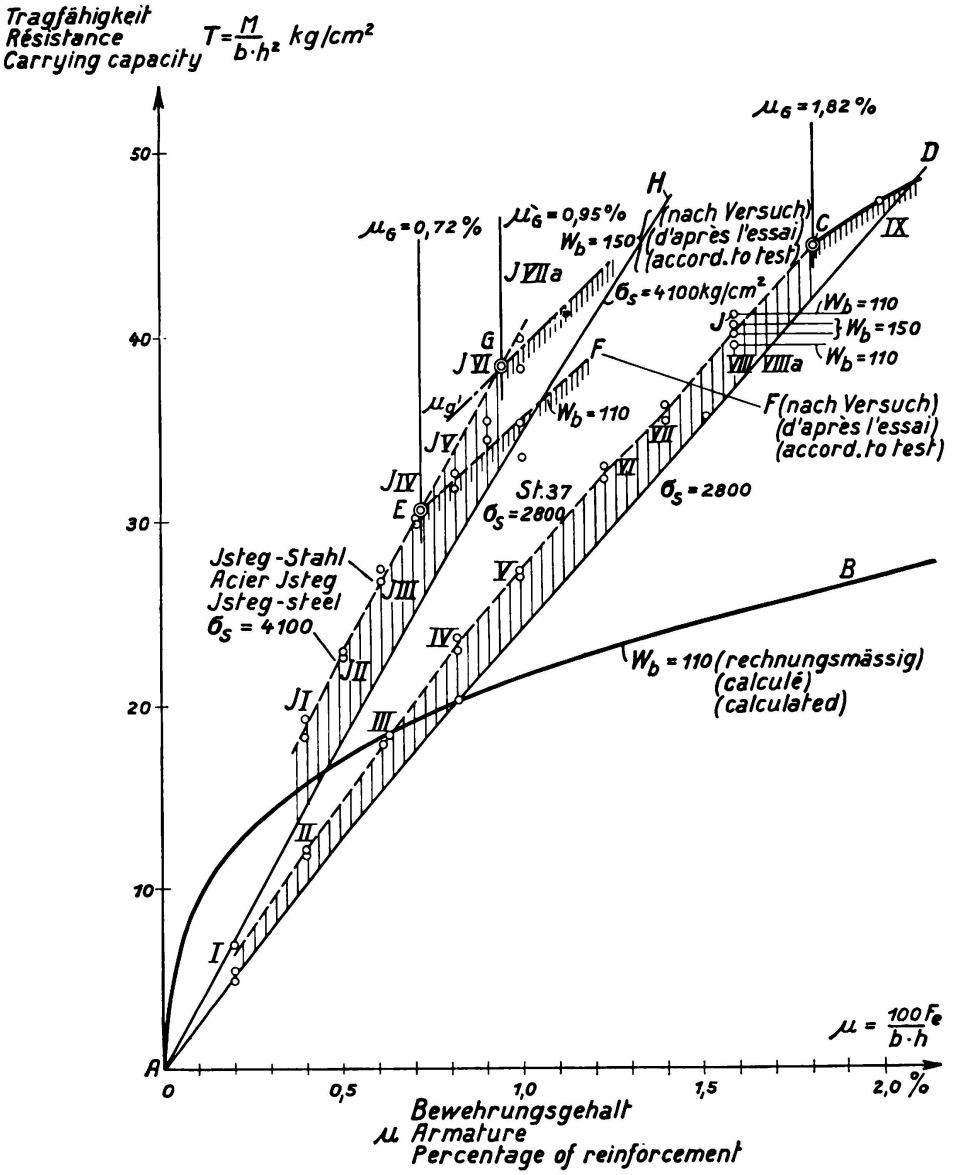


Fig. 14.

La résistance des poutres de béton armé à section rectangulaire, en fonction de l'armature, d'après les essais de Dresde.

par rapport à la contrainte admissible actuelle. Mais comme on a conservé les contraintes admissibles, il existe un saut dans la courbe de la résistance à la limite d'armature (point III). Cette solution n'est par conséquent pas encore tout-à-fait satisfaisante car elle n'est fondée que pour des sections rectangulaires et parce qu'il peut se présenter des cas où par adjonction de fers d'armature la résistance diminue dans les calculs. Aux endroits de forte compression du béton on dispose d'élargissement en hauteur ou en largeur des nervures et même lorsque cela est nécessaire on introduit des fers de compression qui ne sont

jamais complètement utilisés et qui avant tout nuisent à l'exécution du bétonnage et par conséquent à la qualité de la liaison. Comme il arrive souvent que dans la conformation des constructions de ponts et charpentes il faut éviter les voûtes, spécialement dans la concurrence avec l'acier, il est nécessaire de mettre cette question tout-à-fait au clair.[15]

a) Pour le premier domaine où la limite d'écoulement de l'acier est déterminante, les essais de Dresde 1936, exécutés sur des poutres à section rectangulaire (fig. 14) armées d'acier St. 37 et Isteg nous ont donné les résultats suivants: La courbe de la résistance est à peu près une ligne droite et les ordonnées sont en moyenne de 12,5 % plus grandes que les valeurs calculées. Ceci donne une réserve de sécurité très à propos. La limite d'écoulement est dans ce premier domaine de nouveau déterminante pour la sécurité. Il n'y a aucune raison de modifier le procédé de calcul employé jusqu'à présent. Ces essais de Dresde (fig. 14) permirent aussi de déterminer les limites d'armature suivantes qui séparent le premier domaine dans lequel la limite d'écoulement de l'acier est déterminante du second domaine où la résistance de cube est déterminante. On obtient:

pour l'acier St. 37: avec $\sigma_s = 2800$ kg/cm² et $W_b = 110$ kg/cm²
$\mu_G = 1{,}82$ %,
pour l'acier Isteg: avec $\sigma_s = 4100$ kg/cm² et $W_b = 110$ kg/cm²
$\mu_G = 0{,}72$ %,
pour l'acier Isteg: avec $\sigma_s = 4100$ kg/cm² et $W_b = 150$ kg/cm²
$\mu_G = 0{,}95$ %.

Les lignes que l'on a trouvées par les essais dans le second domaine, CD pour l'acier St. 37 et EF pour l'acier Isteg se trouvent sensiblement plus haut que la ligne AB de la résistance obtenue par le calcul. Il faut encore remarquer que pour une armature de 1,6 % les points J que l'on a trouvés lors des essais appartiennent en partie à $W_b = 110$ kg/cm² et partie à $W_b = 150$ kg/cm² donc que dans le premier domaine la résistance est indépendante de la résistance de cube.

b) De nouveaux essais sont en cours pour la détermination de la limite d'armature μ_G pour les dalles rectangulaires et à nervures armées de differentes sortes d'aciers.

Lors des essais de Dresde, le *Dr. E. Friedrich*, collaborateur scientifique au Laboratoire officiel d'essai des matériaux à Dresde a proposé un procéde remarquable pour la détermination de cette limite.[16] On obtient une représentation très expressive en portant en ordonnée la capacité de résistance $T = \frac{M \cdot h}{J_i}$ et en abscisse les valeurs $\frac{1}{s} = \frac{h}{x}$. Si l'on se base pour la rupture, dans la zone comprimée du béton, sur la résistance de prisme $\sigma_p = 0{,}75\, W_b$ et sur un nouvel état IIc avec répartition rectangulaire des contraintes (en tenant compte

[15] cf. aussi *R. Saliger*-Vienne: „Versuche über zielsichere Betonbildung und an druckbewehrten Balken". Beton und Eisen, 1935, cahier 1, p. 12.

[16] cf. contribution à la discussion: E. Friedrich.

de la déformation plastique du béton) ou bien de l'ancien état IIb avec répartition triangulaire des contraintes, on obtient comme limite:

$$s_g' = \frac{x}{h} = \frac{3}{2} - \frac{1}{2} \cdot \sqrt{\frac{3\,(1+3\,k)}{3+k}} \tag{49}$$

où le coefficient

$$k = \frac{\sigma_s}{n \cdot \sigma_p}. \tag{50}$$

Comme limite d'armature on obtient:

$$\mu_G = s_g \cdot \frac{\sigma_{b\,adm}}{\sigma_{e\,adm}}. \tag{51}$$

La comparaison avec les résultats de poutres à section rectangulaire (essais de Dresde 1936) donne une concordance satisfaisante.

c) Pour l'utilisation de la résistance dans le second domaine où la resistance de cube du béton est déterminante pour la rupture, ce n'est que lorsque seront terminés les essais actuellement en cours à Dresde avec des dalles rectangulaires et à nervures armées d'aciers St. 37, St. 52 et d'autres aciers à haute résistance, que l'on pourra faire des propositions qui pourront remplacer le relèvement des tensions admissibles adopté exceptionnellement jusqu'ici pour les cadres et les voûtes (Volle Rechteckquerschnitte, § 29 Tableau IV, chiffres 5b, β et δ).

Ces considérations nous amènent aux conclusions que dans le premier domaine des poutres faiblement armées, il ne faut apporter aucune modification au procédé de calcul actuel; qu'à l'avenir cependant le domaine pourra être étendu jusqu'à la limite d'armature μ_G à calculer qui pourra être déterminée par les essais en cours; et que au-delà de cette limite, dans le second domaine, la contrainte de compression du béton pourra être calculée d'après un nouveau procédé pour diminuer l'emploi de fers comprimés et de voûtes.

III. — Contre l'hypothèse de la limite d'écoulement σ_s comme base pour la sécurité à la rupture ($v_B = \sigma_s : \sigma_{e\,adm}$; éq. 7) dans les pièces en béton faiblement armées on émet l'objection que par suite de la *déformabilité plastique du béton* on obtient dans bien des essais de rupture une valeur calculée plus élevée que la limite d'écoulement, c'est-à-dire

$$\sigma_{e\,max} > \sigma_s$$

et que par conséquent cette réserve de sécurité peut encore être utilement employée.[17] Dans la fig. 15 nous avons porté ces «valeurs en excès»

$$\beta = \frac{\sigma_{e\,max} - \sigma_s}{\sigma_s}. \tag{42}$$

en fonction de la résistance de cube $W_{b\,90}$ comme on les a obtenues pour des dalles à nervures dans les nouveaux essais de Dresde au cours desquels on a apporté un soin particulier à cette observation. Avec une qualité de béton croissante on peut en principe déterminer un accroissement de cette valeur β, qui varie pour les dalles à nervures entre 4 % et 26 % (dans le cas de la fig. 14

[17] cf. *W. Gehler:* Association intern. pour l'essai des matériaux, Congrès de Zurich 1931, Rapport: „Festigkeit, Elastizität und Schwinden von Eisenbeton", p. 1079 à 1087 où ce mode de plasticité du béton est traité en comparaison avec l'acier. (Rapport, Zurich 1932, éd. A.I.M.)

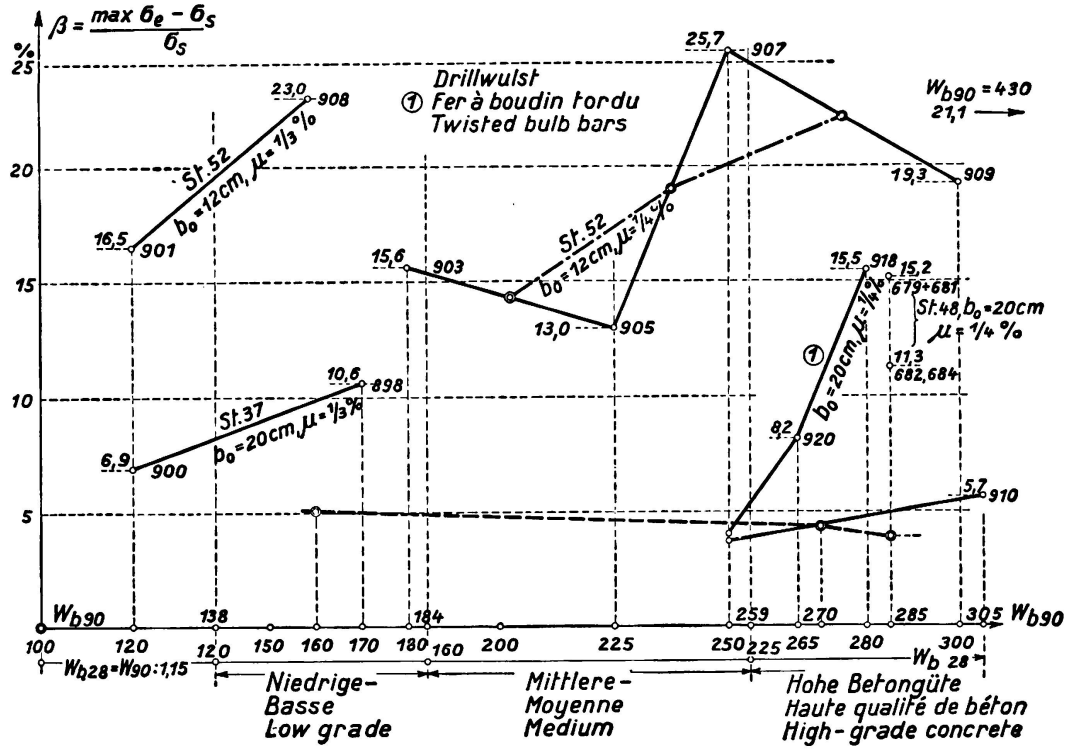


Fig. 15.

La valeur de la déformabilité plastique β en fonction de la qualité du béton $W_{b\,90}$ (Essais de Dresde 1936 sur des dalles à nervures).

on avait en moyenne β = 12,5 %). Par contre on ne put trouver aucune loi. *On peut recommander par conséquent de renoncer à l'utilisation de cette réserve de sécurité fortement variable et de baser la sécurité à la rupture de dalles en béton faiblement armées après comme avant sur la limite d'écoulement.*

IV. — *La grandeur de la sécurité à la rupture* d'après les derniers essais de Dresde exécutés sur les dalles à nervures est contenue dans le tableau IV.

Tableau IV.

Type d'acier	St 37	St 52	Isteg	à boudin tordu
σ_s en moy.	2610 à 2935 2790 = env. *2800*	3840 à 4445 3980 = env. *4000*	4035 à 4425 4110 = env. *4100*	4000 à 4390 *4200*
$\sigma_{e\,adm}$	*1200*	*1800*	*1800*	*1800*
$\nu_B = \sigma_s : \sigma_{e\,adm}$	*2,33*	*2,22*	*2,28*	*2,33*

La sécurité à la rupture exigée d'au moins deux fois est ainsi largement assurée lors d'une sollicitation statique avec 1200 kg/cm² pour l'acier St. 37 et avec 1800 kg/cm² pour l'acier à haute résistance.

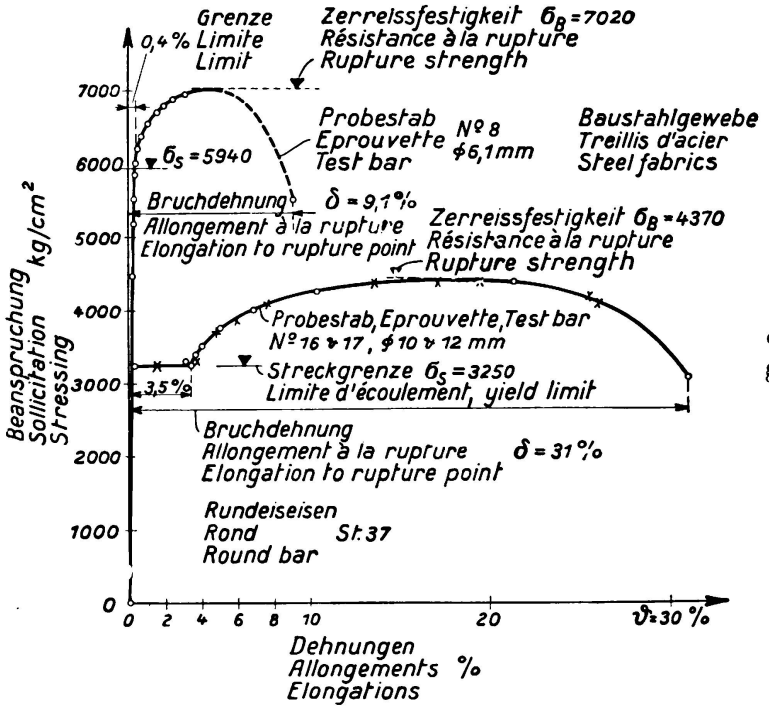


Fig. 16.
Diagrammes des contraintes - allongements des treillis d'acier et des ronds en St. 37.

E. — L'application de l'acier à haute résistance comme armature de retrait dans la construction des routes en béton.

Des essais de Stuttgart, le prof. *E. Mörsch* a conclu que par l'introduction d'une armature, le retrait du béton est réduit de moitié, d'où l'on obtient la justification de l'emploi d'une armature de retrait pour les routes de béton. Si l'on emploie la même section de fer F_e comme armature de retrait, on peut se poser la question de savoir s'il faut à cause de la sécurité à la fissuration utiliser l'acier St. 37 ou l'acier à haute résistance, par exemple les treillis d'acier, en se basant sur les essais de Dresde.

1° — *La comparaison des diagrammes contraintes-allongements des treillis d'acier* et des ronds en acier St. 37 (fig. 16) montre que l'on ne peut pas fixer un écoulement dans les treillis d'acier alors que la limite d'écoulement est tout-à-fait distincte pour l'acier St. 37. D'après DIN 1602 il faut admettre la limite de 0,2 % de l'allongement permanent comme limite d'écoulement qui, ainsi que le démontrent les essais de Dresde, coïncide pratiquement avec la limite de 0,4 % de l'allongement total. On obtient donc pour un treillis d'acier $\sigma_s = 5940$ kg/cm² pour un $\sigma_B = 7020$ kg/cm² et un allongement à la rupture $\delta = 9{,}1$ %.

2° — La chaussée des routes de béton est aussi sollicitée par les déformations résultant du trafic. Les dalles avec treillis d'acier, sollicitées à la flexion (essais de Dresde 1934) nous conduisent à distinguer les trois domaines suivants (fig. 17): *dalles non fissurées (largeur des fissures $b_1 = 0$); dalles avec fissures de l'épaisseur d'un cheveu (largeur des fissures $b_2 < b_{R\,adm} = \frac{1}{8}$ mm, (cf. éq. 40)* et *dalles avec fissures fines* $\left(\frac{1}{8}\ mm < b_R < \frac{1}{4}\ mm\right)$.

1er *domaine: Dalles non fissurées.* Jusqu'à un allongement du fer ou du béton $\varepsilon = 0{,}02$ %, donc une contrainte dans le fer de $\sigma = \varepsilon . E = 400$ kg/cm²,

la dalle reste sans fissure dans la zone tendue du béton. (Limite inférieure de fissuration sur la base des essais de Dresde sur des poutres de béton non armé 55 · 15 · 10 cm et dalles avec treillis d'acier).

2e *domaine: Dalles avec fissures de l'épaisseur d'un cheveu.* Pour la largeur de fissure admissible $b_{R\,adm} = \frac{1}{8}$ mm (d'après l'éq. 40) on peut calculer pour une longueur totale de la partie fissurée (de la poutre auscultée, cf. fig. 18)

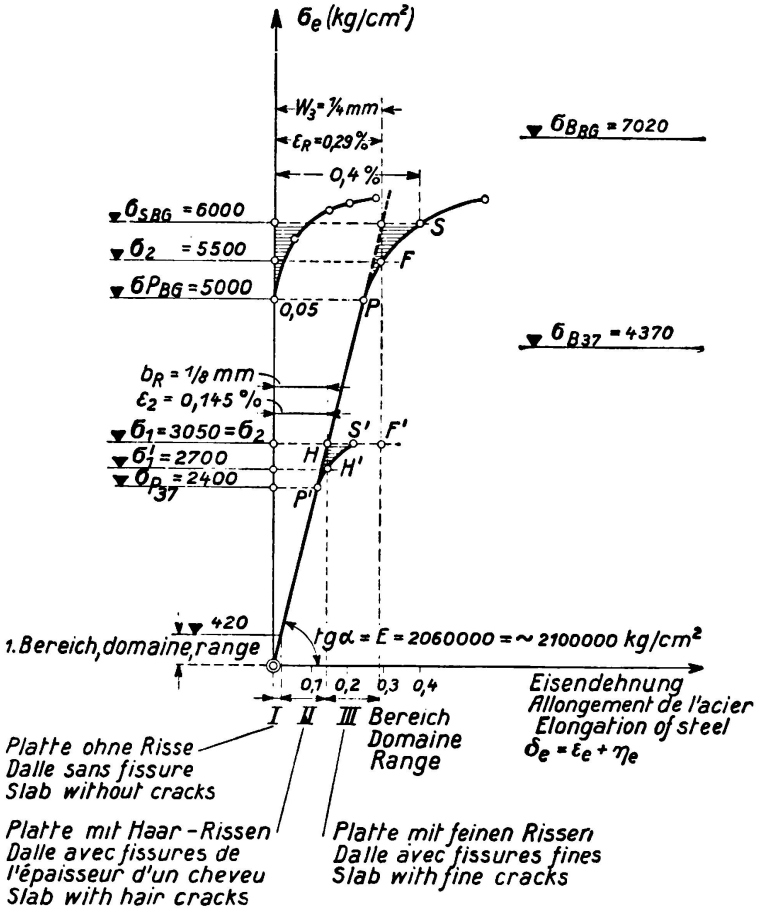


Fig. 17.

Les diagrammes des contraintes-allongements pour l'acier St. 37 et les treillis d'acier et la largeur de fissure d'après les essais de Dresde.

de 950 mm et pour 11 fissures la somme des largeurs de fissure à cette limite

$$11 \cdot \frac{1}{8}\ \text{mm} = 1{,}375\ \text{mm},$$

et l'allongement du fer sur cette partie

$$\varepsilon_1 = 1{,}375\ \text{mm} : 950\ \text{mm} = 0{,}145\ \%.$$

Comme dans la fig. 17, OP'S' représente le diagramme obtenu des efforts-allongements et OPS le diagramme pour le treillis d'acier (cf. aussi fig. 16), on obtient pour leurs points d'intersection H' et H avec les verticales la distance $\delta = \varepsilon_2 = 0{,}145\ \%$ de l'axe des coordonnées, les ordonnées $\sigma'_2 = 2700\ \text{kg/cm}^2$ et $\sigma_2 = 3050\ \text{kg/cm}^2$.

La limite supérieure de la largeur de la fissure $b_R = \frac{1}{8}$ mm est donc atteinte pour un treillis d'acier avec une charge de 13 % plus grande que pour l'acier St. 37.

3e *domaine: Dalles avec fissures fines.* Comme limite supérieure de la largeur des «fissures fines» on peut admettre le double de $b_{R\,adm} = \frac{1}{8}$ mm, donc $b_3 = \frac{1}{4}$ mm. D'après l'expérience acquise, la protection contre la rouille n'est plus complètement assurée dans ce domaine mais elle l'est dans la règle. Cette limite supérieure est atteinte pour un allongement du fer $\varepsilon_3 = 2 \cdot \varepsilon_2 = 2 \cdot 0{,}145\,\% = 0{,}29\,\%$. A cette abscisse correspondent dans la fig. 17 les points F′ et F des deux courbes avec les coordonnées $\sigma'_3 = \sigma_{s37} = 3070$ kg/cm² et $\sigma_3 = 5500$ kg/cm².

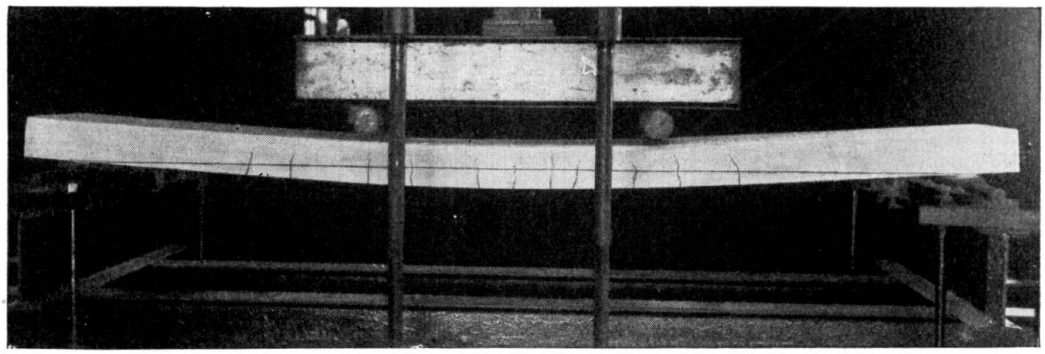


Fig. 18.

Dalle armée avec treillis en acier de construction (Essais de Dresde 1934).

La limite supérieure ($b_3 = \frac{1}{4}$ mm) des fissures fines sera atteinte pour l'acier St. 37 à la limite d'écoulement $\sigma_s = 3000$ kg/cm², par contre pour les treillis d'acier seulement avec $\sigma_e = 5500$ kg/cm², c'est-à-dire pour une charge 80 % plus grande. *La garantie contre la rouille qui dépend de la largeur de fissure* b_R *est par conséquent plus grande pour les treillis d'acier que pour l'acier St. 37 (en admettant une même section de fer).*

F. — Sollicitations oscillantes des constructions de béton armé dans l'emploi d'aciers à haute résistance.

Afin de pouvoir tirer, des résultats des essais de fatigue exécutés sur des constructions de béton armé, sollicitées à la flexion et armées d'aciers à haute limite d'écoulement, des conclusions intéressant le coefficient de sécurité, nous proposons le procédé suivant:

1° — Pour la «*sécurité au trafic*» nous introduisons l'expression suivante:

$$\nu = \frac{w_v}{w_R} \tag{43}$$

w_v représente la plus grande amplitude trouvée par les essais de fatigue et qui peut encore être supportée un nombre de fois infini[18] et w_R la plus grande amplitude imaginable qui peut servir de base au calcul statique. Désignons par σ_o et σ_u les limites supérieure et inférieure de contrainte dans les essais à la fatigue, on a:

$$w_v = \sigma_o - \sigma_u \tag{44}$$

[18] D'après les nombreux essais à la fatigue effectués sur des constructions on peut admettre dans ce domaine que l'amplitude est à peu près indépendante de la précontrainte (contrainte moyenne).

Mais comme dans le calcul statique, en tenant compte du coefficient dû aux efforts dynamiques, la contrainte admissible ne doit pas être dépassée, cette dernière forme la limite supérieure et la sollicitation engendrée par la charge permanente seulement la limite inférieure de tension, dans le calcul statique, de telle sorte que l'on a

$$w_R = \sigma_{adm} - \sigma_g. \tag{45}$$

2° — Pour la *détermination de l'amplitude dans le calcul statique* on se basera sur un cas déterminé, si possible défavorable qui est caractérisé par les deux hypothèses suivantes:

a) $\sigma_p : \sigma_g = 2 : 1$

b) Comme coefficient dû aux actions dynamiques il faut admettre la plus grande valeur qui d'après DIN 1075 peut se présenter $\varphi = 1{,}4$. Dans ce cas limite on a:

$$\sigma_{adm} = \sigma_g + \varphi \cdot \sigma_p = \sigma_g + 1{,}4\ (2 \cdot \sigma_g) = 3{,}8\ \sigma_g \tag{46}$$

et

$$w_R = \sigma_{adm} - \sigma_g = \sigma_{adm}\left(1 - \frac{1}{3{,}8}\right) = 0{,}737\ \sigma_{adm}. \tag{47}$$

D'après les équations 44 et 47, l'expression de la sécurité au trafic (éq. 43) est:

$$\nu = \frac{\sigma_o - \sigma_u}{\sigma_{adm} - \sigma_g} = \frac{\sigma_o - \sigma_u}{1{,}737\ \sigma_{adm}}. \tag{48}$$

3° — Nous proposons de prendre $\nu = 2$ comme coefficient nécessaire de sécurité au trafic. Ceci signifie que dans le cas de la rupture à la fatigue l'amplitude est deux fois plus grande que l'amplitude basée sur le calcul statique. Une comparaison avec les prescriptions (procédé γ) des Chemins de fer du Reich, 1934, pour le calcul des ponts-rails métalliques nous conduit au résultat que le choix que nous avons fait du coefficient de sécurité correspond à une sécurité plus grande que celle exigée pour les ponts-rails métalliques (surtout si l'on tient compte de l'influence défavorable des assemblages rivés et soudés).

4° — D'après ce procédé, les résultats des essais à la fatigue de Stuttgart avec des aciers Isteg sont résumés dans le tableau V où il faut prendre les valeurs fondamentales des dalles d'essai et où les valeurs w_V, w_R et ν sont calculées d'après les éq. 44, 47 et 48. *Résultat:* L'acier à haute résistance St. 60 en liaison avec du béton ordinaire dont $W_{b28} = 120$ kg/cm² donne un coefficient de sécurité $\nu = 2{,}05$ alors que $\nu = 2{,}9$ dans l'emploi d'acier St. 37. Le coefficient de sécurité des deux dalles avec acier Isteg se trouve entre ces deux valeurs avec $\nu = 2{,}5$ et 2,2. Par l'emploi de béton à haute résistance dont $W_{b28} = 225$ kg/cm² le coefficient de sécurité est relevé par rapport au béton ordinaire, de 2,2 à 2,5.

5° — Nous avons interprété suivant le même procédé les résultats des essais à la fatigue de Stuttgart 1934 effectués sur des dalles avec treillis d'acier.

Résultat: Les dalles avec acier St. 37 et béton ordinaire donnent ici un coefficient de sécurité un peu plus faible, à savoir $\nu = 2{,}57$. Les deux dalles avec treillis d'acier des séries b′ et e′ qui étaient dimensionnées avec les contraintes extraordinaires de $\sigma_e = 2620$ kg/cm² et 2400 kg/cm² présentent un coefficient de sécurité trop petit, à savoir $\nu = 1{,}23$ et 1,29, c'est-à-dire nettement

moins que $\nu = 2$. Par contre une dalle avec treillis d'acier de la série d', dimensionnée avec $\sigma_e = 1950$ kg/cm² et constituée de béton à haute résistance $W_{b28} = 225$ kg/cm², avait le coefficient de sécurité $\nu = 1{,}88$. En admettant un accroissement linéaire, on peut attendre dans le dimensionnement avec $\sigma_e = 1800$ kg/cm² et $W_{b28} = 225$ kg/cm² un coefficient de sécurité

$$\nu = 1{,}88 \cdot \frac{1950}{1800} = 2{,}03.$$

6° — Avec cette interprétation des essais à la fatigue de Stuttgart on a la démonstration *qu'il est exact de choisir pour les dalles une contrainte admissible de l'acier* $\sigma_e = 1800$ *kg/cm² même lorsque l'on a des charges mobiles* en admettant qu'une résistance minima de cubes $W_{b28} = 225$ kg cm² est assurée. Avec cette exigence au sujet de la qualité du béton il faut admettre si l'on se base sur l'expérience acquise, un coefficient de sécurité à la fissuration suffisant.

Comme l'on n'a pas encore exécuté des essais sur des poutres soumises à des charges mobiles, nous proposons de laisser la sollicitation des poutres à $\sigma_e = 1500$ kg/cm².

Tableau V.

Type d'armature et de béton	série d'essais	Epaisseur de la dalle d (cm)	Dimensionnement σ_b / σ_e	qualité du béton théorique	qualité du béton réelle	Type d'acier σ_s	Type d'acier $\sigma_{e\,max}$	Coefficient de plasticité $\beta' = \frac{\sigma_{e\,max}}{\sigma_s}$	w_V	w_R	Sécurité au trafic $\nu = tg\alpha = \frac{w_V}{w_R}$
Isteg + béton à haute résistance	d	11,5	64/1850	*200*	*260*	4500	5800	1,29	3440	1365	2,52
Isteg + béton	c	14,2	47/1750	120	118	4500	5600	1,24	2840	1290	2,20
St 60 + béton	b	13,7	47/1750	120	123	4300	4920	1,14	2640	1290	2,05
St 37 + béton	a	14,1	40/1200	120	123	2950	3440	1,16	2570	884	2,91
Treillis d'acier et béton a haute résistance	d'	13,8	64/*1950*	*210*	*239*	5900	7120	1,21	2700	1435	1,88 [19]
idem + béton	b'	17,4	41/*2620*	160	219	5800	8160	1,41	2360	1920	1,23
idem + béton	e'	10,8	52/*2400*	180	195	6150	7740	1,26	2280	1770	1,29
St 37 + béton	a'	14,0	39/1150	130	115	2400	3200	1,33	2180	847	2,57

[19] $1{,}88 \cdot \frac{1950}{1800} = 2{,}03.$

G. — Les contraintes admissibles des armatures à haute limite d'écoulement pour les constructions en forme de dalles rectangulaires et à nervures.

1° — Les contraintes admissibles données dans le tableau VI furent fixées le 14 janvier 1935 par le «Deutscher Ausschuß für Eisenbeton» sur la base des résultats exposés ici des essais effectués à Dresde et prescrites par les autorités compétentes. Au sujet des essais et des explications données ci-dessus, il faut encore ajouter ce qui suit:

Tableau VI.

Les contraintes admissibles
des armatures à haute limite d'écoulement pour les constructions en forme de dalles rectangulaires et à nervures.

1	2	3	4	5	6	7	8
Numérotation	Sorte d'acier	Limite d'écoulement minima[20]	Allongement minimum à la rupture	Résistance minima de cubes de béton	$\sigma_{e\ adm}$ Dalles rectangulaires	$\sigma_{e\ adm}$ Dalles à nervures	Domaine de validité
No	—	kg/cm²	%	kg/cm²	kg/cm²	kg/cm²	—
1	St 52	3600	20	120 225	1500 *1500*	1200 *1500*	Aussi pour des charges mobiles[22]
2	St 52	3600	20	120 160 225	1500 1800 1800	1200 1200 1500[23] 1800[24]	Lorsque les charges sont principalement immobiles et seulement pour les charpentes non exposées aux intempéries
3	Acier spécial[21]	3600	14[25]	120 160 225	1200 1800 1800	1200 1200 1500[23] 1800[24]	
4	Acier spécial[21]	5000	14[26]	120 160 225	1200 2200 2200	1200 1200 1500[23] 1800[24]	

[20] *Limite d'écoulement.* D'après les prescriptions concernant le béton armé § 7, il faut contrôler les propriétés de l'acier. Pour les armatures sans limite d'écoulement prononcée on peut introduire comme limite d'écoulement au lieu de la limite — 0,2 % de l'allongement permanent d'après DIN 1602, la limite — 0,4 % de l'allongement total, ceci sur la base des essais en cours et jusqu'à une détermination définitive.

[21] *Armatures d'acier spécial* disposées suivant les prescriptions de la police de construction.

[22] Correspond à la prescription actuelle.

[23] Lorsque la section de chaque fer d'armature est $> 3{,}14$ cm² (Dans les fers tordus, c'est la surface de la barre tordue qui est déterminante).

[24] Lorsque la section de chaque fer d'armature est $\leqq 3{,}14$ cm² (même remarque que sous 4).

[25] Dans les dalles rectangulaires on peut admettre aussi un acier avec allongement minimum à la rupture de 10 %.

[26] Dans les dalles rectangulaires on peut admettre aussi un acier avec allongement minimum à la rupture de 8 %.

a) Sur la base des essais de Stuttgart effectués sur des dalles on peut admettre, lorsque l'on emploie de l'acier St. 52 ou des aciers spéciaux correspondants et un béton avec $W_{b28} \geqq 225$ kg/cm², *un relèvement pour les dalles (6ème colonne, 2ème rangée) de la valeur* $\sigma_{e\,adm} = 1500$ *kg/cm² jusqu'à* $\sigma_{e\,adm} = 1800$ *kg/cm² et même lorsque l'on a affaire à des charges mobiles.*

b) *La restriction des notes 23 et 24,* avec la valeur constante $F_c = 3{,}14$ cm² devrait être remplacée d'après nos équations 28 et 40 par une prescription moins élevée, ce qui ne peut se faire que sur la base de nouveaux essais.

2° — L'observation critique de la sécurité à la rupture de dalles de béton armé (cf. sous D II et les fig. 13 et 14) nous conduit aux résultats suivants:

a) *Dans le premier domaine des poutres faiblement armées, où la limite d'écoulement du fer est déterminante pour la rupture (cas général), il n'est besoin d'apporter aucune modification au procédé de calcul actuellement en usage.*

b) *Aussitôt que la limite d'armature* μ_G, *que sépare les deux domaines, sera déterminée par les essais en cours à Dresde sur l'acier St. 37 et l'acier à haute résistance, on pourra étendre ce premier domaine jusqu'à cette limite et ainsi employer ici le procédé simple de calcul.*

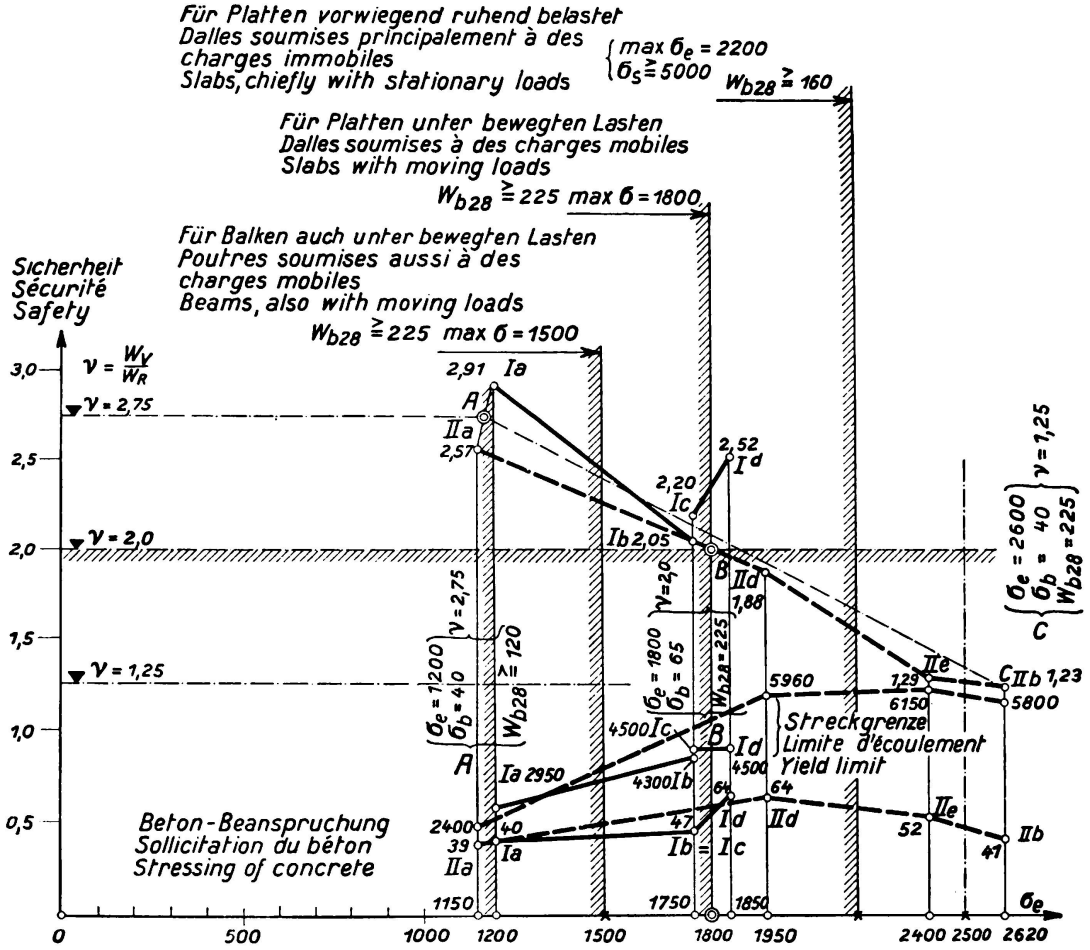


Fig. 19.

Résultats des essais à la fatigue effectués à Stuttgart sur des dalles avec armatures en Isteg et en treillis d'acier (I et II).

c) Au-delà de cette limite, c'est-à-dire dans *le second domaine,* dans lequel la résistance du béton à la compression est déterminante pour la rupture (cas rare), on peut introduire comme base *un nouveau procédé avec utilisation plus étendue du matériau. Autant que possible il faut éviter la disposition de fers de compression et de voûtes,* ce qui permet d'obtenir une *amélioration de l'aspect constructif.*

Nos essais avec des aciers à haute résistance en béton armé nous conduisent aux résultats: que la *sauvegarde de la sécurité à la fissuration et à la rupture autorise un relèvement appréciable des sollicitations admissibles donc de l'utilisation des matériaux* (cf. tableau VI). Ils nous conduisent encore à un *examen critique de la sécurité* et enfin à *l'extension de notre procédé usuel de calcul afin d'améliorer la disposition constructive.* Cette *transformation basée sur des* essais permet de combler une lacune existant jusqu'à présent dans notre science du béton armé.

Résumé.

La question de l'application de l'acier à haute résistance dans la construction de béton armé fut principalement mise au net par les nouveaux essais de Dresde de la Commission allemande pour le béton armé. La largeur des fissures fut photographiée avec agrandissement de 23 fois et la profondeur des fissures fut mesurée exactement.

La sécurité à la fissuration, rapport de la charge entraînant la première fissure à la charge utile, se monte à 1,8 pour une dalle appuyée de tous les côtes, avec armature croisée, à 1,4 pour une dalle appuyée sur ses quatre coins (essais pour dalles champignons), à 0,75 pour une dalle armée dans un sens et à 0,5 pour une dalle à nervures. L'application des aciers à haute résistance est par conséquent à recommander surtout dans les dalles. La sécurité à la fissuration croit avec la *qualité du béton* mais malheureusement, dans une mesure réduite, par suite de la plus grande fragilité des ciments à haute résistance. Plus la *section de fer* est petite par rapport à la section de béton et à la largeur des nervures, plus est grande la sécurité à la fissuration et plus est faible la *profondeur des fissures.* Mais comme d'autre part *l'ouverture des fissures* augmente avec la largeur des nervures, l'élargissement des nervures est limité par da détermination d'une ouverture admissible de fissure sous la charge utile (par exemple de $^1/_8$ mm). Ces considérations purement statiques conduisent à une *représentation physique:* qu'avec l'apparition de la fissure la partie de section fissurée, (profondeur de la fissure t x largeur de la fissure b_o), est exclue et par le fait même la force de traction qui agissait jusqu'alors dans le béton. La grandeur de cette force pour des bétons de qualité basse, moyenne et bonne peut être donnée par 4,8 et 12 % de la force de traction dans le fer. On peut s'attendre à une plus grande sécurité à la fissuration dans les sections en I ou en caisson. *Des poutres nervurées avec acier St. 52, principalement*

sollicitées par des charges immobiles présentent, pour une contrainte admissible dans le fer de 1800 kg/cm², la même sécurité qu'avec de l'acier St. 37 pour 1200 kg/cm².

Les charges de rupture déterminées conduisirent le 14. I. 1935 à l'établissement, par la Commission allemande pour le béton armé, d'un *tableau des contraintes admissibles dans l'acier à haute limite d'écoulement* (tableau IV) et à d'autres résultats. *Dans le premier domaine des poutres* faiblement armées, dans lesquelles la limite d'écoulement du fer est déterminante pour la rupture (cas général), il ne faut rien changer aux procédés actuels de calcul. Dès que la limite d'armature, qui sépare les deux domaines, sera déterminée par les essais en cours à Dresde, il sera possible d'étendre le premier domaine jusqu'à cette limite et par conséquent d'employer ici aussi le procédé simple de calcul. *Dans le second domaine, dans leques la résistance à la compression du béton* est déterminante pour la rupture (cas rare), on peut introduire un nouveau procédé, avec utilisation plus poussée du matériau, afin d'éviter les fers de compression et les voûtes et par sonséquent d'améliorer la disposition constructive.

Pour les charges mobiles l'interprétation des essais à la fatique de Stuttgart a montré que pour l'acier St. 52 dans les dalles, on peut prendre une contrainte admissible de 1800 kg/cm² pour les fers, lorsque la résistance de cube du béton est au moins de 225 kg/cm². On peut recommander de prendre 1500 kg/cm² pour les poutres à nervure.

Leere Seite
Blank page
Page vide

IIc 3

Aciers à haute résistance dans le béton armé.

Hochwertige Stähle im Eisenbetonbau.

High-Grade Steel in Reinforced Concrete.

Dr. Ing. R. Saliger,
Professor an der Technischen Hochschule Wien.

A. — Colonnes avec armatures à haute résistance.

Nous savons par les nombreux essais effectués sur des colonnes avec armature longitudinale et étriers[1] que l'utilisation de la limite d'écrasement de l'armature longitudinale n'est en général pas possible. La limite d'écrasement n'est atteinte que dans les colonnes de béton fretté. La raison en est, que l'écrasement à la rupture du béton n'atteint pas la contrainte d'écrasement des barres d'armature. La détérioration du béton intervient plus tôt et les barres longitudinales flambent. Dans ces colonnes la contrainte de l'armature longitudinale est donnée par le rapport $E_e : E_b$ et il n'y a aucune différence importante que l'armature longitudinale soit d'acier doux ou d'acier à haute résistance. *L'application de l'acier à haute résistance n'est par conséquent justifiée que dans les colonnes de béton fretté* qui peuvent supporter un plus gros écrasement.

a) Essais sur des colonnes de béton fretté, avec armatures à haute résistance.

Les travaux comprennent, à l'exclusion des essais effectués sur des colonnes de fonte frettées de béton, plusieurs séries d'essais qui furent exécutés de 1929 à 1933 et sur lesquelles nous avons déjà présenté des rapports.[2]

La première série concerne cinq types différents de colonnes, exécutés deux fois, en tout 10 colonnes de 1,2 m de longueur, section à 16 côtés avec un diamètre de 34 cm, section du béton 700 à 740 cm², résistance de prisme du béton 227 kg/cm², armature longitudinale en aciers ronds à haute résistance d'une contrainte d'écoulement moyenne de 7,35 t/cm², coefficient d'armature 4,3 à 8,8 %, frettage dans 8 colonnes avec des aciers possèdant une limite d'écoulement de 5,2 t/cm² avec coefficient de frettage de 0,5 à 2,0 %, dans 2 colonnes avec de l'acier ayant un $\sigma_s = 2{,}6$ t/cm² et un coefficient de frettage de 2,1 %.

---

[1] *Bach:* Mitteilungen über Forschungsarbeiten des V.D.J. cahiers 29 et 166; *Saliger:* Zeitschrift für Betonbau 1915, cahiers 2 à 4. *Commission du Ciment armé,* Paris 1907; *Emperger:* Versuche an Säulen aus Eisenbeton 1908; *Spitzer:* 3e cahier du österr. Eisenbetonausschuß 1912; *Mörsch:* Der Eisenbetonbau, *Deutscher Ausschuß* für Eisenbeton, cahier 5, 10, 14, 21, 28, 34.

[2] *Probst:* Vorlesungen über Eisenbeton, 1er vol. Berlin 1917. Beton und Eisen 1930, cahiers 1 et 17. Rapport présenté au Congrès international du béton et du béton armé, Liége 1930.

La deuxième série comprend six types différents de colonnes, en deux pièces égales chaque fois, de 1,2 m de longeur, section octogonale de 35 cm de diamètre, section de béton 760 cm², résistance de prisme 204 kg/cm², armature longitudinale en aciers ronds de 3,8 à 11,2 %, limite d'écoulement 7,7 t/cm². Dans 6 colonnes, l'armature longitudinale avait un joint soudé au milieu. Le frettage était constitué de fer en rubans avec une limite d'écoulement de 2,9 t/cm²; le coefficient de frettage était dans toutes les colonnes de 1,1 %.

La troisième série d'essai comprenait 16 colonnes de 3,0 m de longueur. La résistance de prisme du béton était de 116 kg/cm². L'armature longitudinale était constituée d'aciers ronds, pour 14 colonnes avec limite d'écoulement de 4,25 t/cm² et pour 2 colonnes avec limite d'écoulement de 2,77 t/cm². Le coefficient d'armature était de 3,8 à 14,8 %. Le frettage était constitué d'aciers ronds pour 6 colonnes avec une limite d'écoulement de 5,2 t/cm² et pour 10 colonnes avec $\sigma_s = 2{,}5$ t/cm². Le coefficient de frettage se trouvait entre 0,5 et 2,2 %.

D'autres essais concernent 10 colonnes de 3 m de longueur dont l'armature est constituée de profilés de laminage avec une limite d'écoulement de 2,67 t/cm² et un coefficient d'armature de 3,7 à 11,9 % (colonnes métalliques frettées par du béton). La section du noyau de 8 colonnes est de 680, respectivement 952 cm², celle de deux colonnes à section extérieure carrée est de 490 cm². La résistance du béton était de 146 kg/cm². Les fers de frettage avaient une limite d'écoulement de 2,5 à 2,9 t/cm² et le coefficient de frettage était de 0,6 à 1,3 %.

La cinquième série d'essais comprenait 6 colonnes de 1,5 m de longueur et 14 colonnes de 3 m de longueur, de 34 cm d'épaisseur et d'env. 760 cm² de surface de noyau. La résistance de prisme du béton était de 211 kg/cm². L'armature longitudinale en aciers ronds avait pour 4 colonnes une limite d'écoulement $\sigma_s = 2{,}4$ et pour 16 colonnes un $\sigma_s = 6{,}16$ à 6,92 t/cm² avec coefficient d'armature de 4,6 à 11,0 %. Le frettage était constitué d'acier avec $\sigma_s = 2{,}0$ à 2,3 t/cm² avec pourcentage de 0,5 à 2,1 %.

b) Conclusions tirées des essais et de considérations théoriques.

1° *Domaine de validité.*

Dans les essais cités l'armature longitudinale était constituée d'acier avec limite d'écoulement de 2,2 à 7,7 t/cm², avec pourcentage d'armature de 4 à 14 %. Pour le frettage on s'est servi d'acier avec $\sigma_s = 2{,}0$ à 5,2 t/cm² avec pourcentage de 0,5 à 2 %. Les essais concernent donc tout le domaine des pourcentages et des qualités d'armature qui se présentent dans la pratique.

2° *Utilisation des armatures longitudinales.*

L'écrasement à la rupture des colonnes de béton fretté dépasse en général sensiblement la compressibilité du béton non armé. Dans une armature frettante suffisamment forte il est si grand que la limite d'écrasement des armatures est atteinte ou que la limite d'écoulement est dépassée. Nous n'avons constaté aucune différence appréciable entre la limite d'écrasement dans l'essai de compression et la limite d'écoulement dans l'essai de traction de l'acier. Dans les colonnes frettées il est possible d'utiliser complètement les armatures en acier à haute résistance. Le comportement des colonnes métalliques enrobées de béton est

le même que celui d'une armature longitudinale sans rigidité. Le flambage des barres prises individuellement ou des colonnes métalliques enrobées de béton n'entre pas en ligne de compte dans un type de construction pratique. Lorsque le degré d'écoulement est grand il peut exister un danger de flambage pour la colonne considérée dans son unité.

3° *Force nécessaire du frettage.*

La limite d'écrasement de l'armature longitudinale pouvait être utilisée pour chaque colonne dont la force du frettage.

$$F_u \cdot \sigma_{u\,écoul} \geqq 0{,}05\, F_e \cdot \sigma_{écras} \quad \text{et}$$

dont

$$F_u\ \sigma_{u\,écoul} \geqq 0{,}1\, F_k \cdot \sigma_p$$

ou

$$\mu_u \geqq 0{,}05\, \mu \frac{\sigma_{écras}}{\sigma_{u\,écoul}} \text{ et } \mu_u = 0{,}1\, \frac{\sigma_p}{\sigma_{u\,écoul}}$$ [3]

σ_p représente ici la résistance de prisme du béton.

Si la force du frettage (exprimée par $F_u \cdot \sigma_{u\,écoul}$ descend au dessous d'une certaine valeur, la limite d'écrasement de l'armature longitudinale n'est pas sûrement atteinte. Si la force du frettage est nettement plus grande, le béton des colonnes peut supporter un écrasement plus fort et les armatures longitudinales atteignent des compressions qui, pratiquement, peuvent dépasser la limite d'écrasement. Toutes conditions restant les mêmes, un frettage dont la limite d'écoulement est haute est beaucoup plus efficace qu'un frettage constitué de fer doux.

4° *Effet du frettage.*

Le frettage a un double rôle: L'augmentation de la résistance du béton par un frettage circulaire est $N_u = \alpha \cdot F_u \cdot \sigma_{u\,écoul}$ Si le béton n'avait aucune résistance propre et s'il se comportait comme un liquide on aurait $N_u = \frac{1}{2} F_u \cdot \sigma_{u\,écoul}$, c'est-à-dire $a = \frac{1}{2}$. Pour le béton on peut tirer des essais et de la théorie, lorsque m est le nombre de Poisson, $a = \frac{m}{2} = 1{,}4$ à 4, où la plus petite valeur est valable pour une forte compression, dans du béton à haute résistance, et la valeur la plus grande pour une compression plus faible, dans du béton de moindre résistance. Plus le béton a une haute résistance, plus est faible le coefficient a qui exprime l'effet de frettage. En moyenne on peut calculer avec $a = 2$ à 3. L'effet de frettage croit avec la limite d'écoulement $\sigma_{u\,écoul}$ du frettage. Le premier rôle du frettage repose donc sur une augmentation de la résistance à la compression du béton de $\Delta\sigma_p = \frac{N_u}{F_k} = 2{,}5 \cdot \mu_u \cdot \sigma_{u\,écoul}$ en moyenne. Le deuxième rôle du frettage est d'assurer suffisamment de grandes déformations du béton, de faire atteindre à l'armature longitudinale la limite d'écrasement, de permettre l'action combinée des deux matériaux et pour

[3] L'idée qu'un frettage plus fort, d'env. 2 à 3% était nécessaire pour assurer l'utilisation complète de la résistance de prisme et de la limite d'écoulement de l'armature longitudinale, n'est pas confirmée par les essais: voir *Freudental:* „Verbundstützen für hohe Lasten", Berlin 1933.

terminer de réduire le flambage des barres longitudinales. Pour des compressions allant jusqu'à la résistance propre du béton la sollicitation du frettage est faible. Lorsque les écrasements sont grands la contrainte du frettage croit rapidement jusqu'à la limite d'écoulement et dans tous les cas jusqu'au déchirage.

5° *Fissuration.*

Jusqu'à la fissuration de l'enveloppe toute la surface de la section de béton (noyau et enveloppe) et les barres longitudinales agissent de la même façon que dans une colonne ordinaire de béton armé longitudinalement, dans le rapport de la dimension d'allongement $E_e : E_b$, sans être fortement influencées par le frettage. Les fissures longitudinales apparaissent pour une compression du béton qui est à peu près égale à la résistance de prisme. L'allongement transversal ε_q du béton et par le fait même aussi de l'enveloppe est environ $\varepsilon_q = \frac{\varepsilon}{m}$. Admettons que l'on ait pour la capacité d'allongement du béton $\varepsilon_q = (1{,}5 \text{ à } 2) \cdot 10^{-4}$ et $m = 7$ · on obtient $\varepsilon = 7 \cdot (1{,}5 \text{ à } 2) \cdot 10^{-4} \approx (1 \text{ à } 1{,}5) \cdot 10^{-3}$ ce qui signifie que la fissuration de l'enveloppe apparaitra pour un raccourcissement de la colonne de 1 à 1,5 mm/m. Pour un béton de moindre qualité ε_q est plus petit et m est plus grand et inversément pour un béton à haute résistance de telle sorte que l'écrasement de colonne donné peut servir de valeur moyenne. Un raccourcissement de 1 à 1,5 mm/m correspond à une contrainte longitudinale dans la colonne de béton de l'ordre de grandeur de 100 à 250 kg/cm², ce qui est la résistance de prisme du béton. Lorsque la résistance de prisme du béton est dépassée l'enveloppe commence à tomber. La charge de fissuration peut être exprimée par

$$N_{fiss} = (F_b + n \cdot F_e)\, \sigma_p.$$

La sécurité à la fissuration est ainsi:

$$s_R = \frac{N_{fiss}}{N_{adm}}$$

Si la charge croit au-dessus de N_{fiss}, l'enveloppe tombe.

6° *Cas limite.*

Des colonnes frettées dont la résistance en tant que colonnes de béton à armature longitudinale (y compris l'enveloppe de béton située à l'extérieur du noyau) est plus grande que la résistance du béton non fretté (sans tenir compte de l'enveloppe de béton), tendent vers la rupture lorsqu'elles se fissurent et lorsque l'enveloppe tombe. La charge de fissuration est dans ce cas la charge maxima. Plus le frettage est fort et plus est réduite la section de l'enveloppe par rapport à la section totale, plus se trouvent élevées la charge de rupture et la charge de fissuration.

7° *Charge de rupture et charge utile.*

Dans tous les cas où les conditions données sous 3 sont remplies, la résistance des colonnes avec armatures à haute résistance est donné par la somme des résistances: résistance de prisme du noyau de béton, résistance de l'armature

longitudinale (sans réduction pour le flambage) et résistance à la traction (la limite d'écoulement) du frettage.

$$N_{rupt} = F_k \cdot \sigma_p + F_e \, \sigma_{e\ écras} + 2{,}5 \, F_u \, \sigma_{u\ écoul} \tag{1}$$

pour une sécurité s on a

$$N_{adm} = \frac{N_{rupt}}{s}$$

Lorsque la surcharge est principalement immobile, un degré de sécurité $s \cong 2{,}5$ est tout-à-fait suffisant. L'expérience nous a montré que lors d'une bonne exécution on peut compter sur une valeur minima de la résistance du béton dans un ouvrage $\sigma_{p\ min} = \frac{2}{3} \sigma_{p\ moy}$.

D'où l'on a:

$$N_{adm} = \frac{F_k \, \sigma_{p\ moy}}{3{,}5} + \frac{F_e \, \sigma_{e\ écras}}{2{,}5} + F_u \, \sigma_{u\ écoul} \tag{2}$$

Cette relation peut être employée *sans détermination des contraintes admissibles* pour le calcul de la charge admissible ou après une transformation appropriée pour la détermination des dimensions sur la base des qualités de matériau et du coefficient de securité. Si l'on veut travailler de la façon actuellement en usage, avec sollicitations admissibles, on arrive à la formule:

$$N_{adm} = F_k \cdot \sigma_{b\ adm} + F_e \cdot \sigma_{e\ adm} + 2{,}5 \, F_u \cdot \sigma_{u\ adm} \tag{2a}$$

Posons $\frac{\sigma_{e\ adm}}{\sigma_{b\ adm}} = n$ et $\frac{\sigma_{u\ adm}}{\sigma_{b\ adm}} = n_u$, on obtient

$$\begin{aligned} N_{adm} &= (F_k + n \, F_e + 2{,}5 \, n_u \, F_u) \, \sigma_{b\ adm} \\ &= (1 + n \, \mu + 2{,}5 \, n_u \, \mu_u) \, F_k \, \sigma_{b\ adm} \end{aligned} \tag{2b}$$

8° *Participation du béton et de l'armature à la résistance.*

La participation de l'acier à la résistance est, à l'intérieur du domaine compris par les essais, d'autant plus grande que l'armature longitudinale et le frettage sont forts et plus l'acier a une haute résistance. Par exemple pour $\sigma_{e\ écras} = 6000$, $\sigma_{u\ écoule} = 4000$ et $\sigma_p = 200$ kg/cm², $n = 30$ et $n_u = 20$ et en admettant que $\mu_u = \frac{\mu}{\sigma}$, on obtient les valeurs contenues dans le tableau. σ_b représente ici la résistance à la compression du béton, engendrée par le frettage, augmentée par rapport à la résistance de prisme. On calcule la charge de fissuration avec $F_b = 1{,}4 \, F_k$, la sécurité à la fissuration σ_R pour $s = 2{,}5$ fois la sécurité à la rupture.

Du tableau on peut remarquer ce qui suit: Avec nos hypothèses, pour une armature longitudinale de 12 % et un frettage de 2 %, la compression moyenne à la rupture (ramenée à la surface du noyau) croit jusqu'à $\sigma = 5, 6 \, \sigma_p$. Pour une résistance de prisme de $\sigma_p = 200$ kg on obtient une compression moyenne à la rupture de $\sigma = 5{,}6 \cdot 200 = 1120$ kg/cm², ce qui est plus que la résistance d'une colonne de fonte avec même section pour un degré d'écoulement moyen.

$\mu = \frac{F_e}{F_k} =$	0,03	0,06	0,12
$\frac{N_b}{F_k \sigma_p} =$	1	1	1
$\frac{N_e}{F_k \sigma_p} =$	0,9	1,8	3,6
$\frac{N_u}{F_k \sigma_p} =$	0,25	0,5	1,0
$\frac{N_{Brupt}}{F_k \sigma_p} =$	2,15	3,3	5,6
$\frac{\sigma_b}{\sigma_p} =$	1,25	1,5	2,0
Participation du béton	47	30	18 %
„ de l'armature longitudinale	42 } 53	55 } 70	64 } 82 %
„ de frettage	11 }	15 }	18 }
$\frac{N_{fiss}}{F_k \sigma_p} =$	2,03	2,65	3,90
$\frac{N_{fiss}}{N_{rupt}} =$	0,95	0,80	0,70
$S_R =$	2,4	2,0	1,7

La part de la résistance à la compression du béton décroit avec l'accroissement de l'armature, tandis que la part de la résistance à la compression prise par l'armature croit, dans le tableau ci-joint, jusqu'à 82 %. De telles colonnes agissent presque comme des colonnes d'acier quoique le béton soit absolument nécessaire.

c) Application des aciers à haute résistance dans les pièces comprimées et les colonnes.

L'application des aciers à haute résistance dans les colonnes, les arcs et les autres pièces comprimées autorise de plus amples possibilités dans le dimensionnement des sections. Au point de vue des dimensions extérieures nécessaires il est d'autant plus facile de concurrencer l'acier que l'armature est à plus haute

résistance. L'emploi du béton à haute résistance se révèle presque toujours nécessaire, même lorsque la part de la surcharge qui revient au béton est relativement faible. A la fig. 1 nous avons représenté à la même échelle les sections qui sont nécessaires, dans différentes hypothèses, pour une surcharge de 1000 t.

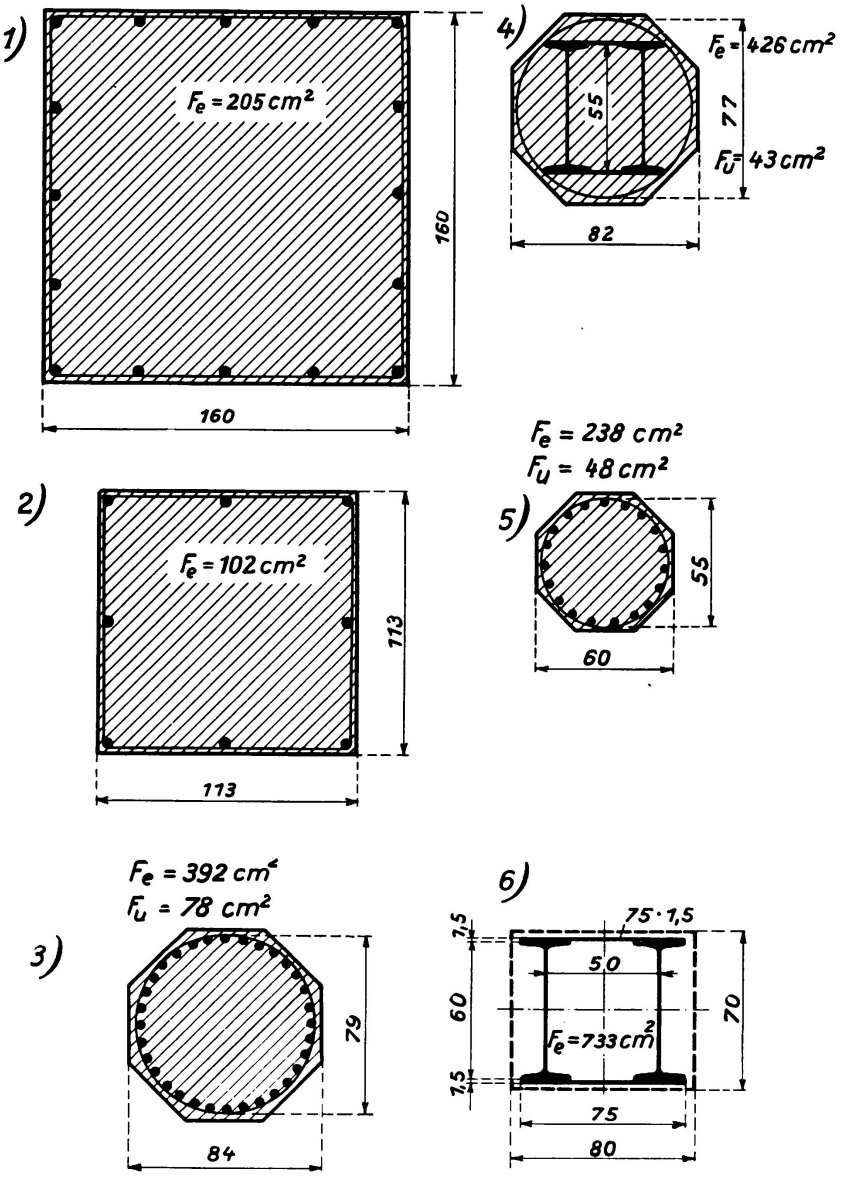


Fig. 1.

1° Une colonne ordinaire de béton de construction à armature longitudinale, avec $\sigma_{b\,adm} = 35$ kg/cm² et avec un pourcentage d'armature en acier St. 37 de $\mu = 0{,}8\,\%$.

2° Comme ci dessus, mais avec emploi de béton à haute résistance avec $\sigma_{b\,adm} = 70$ kg/cm².

3° Une colonne de béton fretté, en béton à haute résistance avec $\sigma_{b\,adm} = 70$ kg/cm² et armature en acier St. 37.

4° Une colonne d'acier fretté par du béton, constituée de profilés en acier St. 37 avec $\sigma_{e\,adm} = 1400$ et $\sigma_{b\,adm} = 60$ kg/cm².

5° Une colonne de béton armé fretté, en béton à haute résistance ($\sigma_{b\,adm}$ = 60 kg/cm²) et en acier avec σ_s = 6000 ($\sigma_{e\,adm}$ = 2400 kg/cm²) pour une sécurité de 2,5 fois.

6° Une pure colonne métallique en acier St. 37 avec $\sigma_{e\,adm}$ = 1400 kg/cm². La ligne pointillée représente le revêtement de la colonne, nécessaire dans tous les cas.

Lors de *l'exécution* des pièces comprimées, avec armatures à haute résistance il faut prendre des mesures spéciales sur le chantier. Une transmission des efforts longitudinaux par simple adhérence, ainsi que cela se fait généralement en béton armé, n'est plus possible ici. Les barres longitudinales sont à assembler au mieux par soudage bout à bout. Une exécution spéciale est également nécessaire lorsque la colonne doit supporter de fortes charges concentrées. L'assemblage des barres longitudinales en un fort profil se fait de la façon la plus appropriée par des anneaux soudés. Pour les liaisons des poutres aux colonnes et pour l'assemblage de toute la construction le *Dr. Bauer* a établi une série de propositions dignes d'attention. Le profil d'armature constitué par les barres longitudinales et le frettage est exécuté à l'atelier et l'on peut le mettre en place sur le chantier comme une colonne métallique.

Dans bien des cas il sera avantageux de rassembler les profilés légers constitués par les colonnes et les poutres, par soudage, rivetage ou boulonnage avec des armatures de fers ronds en acier ordinaire ou à haute résistance, afin d'obtenir une adaptation aux effets des charges, aussi poussée que possible, de la répartition du matériau et par le fait même des avantages économiques. Cette méthode de construction qui fut souvent employée, entre autre en Autriche, en Angleterre et en Amérique peut être considérée comme un développement bien compris, aussi bien de la construction métallique que de la construction de béton armé. Elle représente une collaboration techniquement exacte des deux matériaux et permet de faire participer à la transmission des forces l'enrobage passif des constructions métalliques, par du béton, souvent nécessaire pour la protection contre le feu et la rouille.

B. — Poutres avec armatures à haute résistance.

a) Essais.

Les essais exécutés en 1912 et 1913[4] sur des planchers à nervures de 2,7 m de longueur avec pourcentage d'armature de 1,5 % ont donné, pour une limite d'écoulement de l'acier de 2,5 à 3,5 t/cm² un rapport entre la contrainte maxima des fers et la limite d'écoulement $\sigma_e : \sigma_s$ = 1,05 à 1,09.

Les essais fondamentaux avec armature en acier Isteg[5] furent exécutés en 1927 et 1928 et ils ont montré que le rendement optimum était atteint pour un pas de vis de 12,5 fois l'epaisseur des fers et que la limite d'écoulement était de 1,5 fois plus grande que celle des fers non tordus. La résistance à la traction était relevée de 1,1 fois et le coefficient d'allongement du fer était réduit à E_e = 1700 t/cm². 8 poutres dont la section était de 20 × 30 cm servirent à déterminer par com-

[4] Schubwiderstand und Verbund, *Springer:* Berlin 1913 et Zeitschrift für Betonbau 1913 fasc. 8 et 9 et 1914 fasc. 1.

[5] Beton und Eisen, 1928, p. 233 et ss.

paraison l'adhérence de l'acier Isteg. Les essais effectués sur 12 autres poutres de béton armé avec les sections 10 × 20, 15 × 20 et 20 × 20 cm et avec pourcentages d'armature de 0,4 à 1,8 % permirent de déterminer que les armatures en acier Isteg supportent des contraintes 1,43 à 1,50 fois plus grandes que les mêmes poutres avec armature en acier St. 37, et que d'autre part le rapport $\sigma_e : \sigma_s = 1{,}2$ pour les armatures faibles et 1,1 pour les armatures fortes. On put observer un rapport des contraintes de l'acier à l'état de rupture de 1,53 sur 4 dalles de comparaison avec armatures Isteg et St. 37 avec pourcentages de 0,24, respectivement 0,38 %. Le rapport $\frac{\sigma_e}{\sigma_s}$ fut en moyenne de 1,3 pour les 4 dalles.

Un programme d'essais[6] exécutés en 1928 comprenait 36 poutres avec section en forme de T de 2,7 m de longueur. 8 poutres étaient armées avec l'acier St. 48, 6 avec de l'acier St. 80, 4 avec de l'acier Isteg et pour des raisons de comparaison 8 poutres étaient armées avec de l'acier St. 37. On a prévu deux qualités de béton avec 150 et 300 kg/cm² de résistance de cube. L'armature longitudinale se montait à env. 0,5; 1,1 et 1,7 %. Les résultats les plus importants sont les suivants: La qualité des aciers d'armature employés n'influence pas le fléchissement et la fissuration pour une même contrainte dans l'acier, au-dessous de la limite d'écoulement. La qualité du béton n'a de même qu'une influence réduite dans le domaine des contraintes comparables dans l'acier. La résistance pour toutes les sortes d'acier à haute résistance aussi longtemps que la rupture résulte de l'effet des moments dépend de la limite d'écoulement, de la même façon que pour une armature en acier St. 37. La combinaison s'est révélée d'autant meilleure que la contrainte du fer se trouve plus élevée. Une bonne résistance du béton, toutes conditions restant les mêmes, augmente l'effet combiné et relève la résistance lorsque cette dernière dépend de la collaboration.

Lors des essais exécutés en 1932[7] on utilisa 8 poutres à section en T armées avec de l'acier St. 55. La limite d'écoulement était de $\sigma_s = 3{,}7$ t/cm² et la résistance à la traction de l'armature de 6,2 t/cm². La résistance de cube était de 265 et celle de prisme de 218 kg/cm²; on mesura des écrasements moyens de 2 ‰. Les résultats les plus importants sont les suivants:

Armature	$\mu = 0{,}34$	0,73	1,1	1,45 %
Fissuration pour une contrainte de l'acier calculée	$\sigma_e = 1200$	800	800	650
Contrainte calculée de l'acier à la rupture	$\frac{\sigma_e}{\sigma_s} = 1{,}3$	1,2	1,1	1,03

Les essais à la flexion[8] sous charges oscillantes et immobiles, exécutés de 1930 à 1932 comprennent 32 poutres à section en T dont 4 pièces identiques de 8 armatures différentes. Les résultats les plus importants:

---

[6] Bauingenieur 1929, fasc. 7.

[7] Fasc. 14 du österr. Eisenbetonausschuß, Versuche an Balken mit hochwertiger Stahlbewehrung und an streckmetallbewehrten Platten, Vienne 1933.

[8] Fasc. 15 du österr. Eisenbetonausschuß 1935.

pourcentage d'armature . . . . $\mu =$	0,56	0,85	1,4 %	
aciers	Isteg	St. 37	St. 55	Isteg
Contrainte moyenne de fissuration	1100	900	700	700 kg/cm²
Contrainte maxima . . . . . $\frac{\sigma_e}{\sigma_s} =$	1,45	1,12	1,10	1,23

On mesura une contrainte maxima dans les fers lors de la rupture de $\sigma_e =$ 4600 à 5000 kg/cm² (en moyenne = la résistance à la traction) dans des dalles de béton armé avec armatures étirées jusqu'à l'écoulement[9] de résistance à la traction de 4300 à 5300 kg/cm² sans limite d'écoulement et avec pourcentage d'armature de 0,27 à 0,57 %.

Les essais de comparaison exécutés sur des poutres avec armatures en acier St. 37 et sur des poutres armées avec de l'acier Tor[10] ont donné les résultats suivants:

	acier St 37 avec $\sigma_s = 2{,}8$		acier Tor avec $\sigma_s = 4{,}6$ t/cm²			
$\mu =$	0,69		0,37	0,70		1,43%
σ_p	94	162	94	94	162	162 kg/cm²
$\frac{\sigma_e}{\sigma_s}$	1,11	1,27	1,19	1,07	1,30	1,10

Les essais du „Deutsche Ausschuß für Eisenbeton"[11] avec armatures en acier St. 37, St. 48 et en acier au Si, ainsi que les essais du „österr. Eisenbetonausschuß"[12] fournissent des conclusions importantes sur le comportement de l'acier à haute résistance.

Ces derniers essais ont donné les résultats suivants:

Pourcentage d'armature . . . . . $\mu =$	0,39	0,78	1,77	2,65 %
Acier St. 55, béton de faible qualité . $\frac{\sigma_e}{\sigma_s} =$	1,35	1,14	1	1
Acier St. 55, béton à haute résistance $\frac{\sigma_e}{\sigma^s} =$	1,45	1,31	1,21	1,08
Acier Isteg, béton à haute résistance $\frac{\sigma^e}{\sigma_s} =$	1,60	1,48	1,34	1,17

b) Fléchissement et fissuration.

A l'intérieur du domaine d'essai qui comprend l'acier de $\sigma_s = 2{,}2$ à $\sigma_s \approx$ 5 t/cm², les poutres avec armature à haute résistance se comportent, vis-à-vis du fléchissement et de la fissuration, comme des poutres avec acier St. 37 pour les mêmes contraintes situées au-dessous de la limite d'écoulement et en admettant

[9] Fasc. 14 du österr. Eisenbetonausschuß 1933.

[10] Pas encore publié.

[11] Fasc. 66 (1920).

[12] Fasc. 7 (1918) Fasc. 14 (1933).

que la forme et la surface des barres d'armature, ainsi que la qualité et les propriétés du béton, sont les mêmes. La première fissure apparaît pour une traction due à la flexion (calculée d'après le stade I avec le coefficient n qui correspond au rapport $E_e : E_b$ pour les petites sollicitations) qui concorde à peu près à la résistance à la traction par flexion mesurée sur des poutres de béton non armé. La contrainte effective dans l'acier qui existe directement avant l'apparition de la première fissure, peut se tirer de la capacité d'allongement du béton. Cette dernière est de 1 à $3 \cdot 10^{-4}$ à l'arête de la poutre et l'on obtient ainsi la contrainte effective dans la barre d'armature un peu distante da l'arête avec $\sigma_{ez} = 150$ à 500 kg/cm². La contrainte dans les fers $\sigma_{e\,II}$ que l'on obtient après la fissuration complète sous le moment de fissuration (calculé d'après le stade II avec n = 15) est très variable avec le pourcentage d'armature $\mu = \frac{Fe}{bh}$; b représente ici la largeur de la zone tendue du béton. En ordre de grandeur, cette considération est aussi valable pour les dalles à nervures, où b représente la largeur de la nervure de béton. Si la résistance du béton à la traction est $\sigma_{bz} = \frac{\sigma_p}{6}$[13]) la relation suivante, représentée à la fig. 2, est à peu près valable[14]

$$\sigma_{e\,II} = \left(1 + \frac{0{,}035}{\mu}\right) \sigma_p. \tag{3}$$

Avant l'apparition de la première fissure les fissures sont transmises du béton au fer par les forces d'adhérence. Ces dernières ne sont pas uniformes par suite de la nature inégale du béton et de la surface des fers. A un endroit les barres d'armature présentent une tendance au glissement, ce qui est l'annonce de la première fissure. Entre deux points voisins de fissuration il existe la répartition, représentée à la fig. 3, des contraintes d'adhérence τ_1 (contraintes de glissement et de frottement), les efforts de traction σ_{bz} dans le béton et les contraintes σ_e dans le fer. Si l'on remplace la courbe τ_1 pas des droites (pointillées) on a pour la section rectangulaire, lorsque ΔZ est l'élement de traction transmis par adhérence du béton à l'armature tendue avec périmètre u, la relation:

$$\Delta Z = F_e \cdot \Delta \sigma_e = \frac{b\,d^2\,\sigma_{b\,z\,max}}{6\,z} = \frac{u\,e \cdot \tau_{1\,max}}{4}.$$

De là on peut tirer la distance vraisemblable moyenne des fissures:

$$e = \frac{2\,b\,d^2\,\sigma_{b\,z\,max}}{3\,u\,z\;\tau_{1\,max}} \tag{4}$$

Avec $z = 0{,}9\,h$ et $h = 0{,}9\,d$ on obtient:

$$e = \frac{0{,}9\,bh\,\sigma_{bz\,max}}{u\,\tau_{1\,max}}. \tag{4a}$$

Ces expressions indiquent que la distance des fissures croit avec la hauteur et la largeur de la poutre lorsque la surface d'adhérence reste la même. Pour des fers ronds on a, lorsque m est le nombre des barres d'armature:

---

[13] Moyenne tirée d'un grand nombre d'essais.

[14] cf. *Saliger:* „Der Eisenbeton", 6e Edition, p. 165 et ss.

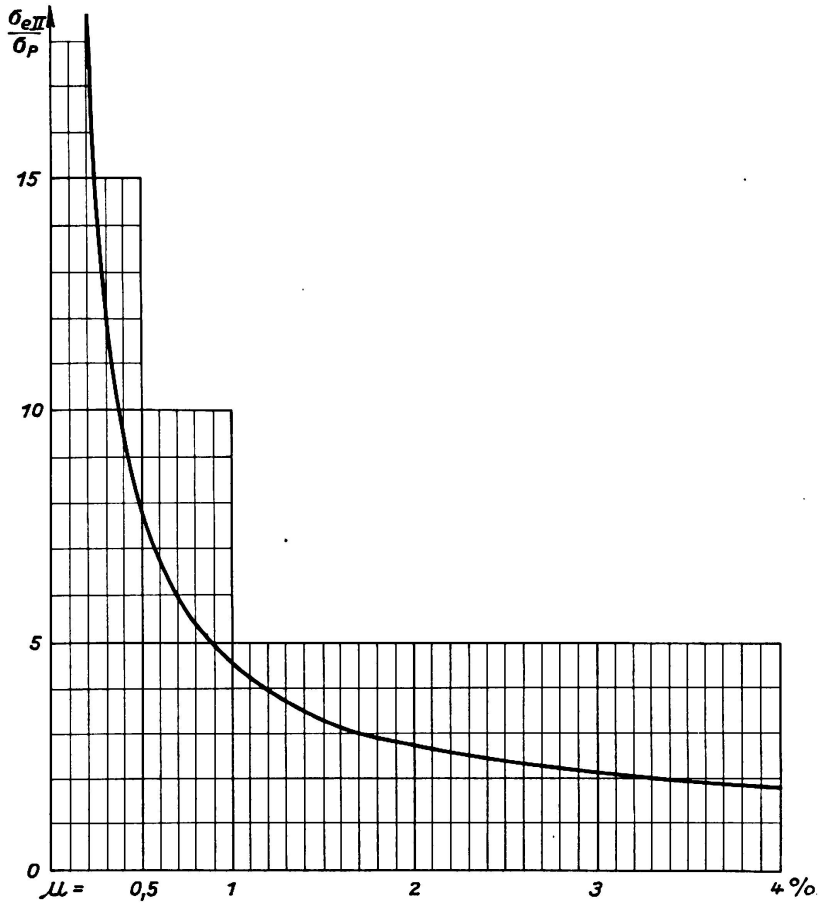

σeII/σP
15
10
5
0
μ = 0,5 1 2 3 4 %

Fig. 2.

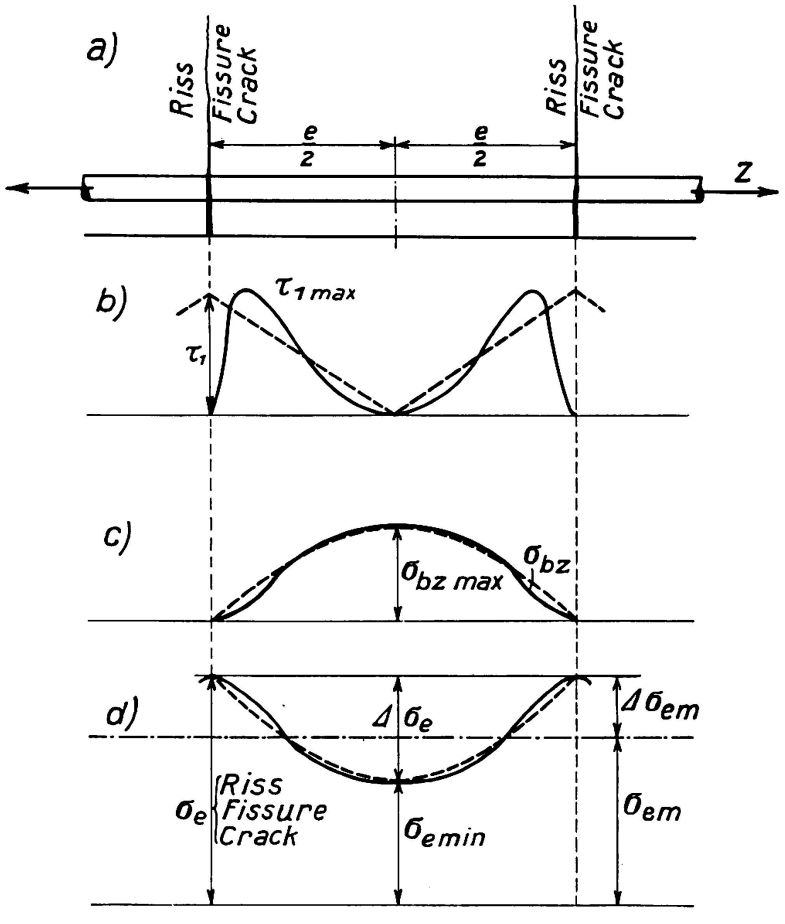

a)
Riss
Fissure
Crack
e/2
e/2
Riss
Fissure
Crack
z
b)
τ1 max
τ1
c)
σbz max
σbz
d)
Δ σe
Δ σem
σe
Riss
Fissure
Crack
σemin
σem

Fig. 3.

$$u = m\, d_e\, \pi = \frac{4\,Fe}{d_e}.$$

Avec $\mu = \frac{Fe}{bh}$ on obtient:

$$e = \frac{0{,}23\, d_e \cdot \sigma_{bz\,max}}{\mu\, \tau_{1\,max}}. \qquad (4\,b)$$

Cette expression nous montre que la distance des fissures est d'autant plus petite que l'adhérence de l'armature dans le béton est plus grande (c-à-d pour une surface très rugueuse telle que celle des aciers Isteg et des fers à nervures) et que l'armature est plus forte et d'autre part plus les barres sont minces et plus la résistance du béton à la traction est petite. Mais comme l'on doit calculer avec une adhérence plus faible lorsque la résistance à la traction est plus petite, l'influence de la qualité du béton s'annulle à peu près. Si l'on introduit les approximations $\sigma_{bz} = \frac{\sigma_p}{6}$ et pour la résistance à la traction $\sigma_z = \frac{\sigma_{bz}}{2} = \frac{\sigma_p}{12}$, d'où $\tau_1 = \sqrt{\sigma_p \sigma_z} = 0{,}3\, \sigma_p$, on obtient pour la distance moyenne des fissures, lors d'une armature de fers ronds, la relation:

$$e = \frac{0{,}13\, d_e}{\mu} \qquad (4\,c)$$

Par exemple pour $d_e = 2$ cm et $\mu = 0{,}01$, la distance des fissures est $e = 26$ cm.

Lorsque la surcharge de la poutre croit, le glissement des armatures augmente et l'on a la répartition des contraintes représentée à la fig. 4. Aux environs de la fissure n'agit plus que la résistance relativement petite au frottement ou au glissement de fer, et ce n'est qu'à une distance plus grande que toute l'adhérence existe de nouveau. La longueur e_1 est déterminée par la capacité d'allongement du béton et elle se rapproche d'une valeur minima déterminée pour la contrainte maxima dans l'acier. Plus les contraintes dans l'acier sont grandes, plus devient courte la distance e_1 sur laquelle l'adhérence complète agit encore.

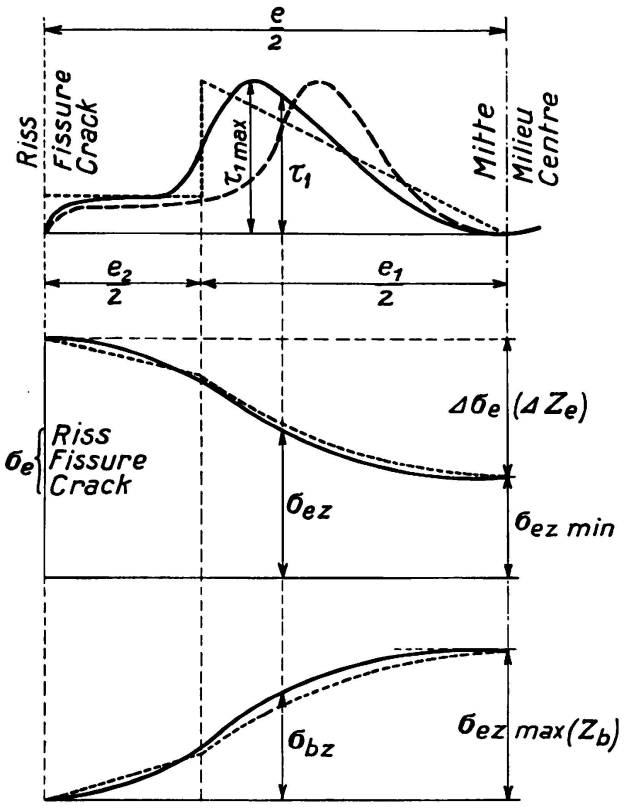
L'amplitude de la fissure est de:

$$\Delta e = k_R\, \varepsilon_R\, e_2.$$

Dans cette relation $k_R < 1$ est un coefficient qui caractérise la répartition des contraintes dans le fer aux environs de la fissure et l'écartement du béton par l'effort de cisaillement local par suite de l'adhérence.[15] ε_R est l'allongement du fer par unité de longueur à l'endroit de la fissure. Par exemple pour $\sigma_{eR} = 2100$ kg/cm², $\varepsilon_R = 10^{-3}$. Pour $e = 260$ mm, en admettant $e_2 = \frac{e}{2} = 130$ mm et $k_R = \frac{2}{3}$ on a $\Delta_e = \frac{2}{3} \cdot 10^{-3} \cdot 130 = 0{,}09$ mm. Avec $\sigma_{eR} = 3150$ kg/cm² (pour des aciers à haute résistance, au-dessus de la limite d'écoulement) et $\varepsilon_R = 1{,}5 \cdot 10^{-3}$ et avec $k = 0{,}9$ l'amplitude de la fissure est $\Delta e = 0{,}9 \cdot 1{,}5 \cdot 10^{-3} \cdot 130 = 0{,}18$ mm.

[15] Les écartements de cisaillement du béton près des armatures peuvent sensiblement augmenter la capacité d'allongement apparente du béton.

Si les fissures sont moins éloignées l'une de l'autre que nous l'avons calculé ci-dessus ou que nous l'avons admis dans notre exemple, par exemple par augmentation artificielle de la rugosité de la surface, les différentes fissures sont alors plus minces.[16] Dans le cas le plus défavorable les fissures peuvent tout au plus atteindre l'amplitude qui correspond à l'allongement du fer dans la zone comprise entre deux fissures. D'après les essais exécutés[17] des fissures de 0,2 à 0,3 mm de largeur sont encore insignifiantes au point de vue de la protection contre la rouille de l'acier, dans du béton à haute résistance. Il en résulte qu'au point de vue de la formation des fissures l'emploi des aciers à haute résistance et principalement des aciers avec surface artificiellement rugueuse est possible,



Fig, 4.

de même que l'admission de plus fortes sollicitations, sans danger pour l'existence de l'ouvrage, jusqu'à environ 2200 kg/cm² dans les parties de construction fortement armées (comme les âmes des planchers à nervures) et jusqu'à 2500 kg/cm² dans les poutres faiblement armées (comme les poutres rectangulaires et les dalles). Il est évident que nous supposons ici une bonne exécution et une sécurité tout-à-fait suffisante de la résistance au cisaillement.

c) Exigences de la résistance au cisaillement.

Plus l'acier est à haute résistance, toutes les autres conditions restant les mêmes, plus la poutre de béton armé doit posséder une grande résistance au cisaillement et une bonne liaison, à cause des grands efforts tranchants que

[16] Ausführliche Rißbeobachtungen, fasc. 15 du österr. Eisenbetonausschuß (essais de fatique) et essais de résistance au choc (non publié).

[17] Essais de *Honigmann:* Beton und Eisen, 1935, p. 301.

la poutre doit supporter. Il n'est pas nécessaire d'établir de nouvelles règles à ce sujet. Les lois connues tirées des essais et de la théorie pour les armatures en acier St. 37 suffisent. Les mesures tirées des essais avec armature en acier St. 37 pour l'exécution constructive sont complètement justifiées par les essais effectués sur des poutres avec armature d'acier à haute résistance. Les essais avec acier à haute résistance ont surtout montré que l'emploi de bétons à haute résistance n'est nécessaire que lorsque la grandeur de la sollicitation du béton à la compression et au cisaillement l'exige. Ce que nous venons de dire est aussi valable pour les forces d'adhérence. Afin de maintenir ces dernières dans la mesure admissible, il est nécessaire d'agrandir la surface d'adhérence par augmentation du nombre des barres d'armature pour la réduction de leur épaisseur. Le rayon de courbure aux points de pliage des barres obliques et dans les crochets doit être agrandi afin d'éviter une surcontrainte locale du béton et par le fait même les effets d'éclatement. Aux endroits des pliures un rayon de courbure de 5 d_e ne suffit presque jamais. Il faut au moins l'augmenter jusqu'à 10 d_e. Les mesures concernant l'amélioration de la liaison sont en général du même genre que celles tendant à assurer la résistance au cisaillement.

d) La zone plastique à l'état de rupture.

Dans les poutres fortement armées la cause de la rupture se trouve dans le dépassement de la résistance dans la zone de compression du béton, tandis que la résistance à la traction de l'armature n'est pas complètement sollicitée. L'emploi de l'acier à haute résistance est par conséquent inutile dans tous les cas, (il serait cependant possible d'utiliser un acier à haute résistance avec gros coefficient d'allongement E_e).

Les poutres faiblement armées sont amenées à la rupture par dépassement de la résistance à la traction. Dans ce cas les propriétés de l'acier à haute résistance peuvent être utilisées. Nous expliquerons plus tard ce que l'on entend par résistance à la traction, ainsi que la limite à laquelle l'une ou l'autre résistance est déterminante et qui dépend des propriétés qualitatives du béton ou de l'acier.

Les essais montrent que même dans les poutres à faible armature, la cause de la rupture est l'écrasement de la zone de compression du béton. L'origine de ce fait est que la zone de compression diminue fortement par suite du fort étirement de l'armature tendue, d'où il résulte que la compression du béton croit dans de telles proportions que la zone de compression est détériorée et que la résistance est vaincue. On peut en conclure que pour les armatures fortes et faibles on peut établir la règle générale suivante, qu'à la rupture la résistance du béton à la compression est dépassée, directement pour une armature forte et indirectement pour une armature faible.

A la rupture les contraintes de la zone comprimée se répartissent suivant les courbes de la fig. 5. La plus forte contrainte est la résistance de prisme σ_p du béton. Pour des raisons connues elle est plus petite que la résistance de cube σ_w. De nombreux essais ont donné $\sigma_p = 0{,}7$ à $0{,}9\ \sigma_w$ et l'on peut admettre en moyenne $0{,}75\ \sigma_w$. La compression qui agit est: $D = k\,b\,x\,\sigma_p$.

Le coefficient k est 0,8 à 0,9 d'après les essais exécutés et suivant la résistance du béton à la déformation. En moyenne on peut admettre $k = 0{,}85$. La position

du centre de compression D est en rapport avec k et l'on peut poser $y = \frac{kx}{2}$. La force de traction de l'armature est $Z = F_e \sigma_e$. Nous désignons le rapport de la hauteur de la zone comprimée à la hauteur de la poutre par $\xi = \frac{x}{h}$, le pourcentage d'armature par $\mu = \frac{F_e}{bh}$ et le rapport de la contrainte de l'armature au moment de la rupture σ_e à la résistance de prisme du béton par $\beta = \frac{\sigma_e}{\sigma_p}$. Des relations ci-dessus on obtient:

$$\xi = \frac{\beta \mu}{k}. \tag{5}$$

Nous désignons $\beta\mu$ par «force de l'armature» et nous voyons que le rapport de la zone comprimée à la hauteur de la poutre dépend directement de la force

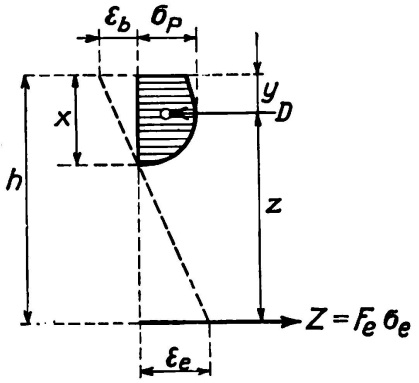


Fig. 5.

de l'armature. A la rupture de poutres faiblement armées on a $\sigma_c \geqq \sigma_s$, donc $\sigma_c = \alpha\sigma_s$ c'est pourquoi l'on introduit dans la suite comme caractéristique de la qualité du matériau, la relation $\beta = \frac{\sigma_s}{\sigma_p} = \frac{\beta}{\alpha}$.

Dans l'acier avec limite réelle d'écoulement, par exemple St. 55 de la fig. 6, la contrainte dans le fer est une constante dans le domaine d'écoulement de ε_s à ε'_s, donc $\sigma_e = \sigma_s$. Lorsque l'allongement est plus grand $\varepsilon > \varepsilon'_s$ (domaine de sollidification) on a $\sigma_e > \sigma_s$.

Dans l'acier avec, en principe, une limite d'écoulement, par exemple l'acier Isteg avec limite d'écoulement à 0,4 % dans la fig. 6 on a $\sigma_e > \sigma_s$ lorsque l'allongement est plus grand que l'étirement théorique. De la fig. 5 on a: $\xi = \frac{x}{h} = \frac{\varepsilon_b}{\varepsilon_b + \varepsilon_e}$. Les essais ont donné un ε_b de 2 à $7\,^0/_{00}$. En moyenne on peut adopter $\varepsilon_b = 5\,^0/_{00}$. Le bras de levier des forces intérieures est:

$$z = h - y = h - \frac{kx}{2} = \left(1 - \frac{k\xi}{2}\right) h = \left(1 \frac{\beta\mu}{2}\right) h.$$

Avec $M = Dz = Zz$ et en introduisant les valeurs ci-dessus, on obtient les valeurs de résistance:

$$\left.\begin{aligned} m = \frac{M}{b h^2 \sigma_p} &= \frac{\beta\mu}{2}(2-\beta\mu) = \frac{\alpha\beta_s\mu}{2}(2-\alpha\beta_s\mu) \\ \text{et}\quad m' = \frac{M}{b h^2 \sigma_s} &= \frac{m}{\beta_s} = \frac{\alpha\mu}{2}\cdot(2-\alpha\beta_s\mu) \end{aligned}\right\} \quad (6)$$

1er cas · $\sigma_e = \sigma_s$ ou $\alpha = \frac{\sigma_e}{\sigma_s} = 1$ (armature faible)

Comme $\beta_s\mu = k\xi$, on obtient dans le domaine d'écoulement pour l'acier St. 55 : env $\varepsilon_e = 1{,}7$ à $9\,^0/_{00}$, $\xi = 0{,}74$ à $0{,}35$, $\beta_s\mu \cong 0{,}6$ à $0{,}3$ pour l'acier

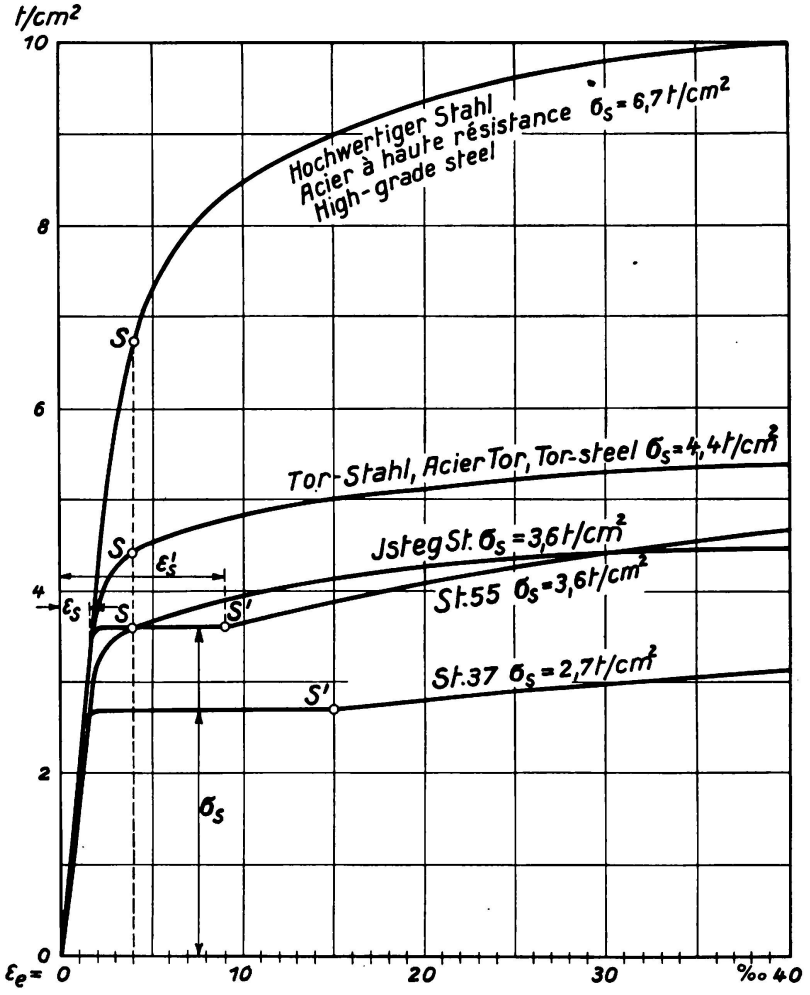


Fig. 6.

Isteg et les autres aciers à haute résistance avec limite d'écoulement de principe:

$$\varepsilon_e = 4\,^0/_{00} \quad \xi = 0{,}55 \quad \beta_s\mu \cong 0{,}45.$$

Si dans une poutre avec par exemple $\mu = 1{,}4\,\%$, armature en acier St. 55 on a $\sigma_s = 3500$ et $\sigma_p = 150$ kg/cm², on obtient $\beta_s = \frac{3500}{150} = 23{,}2$ et $\beta_s\mu = 23{,}3 \cdot 0{,}014 = 0{,}33$. Cette valeur se trouve entre 0,6 et 0,3. C'est pourquoi la plus haute contrainte dans le fer est à la rupture égale à la limite

d'écoulement. La limite d'armature est donc atteinte lorsque $\beta_s \mu = 0{,}6$. Avec les valeurs ci-dessus on a $\mu = \frac{0{,}6}{B_s} = \frac{0{,}6}{23{,}3} = 0{,}026$, c.-à-d. qu'une poutre avec armature plus faible que 2,6 % est amenée à la rupture par dépassement de la résistance à la traction du béton; lorsque l'armature est plus forte que 2,6 % la résistance à la traction n'est pas complètement utilisée et la cause directe de la rupture se trouve dans l'écrasement du béton. Pour les aciers considérés nous parlons d'armature faible lorsque $\beta_s \mu < 0{,}6$ pour l'acier 55 et lorsque $\beta_s \mu < 0{,}45$ pour l'acier Isteg et les autres aciers à haute résistance avec limite d'écoulement théorique.

Pour $\alpha = 1$ la valeur de résistance donné ci-dessus devient

$$m = \frac{M}{b h^2 \sigma_p} = \frac{\beta_s \mu}{2} \cdot (2 - \beta_s \mu) \qquad (6a)$$

On peut voir de là que la valeur de résistance ne dépend que de $\beta_s \mu$. Pour une même qualité de béton σ_p, $\beta = \frac{\sigma_s}{\sigma_p}$ est d'autant plus grand que l'acier à une plus haute résistance et μ peut être d'autant plus petit pour obtenir la même résistance. Si nous voulons remplacer un acier avec limite d'écoulement σ_{s1} et avec pourcentage d'armature μ_1 par un autre acier avec limite d'écoulement plus élevée σ_{s2} et pourcentage d'armature μ_2, la résistance de la poutre reste la même lorsque $\sigma_{s1} \cdot \mu_1 = \sigma_{s2} \cdot \mu_2$ ou lorsque $\mu_2 = \frac{\sigma_{s1}}{\sigma_{s2}} \cdot \mu_1$.

Toutefois la valeur de la compression du béton déterminée dans le calcul habituel avec n (= 15) augmente. Mais comme cette valeur n'est pas une mesure de la résistance à la compression et par conséquent de la sécurité de la zone de compression du béton, les contraintes admissibles peuvent être augmentées dans le calcul ordinaire sans réduire la sécurite de la membrure de compression du béton.

Si par exemple $\frac{\sigma_{s1}}{\sigma_{s2}} = \frac{2400}{3600} = \frac{2}{3}$ on a $\mu_2 = \frac{2}{3} \mu_1$.

A l'armature réduite μ_2 correspond un accroissement moyen de 10 % de la contrainte du béton calculée avec n. La contrainte admissible peut être agrandie de cette valeur. La hauteur de la zone de compression à la rupture n'est pas modifiée par le remplacement d'une armature par une autre armature de même résistance (cf. éq. 5). La valeur de résistance $m = \frac{M}{b h^2 \sigma_s} = \frac{\mu}{2} (2 - \beta_s \mu)$ permet de reconnaître l'influence de la qualité du béton. Si la résistance σ_p du béton diminue, pour la même qualité d'acier, la valeur $\beta_s = \frac{\sigma_s}{\sigma_p}$ augmente. Ceci entraine une réduction de la résistance de la poutre ou bien l'on doit augmenter un peu le pourcentage d'armature si l'on veut conserver la même résistance.

$$2^e \text{ cas} \cdot \sigma_e > \sigma_s \quad \text{ou} \quad \alpha = \frac{\sigma_e}{\sigma_s} > 1 \text{ (armature très faible)}$$

Lorsque l'armature est faible, les contraintes dans les fers à la rupture de la poutre se trouvent dans la zone de solidification et par conséquent dépassent la

limite d'écoulement. La résistance à la traction de l'armature est plus grande que l'indique la contrainte d'écoulement. Le rapport α suit à peu près les relations suivantes (sur la base d'un développement établi ailleurs[18]): acier St. 55 $\alpha = \frac{\sigma_e}{\sigma}$ $= 0{,}9 + \frac{0{,}03}{\beta_s \mu}$ valable pour $\beta_s \mu = 0{,}07$ à $0{,}3$; pour l'acier Isteg et les autres aciers à haute résistance sans limite d'écoulement prononcée

$$\alpha = \frac{\sigma_e}{\sigma_s} = 0{,}93 + \frac{0{,}035}{\beta_s \mu} \text{ valable pour } \beta_s \mu = 0{,}1 \text{ à } 0{,}6.$$

Ces coefficients correspondent à des allongements de l'acier à la rupture, allant jusqu'à $40\,^0/_{00}$. D'après les observations faites au cours des essais sur la répartition des fissures, et en tenant compte des considérations indiquées sous b), ces coefficients ont pour conséquence des amplitudes de fissure de l'ordre de 2 à 5 mm. De plus grands allongements que $40\,^0/_{00}$ n'entrent en général pas en ligne de compte dans l'acier en tant qu'armature. C'est pourquoi pour l'utilisation de la résistance de l'acier et pour la résistance de la poutre en béton armé il n'est pas nécessaire de savoir de combien l'allongement à la rupture de l'éprouvette dépasse le plus grand allongement de l'acier dans des poutres de béton armé. La suite du diagramme des forces-allongements n'a aucune importance dans les poutres de béton armé. Il n'est donc pas exact d'exiger des aciers d'armature avec allongement à la rupture plus grand que $40\,^0/_{00}$, plus de $60\,^0/_{00}$. Si l'acier d'armature a un allongement à la rupture plus petit, la charge maxima sera atteinte à la rupture des barres d'armature[19].

A la fig. 7 nous avons représenté les valeurs $\alpha = \frac{\sigma_e}{\sigma_s}$ pour l'acier 55 et pour les aciers à haute résistance sans limite d'écoulement et, à titre de comparaison,

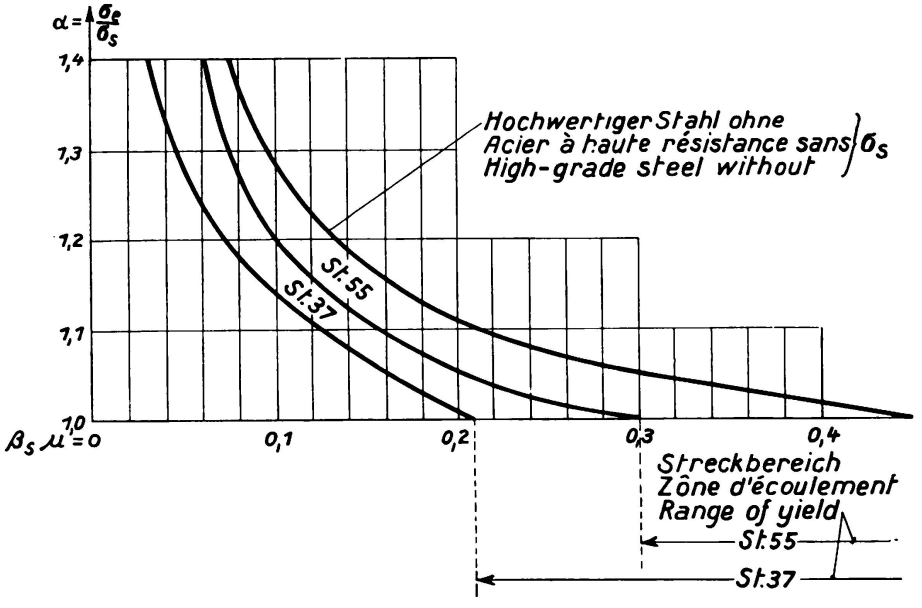


Fig. 7.

[18] Beton und Eisen 1936.

[19] Fasc. 14 du „österr. Eisenbetonausschuß. Versuche mit Streckmetallplatten", p. 102 et ss.

les valeurs pour l'acier 37. La fig. 8 montre les résistances $\frac{M}{b\,h^2}$ pour du béton avec $\sigma_p = 150$ kg/cm² et des armatures en acier à haute résistance avec $\sigma_s = 6{,}7$ t/cm², $\sigma_s = 3{,}6$ t/cm² (acier 55 et Isteg, dans ce dernier cas aussi, en lignes pointillées, pour du béton avec $\sigma_p = 100$ et 200 kg/cm²) et à titre de comparaison de l'acier St. 37 avec $\sigma_s = 2{,}4$ t/cm².

On peut y remarquer ce qui suit:

1° A la rupture, la contrainte dans l'armature dépasse d'autant plus la limite d'écoulement que la force de l'armature $\beta_s\,\mu$ est plus faible. Pour un même $\beta_s\,\mu$

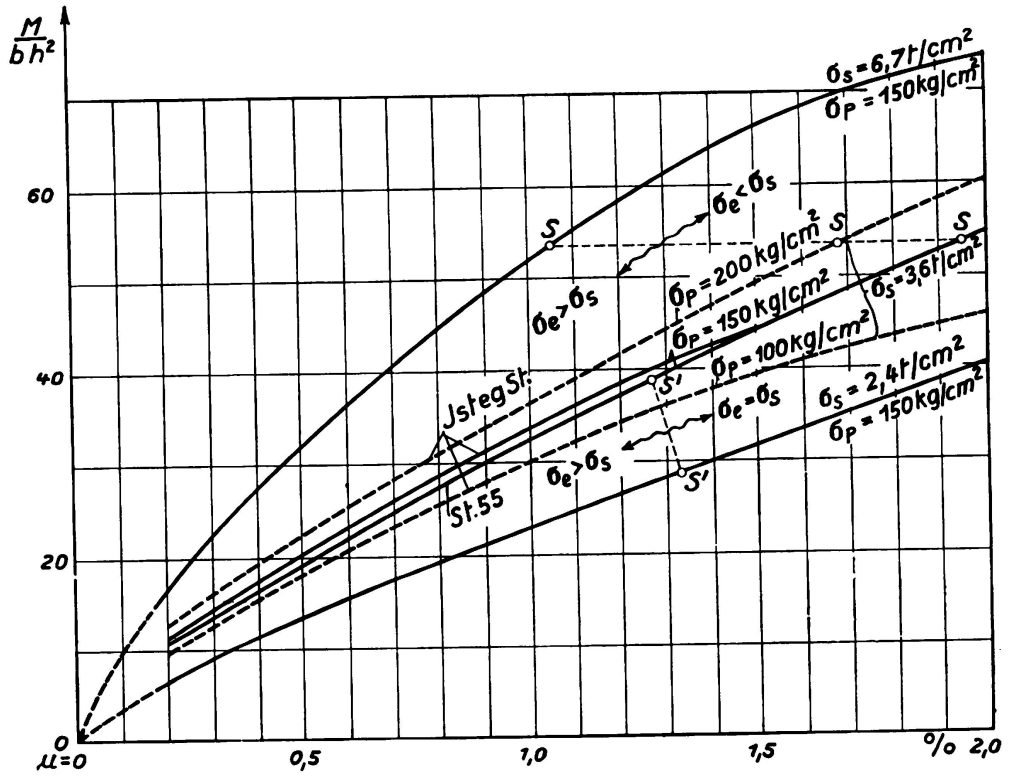


Fig. 8.

l'acier Isteg et les autres aciers à haute résistance sans limite d'écoulement prononcée peuvent supporter de plus fortes contraintes (par rapport à leur limite d'écoulement théorique) que l'acier 55 et ce dernier de plus fortes contraintes que l'acier 37. D'une manière générale ceci exprime que plus l'allongement de l'armature est grand, plus est restreinte son utilisation, toutes les autres conditions restant les mêmes.

2° Plus est faible la résistance σ_p du béton, plus β_s est grand pour une même qualité d'acier. Pour un même pourcentage d'armature $\beta_s\,\mu$ devient plus grand et par conséquent $\alpha = \frac{\sigma_e}{\sigma_s}$ plus petit; c-à-d que la résistance des poutres faiblement armées décroit sensiblement avec une qualité de béton décroissante. Du béton à haute résistance augmente nettement la résistance. Si par exemple pour du béton avec $\sigma_p = 100$ kg/cm² on a $\beta_s\,\mu = 0{,}20$, on obtient pour du béton avec $\sigma_p = 200$ kg/cm², $\beta_s\,\mu = 0{,}10$. Pour l'acier 55 la contrainte utilisable croit de $\frac{\sigma_e}{\sigma_s} = 1{,}05$ à 1,20 c-à-d de 14 %. La résistance croit à peu près dans la même proportion.

3° Si l'on remplace une armature en acier 37 avec limite d'écoulement σ_{s1} et pourcentage d'armature μ_1 par un acier à haute résistance avec limite d'écoulement σ_{s2} et pourcentage d'armature $\mu_2 = \frac{\sigma_{s1}}{\sigma_{s_2}} \cdot \mu_1$ on a un coefficient α de l'acier à haute résistance plus grand pour un même $\beta_s \mu$, c-à-d que l'utilisabilité de l'acier à haute résistance par rapport à sa limite d'écoulement est plus grande et la résistance plus haute. Si par exemple on remplace une armature en acier 37 avec $\beta_s \mu = 0{,}20$ par de l'acier Isteg, le coefficient α croit de 1,0 à 1,11. La résistance de la poutre armée en acier Isteg est par conséquent environ 11 % plus grande ou si l'on veut maintenir la même résistance le pourcentage d'armature de la poutre armée avec l'acier Isteg peut être réduit à la valeur calculée ci-dessus μ_2.

4° On peut tirer bien des conslusions de la fig. 8, par exemple les suivantes: La résistance de poutres avec même pourcentage d'armature μ croit moins que la limite d'écoulement correspondante, c-à-d qu'à une armature avec limite d'écoulement deux fois plus haute correspond une résistance moins de deux fois plus grande.

Si l'on remplace une armature par une armature à haute résistance, la section que doit avoir cette dernière, pour conserver à la poutre la même résistance, est sensiblement plus grande que la section que l'on pourrait attendre du rapport des limites d'écoulement. Remplaçons maintenant le béton avec résistance de 100 kg/cm² par un autre béton avec résistance de 200 kg/cm², pour un même pourcentage d'armature la résistance augmente de 20 à 25 % ou pour conserver la même résistance l'armature peut être réduite dans la même proportion.

De la considération du domaine facile à former du béton et de l'armature à la rupture, on peut tirer encore une série de conclusions importantes sur l'influence des aciers à haute résistance et des qualités du béton qui ne peuvent pas être acquises avec le procédé basé sur n.

e) Dimensionnement.

La détermination des dimensions des poutres de béton armé avec armature à haute résistance peut se faire de la même façon que pour l'acier 37. Si l'on part du domaine à la rupture, facile à former, le principe de contraintes admissibles et de coefficient n perd sa signification. La détermination de contraintes admissibles est toujours un tâtonnement incertain et une exigence à des variations de conception très développées. Le dimensionnement se fait de la façon la plus simple sur la base des qualités des matériaux $\beta_s = \frac{\sigma_s}{\sigma_p}$ et le degré de sécurité s se calcule au moyen des relations tirées de l'équation 6:

$$h = \sqrt{\frac{2}{\alpha \beta_s \mu \sigma (2 - \alpha \beta_s \mu)}} \cdot \sqrt{\frac{s M}{b \sigma_{p\,min}}} = a \sqrt{\frac{s M}{b \sigma_{p\,min}}} \qquad (7)$$

$$F_e = \frac{s M}{z \cdot \alpha \sigma_s} = \mu \cdot b \cdot h$$

Dans ces équations $\sigma_{p\,min} = \frac{2}{3} \sigma_{p\,moy} = 0{,}5$ à $0{,}6\ \sigma_{w\,moy}$ d'après les propositions

que nous avons faites ailleurs[20], et il faut admettre en général s = 2, en cas de besoin, en tenant compte d'un coefficient de choc à ajouter aux forces.

f) Conclusions.

Même s'il ne faut pas s'attendre à ce que l'acier à haute résistance supplante l'acier 37 dans la construction en béton armé, il y a cependant bien des domaines dans la construction des poutres et charpentes où l'emploi de l'acier à haute résistance, en général en liaison avec du béton à haute résistance, donne des possibilités intéressantes aux points de vue technique et économique. Le principale obstacle à l'extension de l'application des aciers à haute résistance était jusqu'à maintenant la crainte d'une trop forte fissuration et ainsi la crainte de relever les tractions, d'une façon correspondante à la qualité de l'acier, en maintenant le degré de sécurité généralement exigé. On croyait aussi que les aciers à haute résistance, et spécialement les aciers à limite d'écoulement relevée artificiellement (aciers Isteg, Tor et autres du même genre), rouillaient plus fortement, vieillissaient plus rapidement et résistaient mal à la fatique. Cela n'a pas été comfirmé par les essais.[21]

L'habitude et l'exécution au coup d'oeil qui rétrogradent avec l'accroissement de l'expérience, lorsque la conviction augmente, jouent aussi un certain rôle, de telle sorte que les préventions contre les fortes contraintes dans l'acier et par le fait même contre la durabilité des ouvrages, ne tiennent plus ou sont fortement exagérées lorsque le projet et l'exécution répondent à la réalité. Jusqu'à maintenant seuls l'acier Isteg et d'autres aciers à haute résistance se sont faits valoir dans une mesure appréciable dans des domaines spéciaux. Cela ne peut être que le commencement d'un nouveau développement dans la construction en béton armé.

Résumé.

Sur la base d'essais et de considérations théoriques, nous montrons le comportement des aciers à haute résistance dans les colonnes et les poutres. La déformation plastique, la fissuration et la sollicitation de la construction mixte, sous des charges faibles (les charges normales) se distinguent nettement du comportement sous des charges maxima (à l'état de rupture). Dans ce dernier cas les deux matériaux travaillent dans le domaine plastique.

La détermination de contraintes admissibles dans la méthode jusqu'à maintenant en usage, avec le coefficient n (= 10 ou 15), ne forme aucune mesure justifiée de la sécurité du système portant. Le principe de contraintes admissibles a perdu son sens. C'est pourquoi nous proposons le dimensionnement des colonnes aussi bien que des poutres sur la base des qualités réelles des matériaux et sur la base du coefficient de sécurité que l'expérience nous a montré comme nécessaire.

---

[20] Beton und Eisen, 1936.

[21] Dauerversuche an Balken mit St. 37, 55, 80 und Istegbewehrung, Fasc. 15 des österr. Eisenbetonausschusses 1935.

II d

Influence des reprises de bétonnage et des joints de dilatation.

Einfluß von Betonierungs- und Bewegungsfugen.

Influence of concreting and dilatation joints.

Leere Seite
Blank page
Page vide

IId 1

Joints de bétonnage et de dilatation dans les constructions du Génie civil.

Betonierungs- und Bewegungsfugen in Ingenieurbauten.

Concreting and Dilatation Joints in Engineering Structures.

Dr. techn. Ing. F. Baravalle,
Stadtbauamt, Wien.

Les nouvelles connaissances en construction de béton armé qui furent acquises au cours de ces dernières années par des investigations économiques et pratiques, ont permis un accroissement continu des sollicitations du béton, sans pour autant entraîner une réduction de la sécurité des ouvrages. A l'heure actuelle, la sécurité par rapport aux résistances du béton est souvent plus haute qu'autrefois, malgré les sollicitations plus élevées.

Les raisons en sont les suivantes:

1° La qualité du ciment n'a cessé de s'améliorer,

2° les connaissances importantes que l'on a acquises au cours des essais au sujet de la composition granulométrique des matériaux additionnels peuvent de plus en plus être appliquées aux constructions,

3° il est possible d'apporter tout le soin nécessaire au rapport eau-ciment et au pourcentage d'air dans le béton frais lors des exécutions,

4° il est possible d'employer des aciers sans limite d'écoulement prononcée,

5° les principes théoriques pour la détermination des contraintes effectives ont été nettement développés et

6° la connaissance de l'allure des contraintes internes dans les systèmes portants de béton armé a pu être fortement étendue par les séries d'essais exécutées au cours de ces dernières années.

Bien d'autres questions et bien d'autres tâches se présentent parallèlement au relèvement des sollicitations admissibles pour l'exécution des systèmes portants. Les dimensions des systèmes portants pour une certaine charge, un type de sollicitation ou la conformation constructive ne se déterminent pas de la même façon pour des sections élancées ou trapues, hautes ou basses. Si l'on réduit les dimensions de la section, les influences:

1° des fléchissements,

2° des oscillations du système portant,

3° du flambage,

4° des actions chimiques, mécaniques et thermiques sont relevées alors que les contraintes internes sont souvent réduites par les effets de température et par le retrait du béton.

Les investigations sur les contraintes internes, la plasticité du béton et les oscillations des ouvrages, pour surcharges appliquées brusquement[1] et pour des charges répétées des millions de fois[2] entre des limites de contraintes les plus variables, ont été poussées si loin qu'une évaluation mathématique au moins approximative de ces influences est toujours possible. De même il est possible de calculer les contraintes internes résultant des variations de température et du retrait du béton; cependant la grandeur de ces influences de contrainte varie pour différents membres de construction élancés et c'est pourquoi les règles d'exécution valables jusqu'à maintenant seront modifiées à bien des points de vue dans la construction de béton armé moderne.

La comparaison qui va suivre, de l'exécution de deux réservoirs du Service d'alimentation en eau de source de la Ville de Vienne, doit montrer l'influence des nouvelles connaissances en construction de béton armé sur le projet et la conformation des systèmes portants.

Réservoir de Krapfenwaldl.

Le réservoir d'eau de Krapfenwaldl[3] fut construit de 1923 à 1926, il a une surface de 27,70 m · 39,40 m, une hauteur moyenne de 5,58 m et une capacité de 4900 m.[3] Une forte paroi intermédiaire continue divise le réservoir en deux chambres indépendantes l'une de l'autre. On peut voir la disposition de la construction portante (dalle champignon), en plan et en coupes dans les fig. 1 et 2. La base pour le dimensionnement des sections de béton armé fut le „Vorschrift über die Herstellung von Tragwerken aus Eisenbeton oder Beton bei Hochbauten" 1921 (Prescription sur l'exécution des constructions portantes en béton ou en béton armé dans la construction des charpentes). Les sollicitations maxima se trouvent dans la dalle du réservoir et se montent d'après le stade II (zone de traction du béton supposée complètement exclue), calculées avec

$$n = \frac{E_e}{E_b} = 15 \text{ à } \quad \sigma_b = 60 \text{ kg/cm}^2 \quad \sigma_e = 1200 \text{ kg/cm}^2.$$

La résistance de cube minima, exigée par ces sollicitations, était $W_{b28} = 170$ kg/cm² (cubes 20 · 20 · 20). La plus grande sollicitation dans les colonnes du réservoir, sans tenir compte des variations de température, était de 38 kg/cm² pour une surcharge répartie par champs, et de 25 kg/cm² pour une surcharge complète répartie sur toute la dalle.

Afin d'éliminer le plus possible les contraintes de retrait et les efforts engendrés par des affaissements inégaux, le Prof. Dr. Ing. *R. Saliger* a recom-

---

[1] Essais sur des poutres de béton armé mises en charge brusquement du Prof. Dr. Ing. *R. Saliger,* Ecole Polytechnique de Vienne; le rapport sur ces essais est en préparation.

[2] Essais à la fatigue sur poutres de béton armé avec différentes armatures d'acier du Prof. Dr. Ing. *R. Saliger,* Ecole Polytechnique de Vienne. — „Mitteilungen über Versuche ausgeführt vom Oest. Eisenbeton-Ausschuß", fasc. 15, Vienne 1935, Oe.J.A.V.

[3] „Der Wasserbehälter Krapfenwaldl der Wiener Hochquellenwasserleitung" par le Prof. Dr. Ing. *R. Saliger,* Ecole Polytechnique de Vienne. Beton u. Eisen 1926, fasc. 13; Österr. Bauzeitung 1926, fasc. 17.

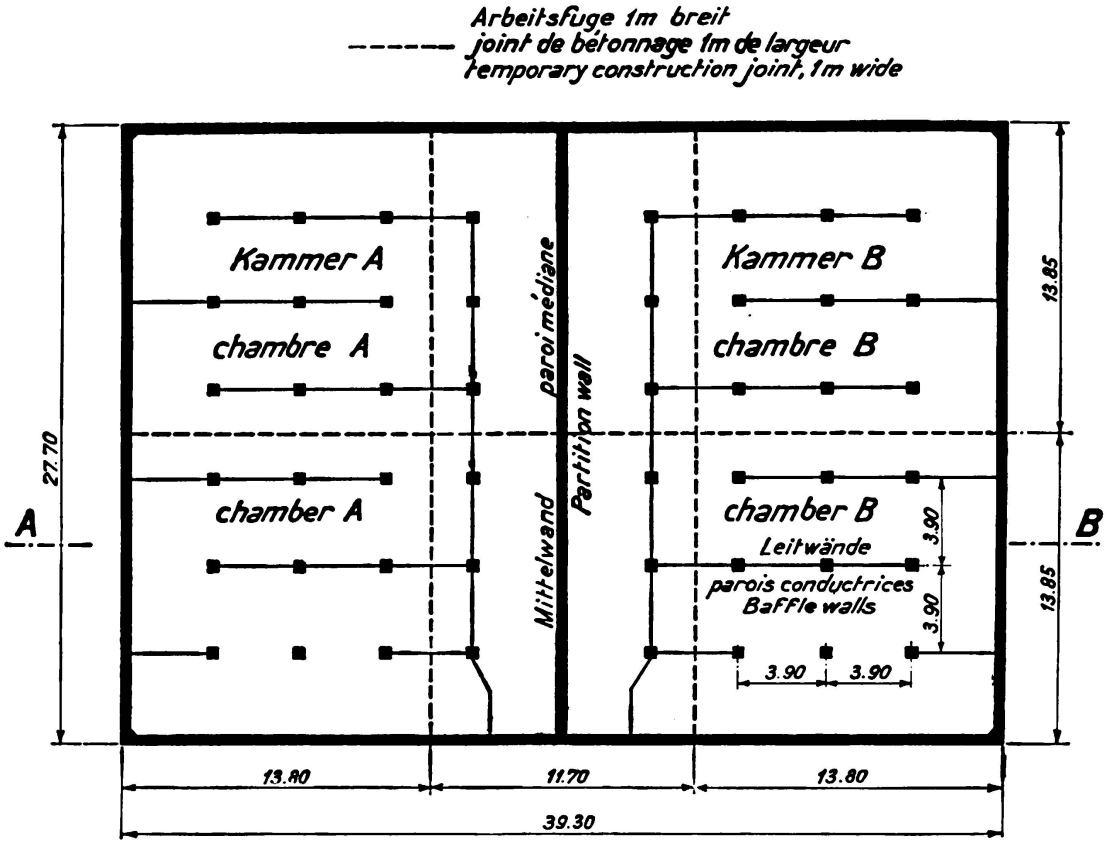


Fig. 1.

Réservoir d'eau Krapfenwaldl. Vue en plan.

mandé la disposition de joints de bétonnage de 1 m de largeur qui divisent toute la construction portante du réservoir, des fondations, des parois et de la dalle en 6 parties d'au plus 13,70 m de longueur (fig. 1 et 3). On a maintenu

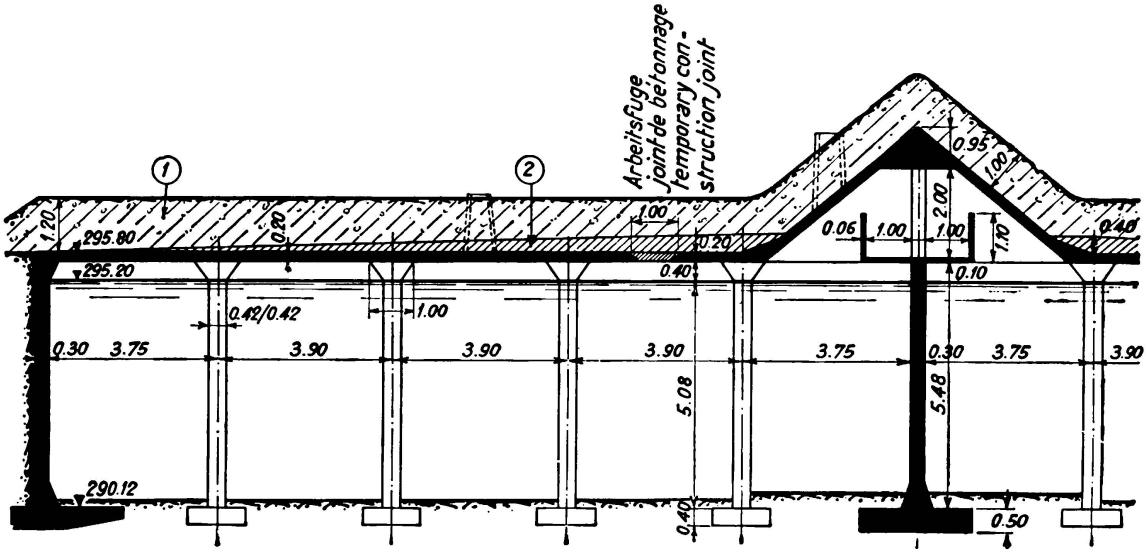


Fig. 2.

Réservoir d'eau Krapfenwaldl. Coupe A—B.

1) ballastage de terre.

2) béton leger.

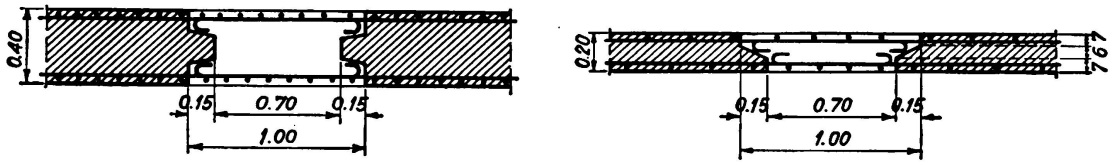


Fig. 3.

Réservoir d'eau Krapfenwaldl. Joint de bétonnage dans la paroi et le plancher.

ouverts, aussi longtemps que l'exécution de la construction le permettait, ces joints de bétonnage entre les parties de la construction, exécutées tout-à-fait séparément, et les fers d'armature de la dalle ainsi que les fers de répartition dans la paroi dépassent de beaucoup de chaque côté (au moins 70 cm) *sans* être continus, ceci afin d'éliminer des précontraintes défavorables dans l'acier et le béton. La largeur des joints est donné par la longueur de l'empiètement nécessaire des fers. Leur disposition dans la paroi et dans la dalle est représentée à la fig. 3. Le béton employé pour le remplissage des joints de bétonnage avait la même composition que le béton des parties à relier.

Par l'introduction de ces joints de bétonnage il était possible d'éliminer les influences préjudiciables du retrait qui se produit le plus fortement dans le béton jeune et comme en plus de cela, avant le remplissage de ces joints les parties terminées furent ballastées autant que possible, la plus grande partie de l'influence des affaissements de la construction portante était limitée aux

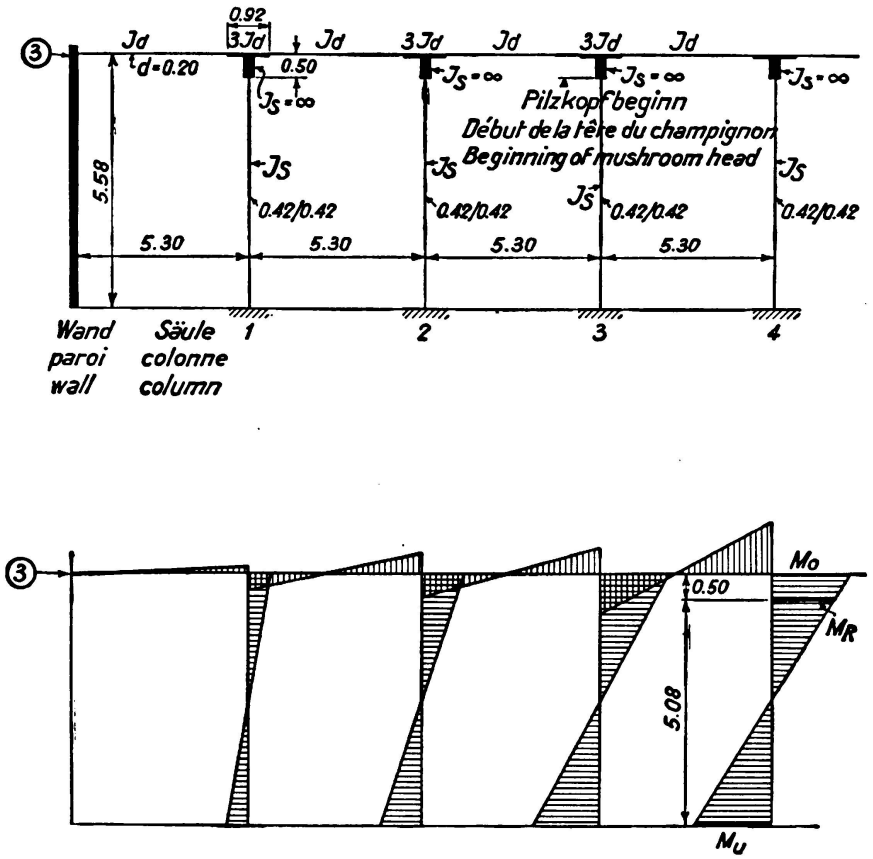


Fig. 4

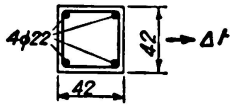
Réservoir d'eau Krapfenwaldl. 3) Fixation, paroi supposée ∞ rigide, M_o, M_R, M_u.

seules éléments de la construction. La disposition de ces joints de bétonnage permit d'exécuter le réservoir sans joint de dilatation permanent. Si l'on calcule d'après la méthode du cadre de substitution et suivant le procédé des points fixes, les moments de flexion et les sollicitations qui se produisent dans la construction pour une variation de température $\Delta t = 10^0$ C, on obtient les valeurs données dans le tableau I.

Tableau I.

Réservoir d'eau de Krapfenwaldl.

Moments de flexion et sollicitations produits dans les colonnes par une variation de température de $\Delta t = 10^0$ C [calculés d'aprés le stade II; zone de traction du béton supposée complètement inagissante et $n = \frac{E_e}{E_b} = 15$].

Distance de la paroi extérieure admise comme rigide		Colonne 1 3,90	2 7,80	3 11,70	4 15,60 m
Moment de flexion dans l'axe du système portant	M_O	0,480	0,968	1,514	1,703
Moment de flexion au début de la tête du champignon	M_R	0,398	0,800	1,250	1,410
Dimensions de la section et armatures des colonnes au début de la tête du champignon.		 $F_e = F'_e = 7{,}60$ cm²			
		d=42 cm	h=39 cm	x_{II}=10,62 cm	J_{II}=115356 cm⁴
Contraintes de compression dans le béton par suite de M_R		3,7	7,4	11,5	13,0 kg/cm²
Contraintes de traction dans e fer par suite de M_R		147	296	462	520 kg/cm²

Les hypothèses pour le calcul des cadres et l'allure des moments sont représentées à la fig. 4.

Cette forte influence des effets de température s'explique par la grandeur de la construction portante et par l'élancement relativement faible des colonnes rectangulaires. Pour une hauteur moyenne de $h = 5{,}58$ m et une épaisseur de $d = 42$ cm, le degré d'élancement des colonnes $\frac{h}{d} = \frac{558}{42} = 13{,}3$.

On peut calculer, en tenant compte de la déformation d'un cadre, en négligeant le fléchissement de la poutre et pour le même degré d'élancement des colonnes, les forces et les contraintes qui se produisent par suite de l'allongement de la poutre dans les colonnes supposées totalement encastrées en bas, d'après la fig. 5.

$$\frac{H_n \cdot \left(\frac{h}{2}\right)^3}{3 \cdot E \cdot J_s} = \frac{H_n \cdot h}{2} \frac{\left(\frac{h}{2}\right)^2}{3 \cdot E \cdot J_s} = \frac{\Delta e}{2} = \frac{w \cdot \Delta t \cdot L}{4}$$

Avec $M = \frac{H_n \cdot h}{2}$ on a d'après le stade I, $E_{bz} = E_{bd} = 210000\ kg/cm^2 = E$ et sans tenir compte des armatures:

$$M = \frac{H_n \cdot h}{2} = \frac{2\,J_s}{d} \cdot \sigma_b \quad \text{et} \quad \frac{2\,J_s}{d} \cdot \sigma_b = \frac{w \cdot \Delta t \cdot L}{4} \frac{3 \cdot E \cdot J_s}{\left(\frac{h}{2}\right)^2}$$

d'où $$\sigma_b = \frac{d \cdot w \cdot \Delta t \cdot L}{4 \cdot 2 \cdot J_s} \frac{3 \cdot E \cdot J_s}{\left(\frac{h}{2}\right)^2} = \frac{3}{2 \cdot h^2} \cdot d \cdot w \cdot \Delta t \cdot E \cdot L.$$

Pour $h = 5{,}58$ m, $d = 0{,}42$, $L = 2 \cdot 4 \cdot 3{,}90$ m $= 31{,}20$ m
$\Delta t = 10^0$ C , $w = 0{,}00001$, $E = 210000\ kg/cm^2$ on obtient

$$\sigma_b = \frac{3}{2.558^2} \cdot 42 \cdot 0{,}00001 \cdot 10 \cdot 210000 \cdot 3120 = 13{,}2\ kg/cm^2$$ contre $\sigma_b = 13\ kg/cm^2$

d'après le calcul exact des cadres (fig. 5, tableau I). L'ordre de grandeur des sollicitations qui existent par suite des variations de température peut ainsi être déterminé d'une façon approximative par ces données valables pour de tels systèmes portants.

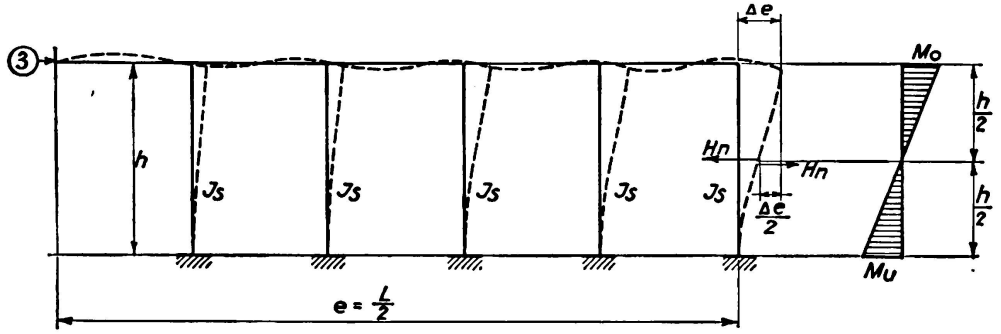


Fig. 5.

Réservoir d'eau Krapfenwaldl. 3) Fixation, paroi supposée ∞ rigide, M_o, M_R, M_u.

Réservoir de Lainz.[4]

Le réservoir d'eau du Jardin zoologique de Lainz près de Vienne, actuellement en construction est à la connaissance de l'auteur le plus grand réservoir fermé d'eau potable qui existe au monde. Il a une surface de 25000 m², une hauteur moyenne de 6,85 m et une capacité de 144,000 m³. Une paroi intermédiaire continue, de 35 cm d'épaisseur divise le réservoir en deux chambre A et B indépendantes l'une de l'autre. On peut voir la disposition du système portant (dalle

[4] „Der Bau des Wasserbehälters im Lainzer Tiergarten" par le Dr. Ing. *R. Tillmann*, Zeit schrift des Oe.J.A.V., 1936, fasc. 21/22. Le projet mis en soumission fut établi sur la base du projet exécuté par le Prof. Dr. Ing. *R. Saliger* pour le réservoir de Krapfenwaldl. La direction des travaux fut assurée par le Dr. Ing. *R. Tillmann* et l'Ing. *Zaubek* du Département 27 (Service des eaux). Le Prof. Dr. Ing. *R. Saliger* et le Dr. Ing. *F. Pongratz* furent les conseillers de la „Arbeitsgemeinschaft für den Bau des Wasserbehälters im Lainzer Tiergarten" constituée des maisons suivantes:

Allgemeine Baugesellschaft A. Porr
Universale Redlich u. Berger Bau A.G.
Bauunternehmung H. Rella u. Co.
Bauunternehmung F. Swittalek's Wtwe.
Bauunternehmung G. u. W. Gröger.

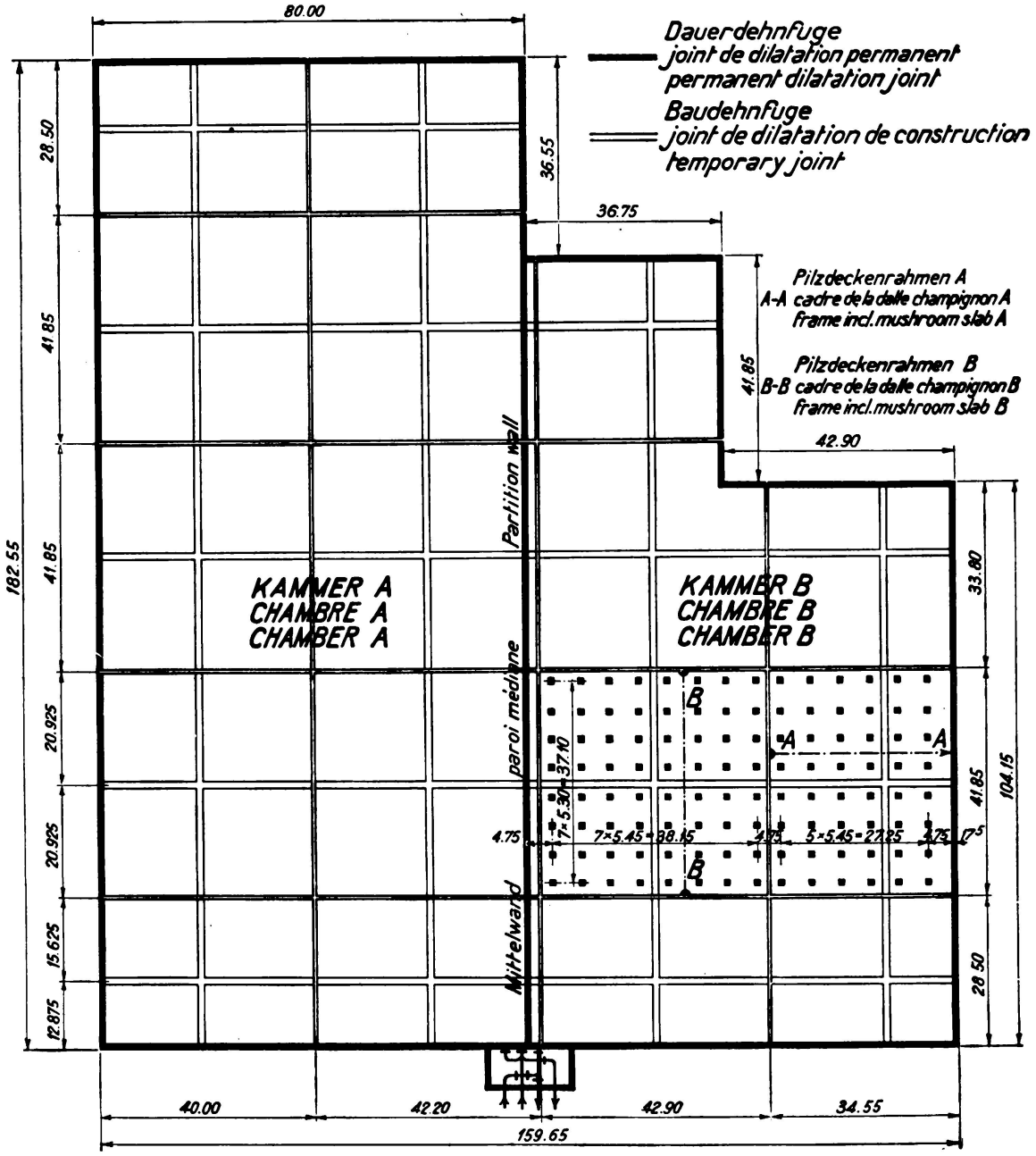


Fig. 6.

Réservoir d'eau Lainz. Vue en plan.

champignon) en plan et en coupe sur les fig. 6 et 11. La 4e édition des Normes autrichiennes pour le béton armé B 2302, actuellement en préparation, servit de base pour le calcul du réservoir. Cet ouvrage mérite tout spécialement d'attirer l'attention, non seulement au point de vue hydraulique, mais aussi au point de vue constructif.

La contrainte de compression admissible, calculée d'après le stade II (zone de traction du béton supposé non agissante) avec $n = \frac{E_e}{E_b} = 15$, est de

$$\sigma_{bd\ adm} = \frac{W_b\ 28}{3}$$

cependant au maximum:

pour les parois du réservoir	(d = 35 cm < 40 cm)	80 kg/cm²
pour les socles	(d = 45 cm > 40 cm)	100 kg/cm²
pour les dalles	(d = 25 cm < 40 cm) .	
dans le cas de charge I		80 kg/cm²
dans le cas de charge II, 80 · 1,20		96 kg/cm²
pour les colonnes	(d = 45 cm > 40 cm)	
dans le cas de charge I		100 kg/cm²
dans le cas de charge II, 100 · 1,20		120 kg/cm²

La contrainte admissible dans l'acier calculée, d'après le stade II (zone de traction du béton supposée non agissante) avec $n = \frac{E_e}{E_b} = 15$, est:

pour le cas de charge I	pour l'acier St. 37, II		1200 kg/cm²
	pour l'acier Isteg	1500 · 1,10	1800 kg/cm²
pour le cas de charge II	pour l'acier St. 37 II	1200 · 1,25	1500 kg/cm²
	pour l'acier Isteg	1500 · 1,10	2000 kg/cm²

Pour le calcul de la stabilité des *parois extérieures* on tint compte des cas de charge suivantes:

1° Réservoir vide, poussée des terres complète, dalle chargée par champs de façon alternative sans ballast et avec ballast + charge utile.

2° Réservoir plein, demi-poussée des terres, dalle chargée par champs de façon alternative sans ballast et avec ballast + charge utile.

Pour le calcul *des dalles et des colonnes* en a tenu compte dans le cas de charge I de l'effet le plus défavorable:

du poids propre + le ballast complet
de la poussée des terres
de la pression de l'eau
de la charge utile (charge de neige)
$\Delta t = \pm 10^0$ C.

dans le cas de charge II de l'effet le plus défavorable:

du poids propre + le demi ballast
de la poussée des terres
de la pression de l'eau
de la charge utile (demi ballast + charge de neige)
$\Delta t = \pm 10^0$ C.

Si l'on tient compte du fait que l'eau traverse le réservoir en 17 heures au maximum, un ballast de terre de 50 cm d'épaisseur pour l'isolation du réservoir est suffisant.

Une exécution de la construction portante sans joint de dilatation, comme dans le cas du réservoir de Krapfenwaldl, était cependant impossible par suite de la grande extension du réservoir (surface env. 25 000 m²).

Le calcul des sollicitations, effectué suivant la méthode indiquée ci-dessus (fig. 5), a donné pour

$n = 6{,}85$ m $w = 0{,}00001$
$d = 0{,}42$ m $E = 210\,000$ kg/cm²
$\Delta t = 10^0$ C

pour $L = 182{,}55$ m: $\sigma_b = \frac{3}{2h^2} \cdot d \cdot w \cdot \Delta t \cdot E \cdot L = \frac{3}{2.685^2} \cdot 42 \cdot 0{,}00001 \cdot 10 \cdot 210\,000 \cdot 18\,255 = 52$ kg/cm²

et pour $L = 159{,}65$ m $\sigma_b = 45$ kg/cm².

Ceci nous montre que la disposition de joints de dilatation (permanents) était absolument indispensable. Cependant il était possible de réduire sensiblement le nombre des joints de dilatation permanents en prévoyant des joints de bétonnage (de même que lors de la construction du réservoir de Krapfenwaldl), ce qui représente une diminution des frais de construction et la réduction des frais futurs d'entretien.

On peut voir à la fig. 6 la disposition que l'on a adoptée pour les joints de bétonnage et les joints de dilatation permanents. La plus grande distance des joints de dilatation permanents est d'environ 40 m, ce qui correspond d'après le calcul approximatif (fig. 6), pour $\Delta t = 10^0$ C, à une sollicitation du béton de

$$\sigma_b = 11 \text{ kg/cm}^2.$$

Dans les joints de construction, les différents éléments de la construction sont complètement séparés jusqu'au béton de protection et les fers d'armature de la dalle, ainsi que les fers de répartition des parois, traversent très loin des deux côtés, de telle sorte que l'on évita les précontraintes défavorables dans l'acier et dans le béton.

La conformation des joints de construction dans la paroi et dans la dalle est représentée à la fig. 7.

De même que dans le réservoir de Krapfenwaldl, les joints de construction restent ouverts jusqu'à ce que le ballast soit appliqué sur la dalle et à côté des parois, avec renforcement soigné de la construction portante. Les joints de travail doivent rester ouverts au moins 6 mois afin que toutes les différentes influences détériorantes (retrait, affaissement inégal des différents éléments, etc.) puissent s'exercer avant la fermeture des joints.

Le béton à employer pour le bétonnage des joints de construction doit posséder la même composition que le béton des parties à rassembler.

Près des joints de construction des parois extérieures, on a prévu des cheminées de travail demi-circulaires et au-dessous des joints de dilatation permanents on a disposé un drainage ordinaire (fig. 8), afin d'éviter dans tous les cas une humidification du terrain. Comme le limon compact qui se trouve là gonfle lorsque de l'eau y pénètre et finalement devient complètement mou, il fallait aussi tenir compte du sol dans la disposition des joints de dilatation.

Par suite de la division de la construction portante du réservoir au moyen des joints de dilatation permanents, il existe deux types fondamentaux de systèmes en cadres.

Le système cadre A: cadre de 5 à 7 champs avec 5 à 7 colonnes (section carrée de 42 cm), avec une paroi fixe (paroi extérieure ou médiane) et avec, en haut, une dalle champignon continue (fig. 6).

Le système cadre B: cadre à 7 champs avec 8 colonnes (section carrée de 42 cm) avec, en haut, une dalle champignon continue (fig. 6).

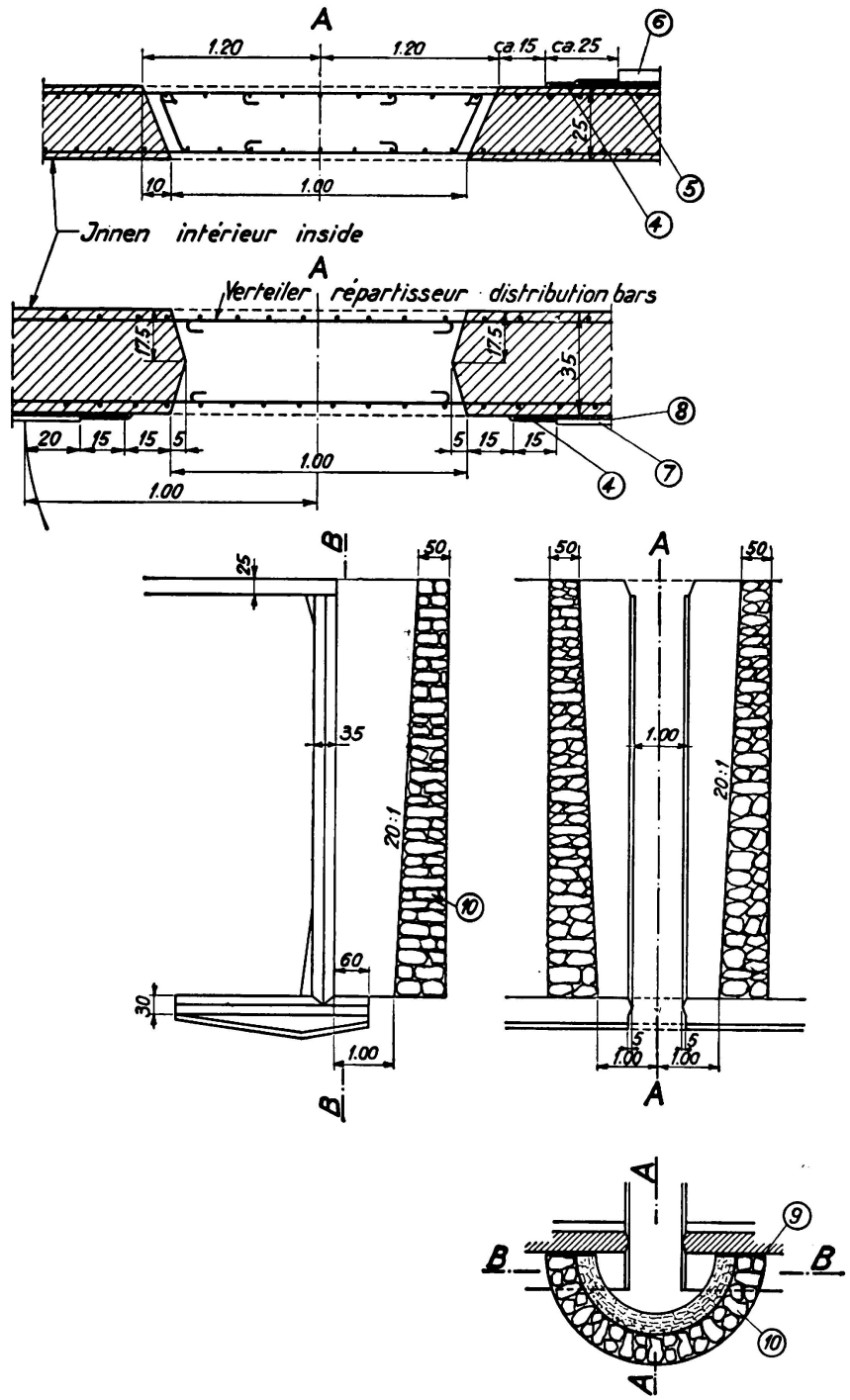


Fig. 7. Réservoir d'eau Lainz.

4) carton goudronné collé.
5) isolation horizontale. (2 couches de carton goudronné).
6) béton de protection de 4 cm d'épaisseur.
7) crépi.
8) isolation verticale.
9) couche double de carton goudronné.
10) murs sans mortier.

Chacun de ces systèmes en cadre fut calculé par le procédé des points fixes, comme cadre champignon avec colonnes complètement encastrées en bas. On a introduit comme largeur du système cadre considéré la largeur de tout le champ.

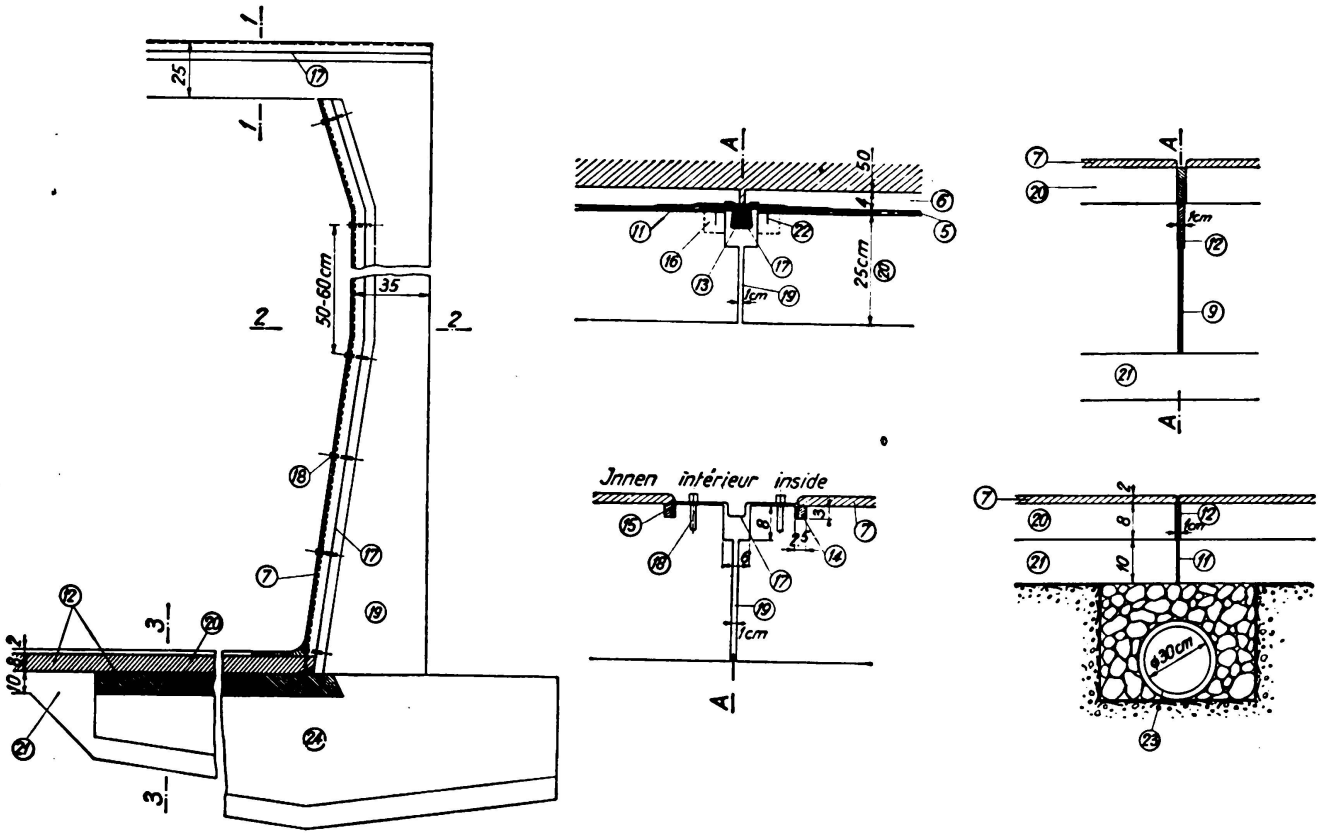


Fig. 8. Réservoir d'eau Lainz.

11) carton goudronné.
12) asphalte coulé.
13) mastic d'asphalte.
14) comblé par du mortier de ciment.
15) corde de chanvre goudronné.
16) cheville en bois.
17) plaque de cuivre.
18) vis de cuivre.
19) joint.
20) dalle de béton armé.
21) béton de protection.
22) pointe soudée en haut.
23) tuyau de drainage.
24) joint avec carton goudronné interposé.

La répartition des moments de flexion, calculés en travée et sur les colonnes, se fit suivant les prescriptions autrichiennes pour le béton armé.

Les moments de flexion et les sollicitations résultant d'une variation de température de $\Delta t = 10^0$ C dans les systèmes cadres A et B, sont donnés ainsi que les hypothèses admises pour le calcul dans les tableaux II et III et dans la fig. 9.

Nous allons comparer la sensibilité du système portant du réservoir d'eau du Jardin zoologique de Lainz à la sensibilité du resérvoir de Krapfenwaldl; les contraintes que l'on obtient à une certaine distance de la paroi supposée fixe, pour une variation de température $\Delta t = 10^0$ C, sont les suivantes:
Réservoir de Krapfenwaldl (fig. 4)

pour $\frac{L}{2} = 15{,}60$ m, d'après le tableau I

$M_R = 1{,}410$ tm
$\sigma_b = 13{,}0$ kg/cm² et
$\sigma_e = 520{,}0$ kg/cm²

Tableau II.

Réservoir d'eau du Jardin Zoologique de Lainz.

Moments de flexion et sollicitations engendrés dans les colonnes du cadre A par une variation de température de $\Delta = 10^0$ C [calculés d'après le stade II; zone de traction du béton supposée complètement inagissante et $n = \frac{E_e}{E_b} = 15$.

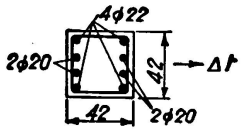
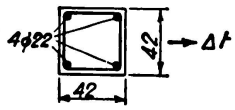
Distance de la paroi extérieure admise comme rigide		Colonne 1 4,75	2 10,20	3 15,65	4 21,10	5 26,55	6 32,00 m
Moment de flexion dans l'axe du système portant	M_0	0,440	0,937	1,450	1,912	2,561	2,518 tm
Moment de flexion au début de la tête du champignon	M_R	0,365	0,776	1,210	1,595	2,130	2,080 tm
Dimensions de la section et armatures des colonnes au début de la tête du champignon		 $F_e = F'_e = 13{,}88$ cm² d = 42 cm h = 39 cm $x_{II} = 12{,}77$ cm $J_{II} = 192784$ cm⁴					
Contraintes de compression dans le béton par suite de M_R		2,4	5,0	8,0	10,5	14,1	13,8 kg/cm²
Contraintes de traction dans le fer par suite de M_R		75	157	248	326	435	426 kg/cm²

Tableau III.

Réservoir d'eau du Jardin Zoologique de Lainz.

Moments de flexion et sollicitations engendrés dans les colonnes du cadre B par une variation de température de $\Delta t = 10^0$ C [calculés d'après le stade II; zone de traction du béton supposée complètement inagissante et $n = \frac{E_e}{E_b} = 15$].

Distance de la paroi extérieure admise comme rigide		Colonne 1 2,65	2 7,95	3 13,25	4 18,55 m
Moment de flexion dans l'axe du système portant	M_0	0,252	0,717	1,296	1,470 tm
Moment de flexion au début de la tête du champignon	M_R	0,210	0,595	1,080	1,215 tm
Dimensions de la section et armatures des colonnes au début de la tête du champignon		 $F_e = F'_e = 7{,}60$ cm² d = 42 cm h = 39 cm $x_{II} = 10{,}62$ cm $J_{II} = 115356$ cm⁴			
Contraintes de compression dans le béton par suite de M_R		1,9	5,8	10,0	11,2 kg/cm²
Contraintes de traction dans le fer par suite de M_R		77	220	397	446 kg/cm²

Réservoir de Lainz (fig. 9, cadre A)

pour $\frac{L}{2} = 15{,}65$ m, d'après le tableau II

$$M_R = 1{,}210 \text{ tm}$$

pour des dimensions et des armatures de colonnes identiques à celles du réservoir de Krapfenwaldl on aurait

$$\sigma_b = 11{,}1 \text{ kg/cm}^2$$
$$\sigma_e = 446{,}0 \text{ kg/cm}^2$$

et pour les armatures effectivement employées et les mêmes dimensions de colonnes:

$$\sigma_b = 8{,}0 \text{ kg/cm}^2$$
$$\sigma_e = 248{,}0 \text{ kg/cm}^2.$$

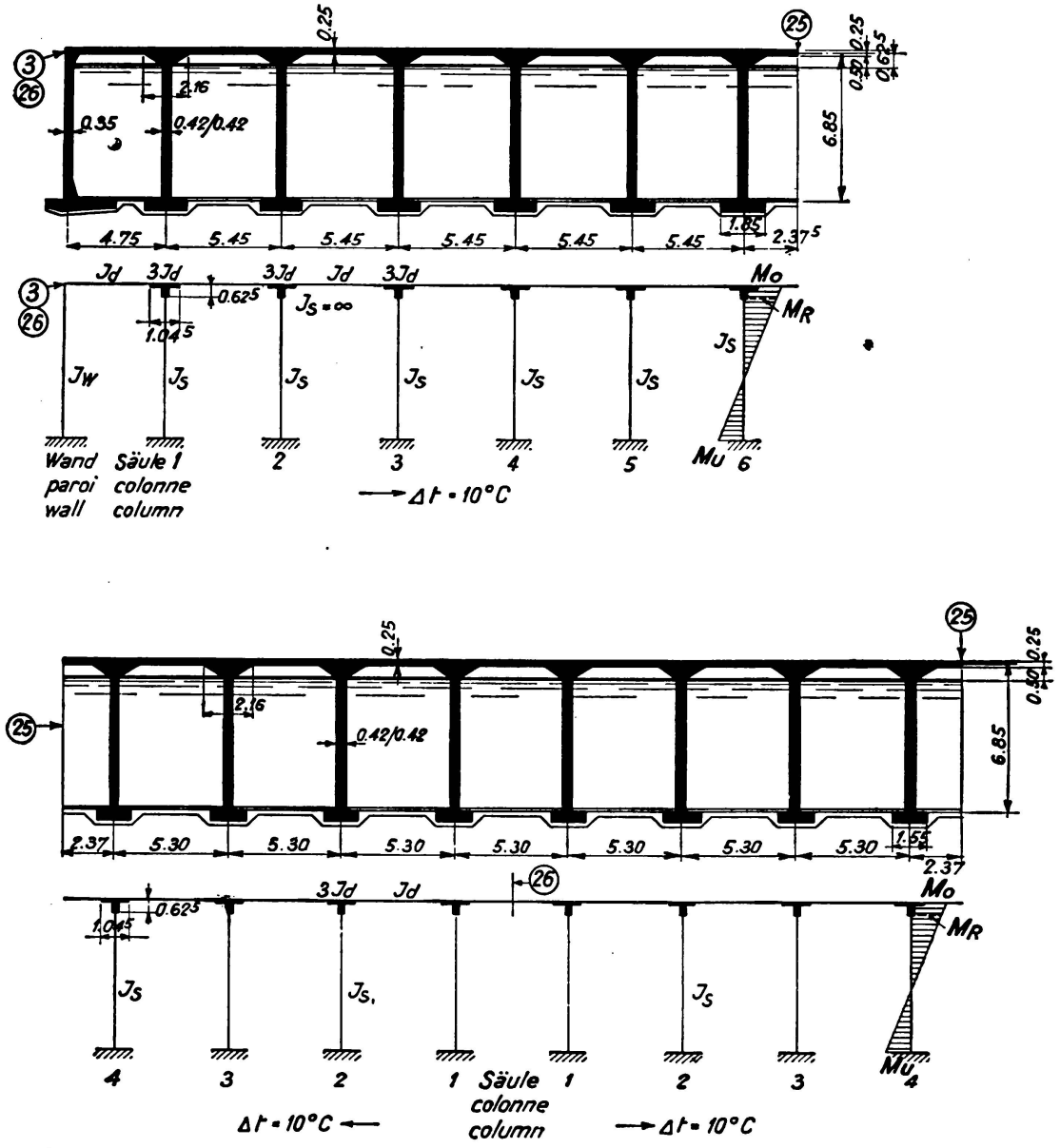


Fig. 9. Réservoir d'eau Lainz.

25) joint de dilatation permanent.

26) fixation pour les variations de température M_o, M_R, M_u.

La possibilité de construire plus élancé comprend en même temps la possibilité d'augmenter dans une certaine mesure la distance des joints de dilatation, cependant cette influence ne doit pas être surestimée sans contrôle théorique exact.

Nous allons parler dans ce qui suit des influences des progrès indiqués au début dans les points de 1 à 6 quant à l'amélioration de la qualité du béton, de l'acier d'armature et des connaissances théoriques exactes, sur le danger de fissuration et l'éloignement des joints de dilatation dans la construction en béton armé.

Outre l'avantage de pouvoir relever les sollicitations par la conformation nouvelle et appropriée du béton, ce qui permet de réduire les dimensions des sections, ce mode d'exécution du béton présente encore deux autres avantages:

a) La plus grande uniformité du béton réduit d'une façon appréciable le danger de fissuration car les points faibles (nids d'abeilles et autres) peuvent être ramenés à un minimum ou peuvent même être complètement éliminés.

b) Le nouveau procédé de vibrage permet de réduire la quantité de ciment et d'eau et en outre ce procédé permet de diminuer la quantité d'air contenue par le béton frais.

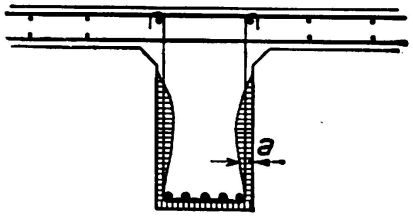


Fig. 10.

Profondeur de fissure a dans des poutres de béton armé.

Pour la construction du réservoir de Krapfenwaldl on utilisa du béton coulé avec gravier de carrière et 350 kg de ciment par m^3 de béton terminé et l'on employa les méthodes usuelles de bétonnage.

Pour le réservoir du Jardin zoologique de Lainz l'apport des matériaux se fit d'après le poids et en granulations séparées. La quantité de ciment, sur la base d'essais préliminaires et en tenant compte du vibrage, fut fixée à 240—270 kg par m^3 de béton fini.

L'influence des contraintes de retrait est fortement réduite par l'exécution du béton à grande régularité et à faible contenance de ciment. Il est par conséquent possible d'augmenter la distance des joints de dilatation de la construction portante ou, si l'on conserve la distance usuelle des joints de dilatation, la sécurité à la fissuration est accrue.

Un développement plus grand peut être atteint par l'emploi d'aciers à haute limite d'écoulement ou d'aciers sans limite d'écoulement prononcée, en un mot des aciers à haute résistance. On évite ainsi la concentration de forts allongements des fers et la formation de fissures béantes.

La détermination de la profondeur des fissures, dans une série d'essais exécutés par le Prof. Dr. Ing. *R. Saliger* sur des poutres avec différentes armatures[5],

[5] Voir Note 1.

fut effectuée par le Dr. Ing. *Jonas Kuodis*, au moyen de solutions colorées très fluides (4 % de Nigrosin dans de l'alcool pur) et les résultats sont décrits dans son travail de dissertation[6].

D'après les conclusions, les fissures qui se produisent ne s'étendent pas sur toute la section de la poutre dans un essai avec charges immobiles mais elles se répartissent ainsi que l'indique la fig. 10. La fig. 11 montre le résultat de l'essai avec colorant pour la fissure 5 de la poutre 54a des essais du Prof. Dr. Ing. *R. Saliger*. On a laissé agir la couleur lors de l'essai jusqu'à saturation.

Sur la base des travaux faits jusqu'à ce jour on peut encore étudier, par de grandes séries d'essais, l'allure effective des fissures à l'intérieur de la section de

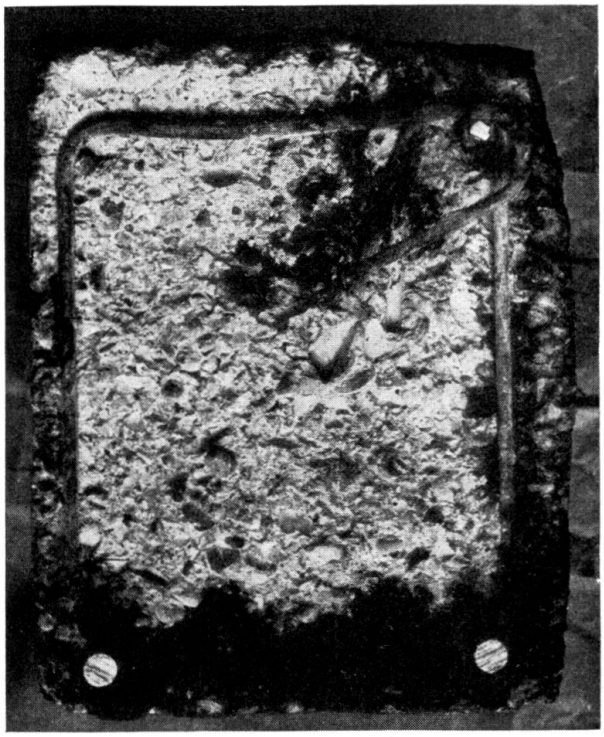


Fig. 11.

Détermination pratique de la profondeur des fissures dans les poutres de béton armé, par un essai de coloration.

béton. Cette étude donne de nouvelles directives, tant sur le mode de dimensionnement des systèmes portants que sur leur disposition constructive.

En augmentant l'extensibilité et la résistance à la traction du béton, il est possible de réduire le danger de fissuration. Chaque progrès réalisé dans ce sens entraîne avec lui un progrès dans les possibilités de conformation.

Le nouveau *marché couvert de Ploesti* (fig. 12) est une construction dans laquelle les joints de travail ont tout spécialement fait leur preuve.[7]

Les joints de construction avaient ici, outre le rôle de supprimer les contraintes de retrait, le but précis d'éloigner de la dalle les efforts de traction car, sans

[6] Pas encore publié.

[7] „Die neue Großmarkthalle in Ploesti" par le Prof. Dr. Ing. *R. Saliger* et le Dr. Ing. *F. Baravalle:* Der Bauingenieur 1933, fasc. 21/22.

mesures spéciales, la dalle de la coupole avec ses poutres aux naissances, le sommier continu en forme d'anneau ainsi que les dalles elles-mêmes auraient agi comme tirant de la construction portante en arc.

La condition fondamentale pour que l'action que l'on a admise pour les joints de dilatation permanents puisse s'effectuer, est la capacité de mouvement sans entraves de ces joints. Lorsque la construction portante est divisée en deux parties tout-à-fait distinctes par des joints continus, la capacité de mouvement est assurée de la façon la meilleure et la plus sûre.

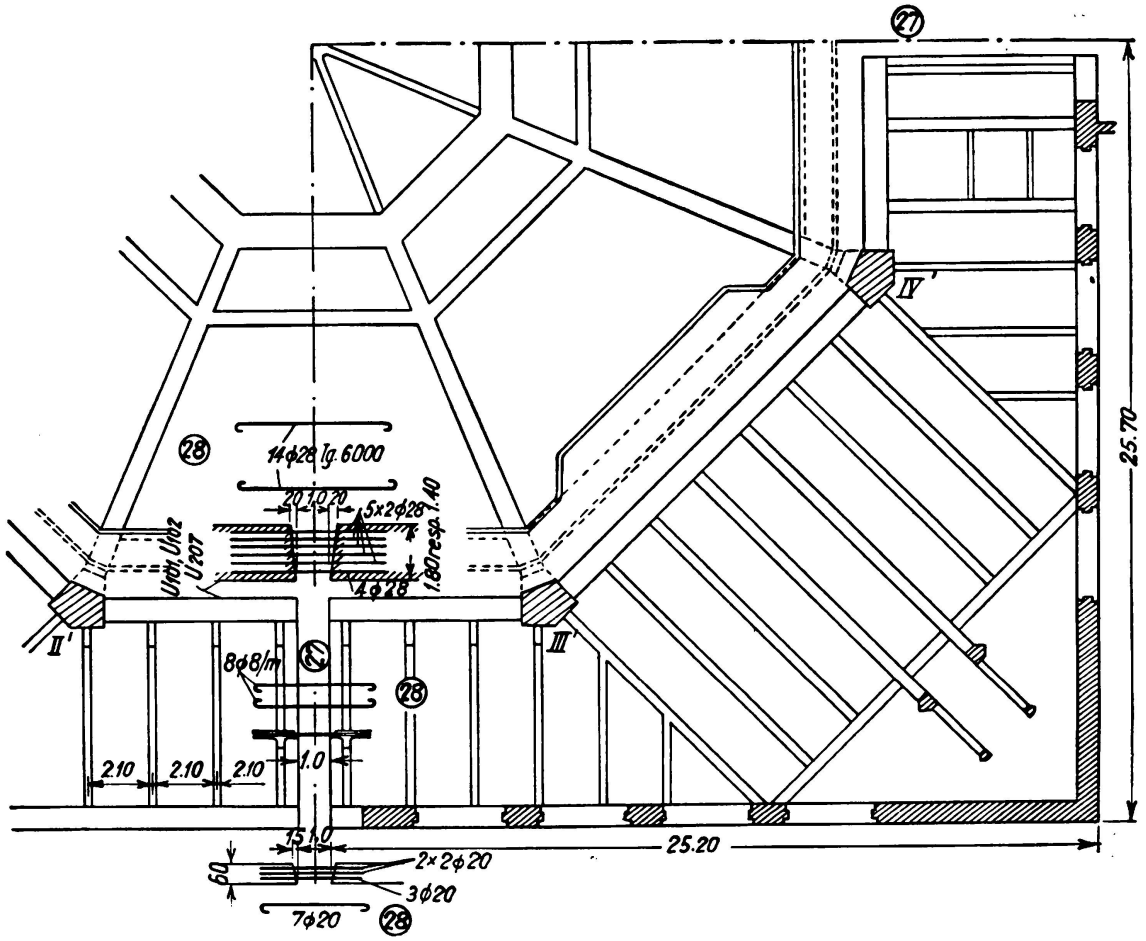


Fig. 12.
Marché couvert à Ploesti.
27) joint de 1 m de largeur.
28) fer de calage.

Dans les poutres du système *Gerber,* les appuis mobiles exigent *la plus grande* attention.

Nous mettons le lecteur en garde contre l'exécution d'appuis à glissement en acier, aussi bien en construction de charpentes qu'en construction de ponts. Non seulement que le frottement de glissement acier sur acier se monte déjà à 44 % des réactions d'appuis lorsque les surfaces sont lisses et sèches[8], mais cette valeur grandit presque toujours d'une façon appréciable par suite de la rouille

[8] „Zahlen für Jedermann" du Dr. *Hermann von Baravalle,* Franckh'sche Verlagsbuchhandlung, Stuttgart.

et l'on peut se demander quelle est alors l'action de tels appuis. Il en résulte des fissures dans les encorbellements ou dans le système portant lui-même.

Là où des appuis mobiles sont nécessaires, il faut exécuter des appuis à rouleaux ordinaires et il faut prévoir dans ce cas que le nettoyage et éventuellement l'installation de nouveaux rouleaux peut facilement se faire en soulevant le système portant. Il faut absolument tenir compte ici de la force de frottement, de 0,2 à 0,6 % de la réaction d'appui et il faut faire en sorte que ces efforts soient transmis dans les différents éléments du système portant.

Le frottement et la compressibilité du sol ont aussi une grosse influence sur la capacité de mouvement et, par conséquent aussi, sur l'éloignement des joints de dilatation dans les murs de soutainement et de revêtement, ainsi que dans les semelles et les plaques de fondation. L'introduction de couches suffisamment épaisses de sable, au-dessous et à côté des corps de béton, rend possible l'agrandissement de la distance des joints de dilatation, mais ce mode d'exécution n'est admissible que là où le terrain peut assurer l'existence de ces couches de sable. Il serait très important d'entreprendre des essais sur l'éloignement des joints de dilatation, en fonction de la classification des sols et de l'influençabilité de ces derniers. Ces essais auraient une grosse importance pour les grandes constructions de voûtes actuelles.

Dans toutes les investigations théoriques et pratiques il est indispensable de déterminer la durée des processus de retrait et des variations de température.

L'Ing. *K. Fischer* (direction des travaux publics de la Ville de Vienne) a déterminé les températures dans une paroi de béton de 1 m d'épaisseur, directement après le bétonnage. (Tableau IV). Un mètre cube de béton contenait 470 kg de ciment prompt Portland. Il en résulte que, pour un système portant

Tableau IV.

Diagramme des températures dans une paroi de béton de 1 m d'épaisseur avec 470 kg de ciment prompt Portland par m³ de béton.

Lecture		Durée de la prise, resp. du durcissement	Point de mesurage 1	Point de mesurage 2	Température extérieure
jour	heure				
17 oct. 1936	17h	Fin du bétonnage	—	—	
18 oct.	9h		+ 21° C	+ 26° C	+ 12° C
	12h		+ 40°	+ 44°	
	15h	1er jour	+ 45°	+ 47°	
19 oct.	9h		+ 40°	+ 39°	+ 9°
	13h 30		+ 37°	+ 38°	
	15h	2e jour	+ 37°	+ 36°	
	22h		+ 35°	+ 34°	
20 oct.	14h	3e jour	+ 28°	+ 28°	
21 oct.	8h		+ 18°	+ 18°	+ 8°
	14h		+ 20°	+ 20°	
	19h	4e jour	+ 24°	+ 23°	
22 oct.	8h	5e jour	+ 15°	—	+ 4°
23 oct.	9h	6e jour	+ 15°	—	+ 5°
24 oct.	10h	7e jour	+ 15°	—	+ 5°

de dimensions normales, le plus haut point de l'échauffement du béton est atteint après quelques heures par l'action de la prise et du durcissement et qu'alors la température s'égalise lentement à la température extérieure. De même que l'influence de la durée de la variation de température du béton frais, il faut tenir compte de la durée des variations postérieures de température dans le système portant. Les influences des variations lentes de température et des changements brusques de température, ainsi que leurs grandeurs sont, avec la fréquence de leur apparition, déterminants pour le choix de la distance des joints de dilatation.

Ce n'est que par une répartition adéquate des joints, qu'il s'agisse de joints de construction ou de joints de dilatation permanents, et par une prise en considération de toutes les forces agissantes, qu'il sera possible d'éliminer les détériorations ultérieures. Ce n'est aussi que par une investigation appropriée, effectuée sur le béton aux points de vue théorique et pratique, que l'on pourra donner de nouvelles directives pour la disposition et l'exécution des joints. Entre les joints de construction ou les joints de dilatation permanents il faut autant que possible bétoner la construction en une fois, sans interruption, même si une exécution en plusieurs couches est nécessaire.

Résumé.

L'auteur montre l'influence de la confection moderne du béton sur la division des systèmes portants, en se basant sur la comparaison entre le réservoir d'eau de Krapfenwaldl de la Ville de Vienne, exécuté dans les années 1923—26 et le réservoir d'eau potable actuellement en construction du jardin zoologique de Lainz près de Vienne, qui est le réservoir fermé le plus grand du monde. Par une exécution adéquate de béton à haute résistance, il est possible de réduire les dimensions des sections et, par suite de l'élancement plus élevé des éléments de la construction, on peut, tout en conservant la même sécurité, augmenter la distance des joints permanents de dilatation. En outre, la régularité du béton en sa composition et sa résistance réduit le danger de fissuration dans les systèmes portants. L'application d'aciers à haute résistance avec limite d'écoulement élevée ou d'aciers sans limite d'écoulement prononcée, permet d'éviter en outre la concentration de forts allongements des fers et la formation prématurée de fissures béantes.

Pour la répartition des joints de dilatation, l'allure momentanée de l'échauffement résultant de la prise et du durcissement, ainsi que l'échauffement produits par les effets ultérieurs de la température extérieure, sont de première importance.

Le type parfait de répartition des masses dans les constructions civiles modernes est la répartition exécutée sur la proposition du Prof. Dr. Ing. *R. Saliger* dans la construction des grands réservoirs d'eau cités et dans bien d'autres constructions, à savoir:

1° Joints de construction qui ne restent ouverts que pendant l'exécution de la construction, mais au moins quelques semaines, pour être bétonnés alors et qui n'influencent aucunement l'action d'ensemble de la construction portante.

2° Joints permanents de dilatation qui engendrent une séparation permanente des différents éléments de la construction et qui donneront à la construction portante la capacité de travail exigée.

Comme les joints de construction protègent le système partant des influences du premier retrait le plus fort, ainsi que des premiers affaissements qui sont aussi en général les plus grands, il est possible de maintenir plus grande la distance des joints permanents de dilatation, ce qui engendre une réduction des frais de construction et, plus tard, des travaux d'entretien.

Lorsque la division du système portant, qui conditionne la capacité de déplacement des différents éléments, est réalisée au moyen d'appuis mobiles, il ne faut utiliser que des appuis à rouleaux, à cause des grandes valeurs du frottement entre les plaques d'appui (44 % de la réaction d'appui lorsque les surfaces d'acier sont sèches et lisses). La force de frottement qui agit doit être prise de 0,2 à 0,6 % de la réaction d'appui, lors du dimensionnement des divers éléments de la construction.

Une question toute spéciale est celle de l'influence du frottement et des affaissements du terrain sur la distance des joints dans les murs de soutainement et de revêtement, ainsi que dans les semelles et les plaques de fondation.

La considération de la répartition des joints de différents ouvrages, les calculs employés et les observations pratiques doivent fournir les points d'appuis, indiqués en terminant, pour les directives valables dans la construction moderne en béton armé, pour la disposition et l'exécution des joints de dilatation.

Leere Seite
Blank page
Page vide