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

Band: 2 (1936)

Rubrik: IIc. Utilisation des aciers à haute résistance

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: 11.12.2025

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

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

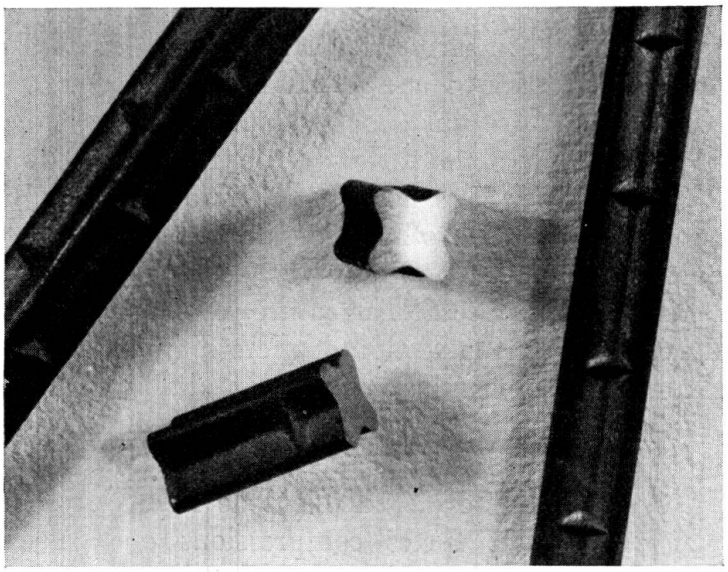


Fig. 1.

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.

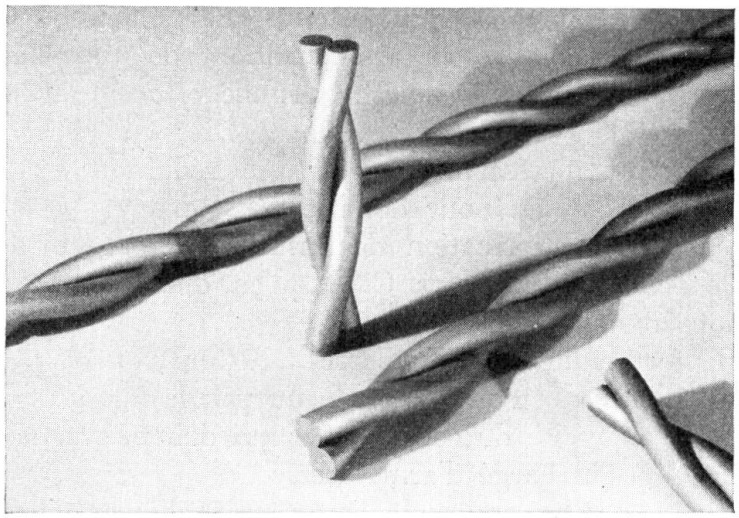


Fig. 2.

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

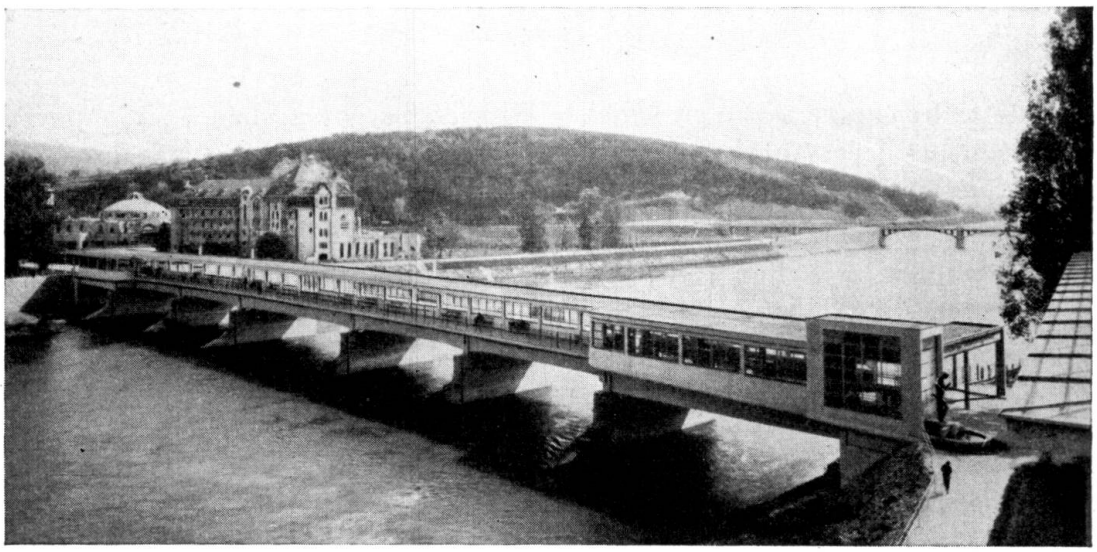


Fig. 3.

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

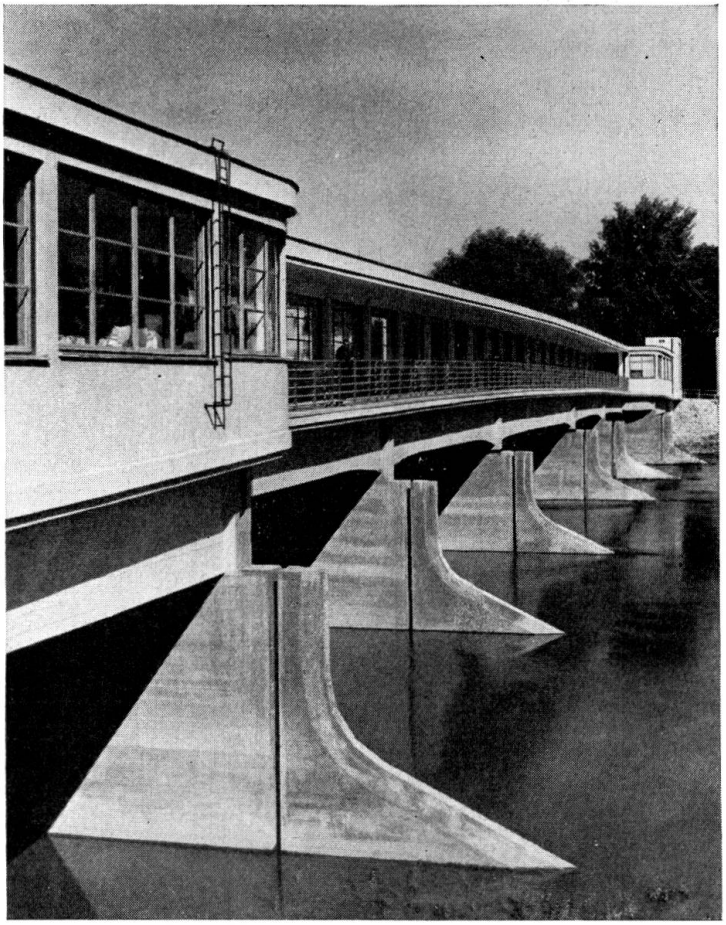


Fig. 4.

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

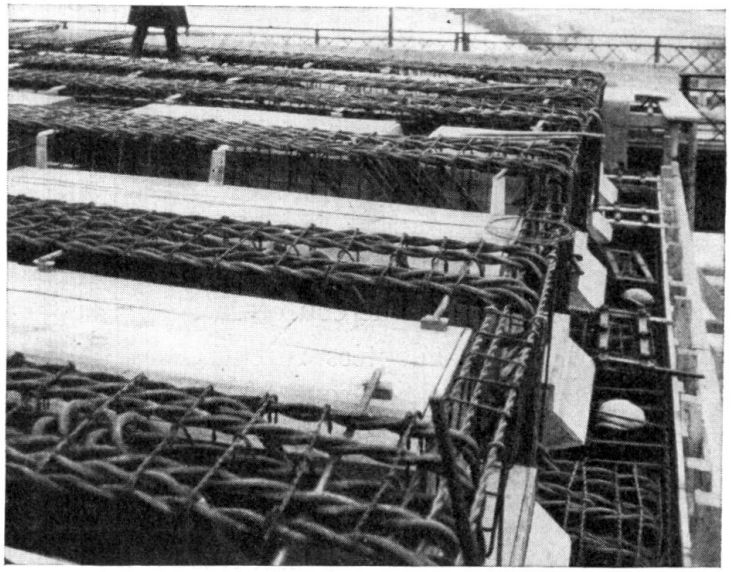


Fig. 6.

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 (σ_{adm} = 70 kg/cm²) et de 1662 kg/cm² (σ_{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.

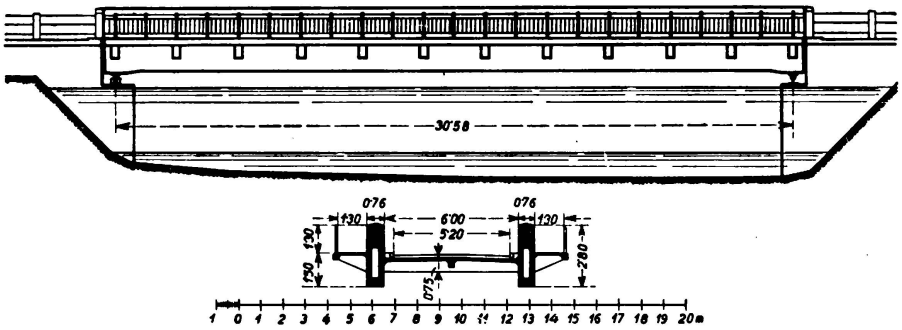


Fig. 8a.

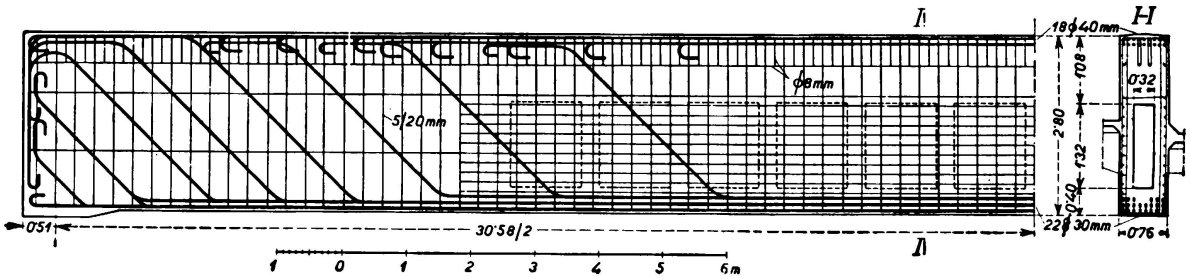


Fig. 8b.

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

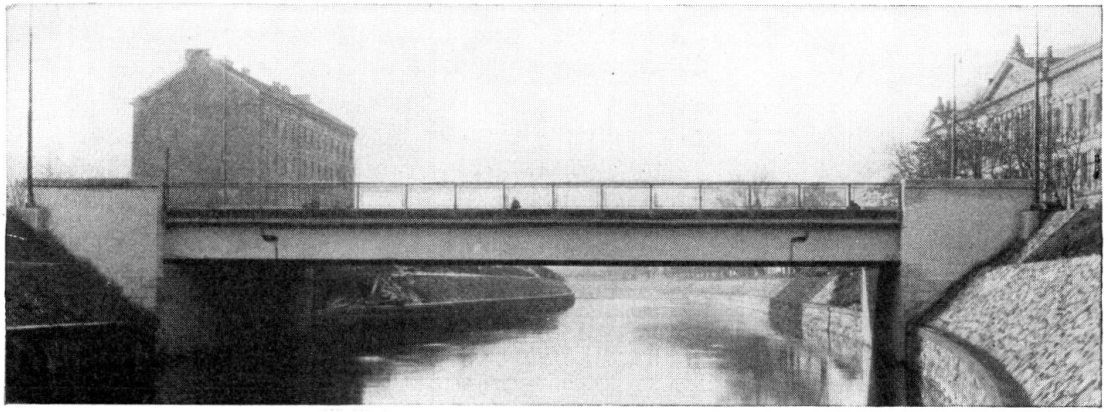


Fig. 9.

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

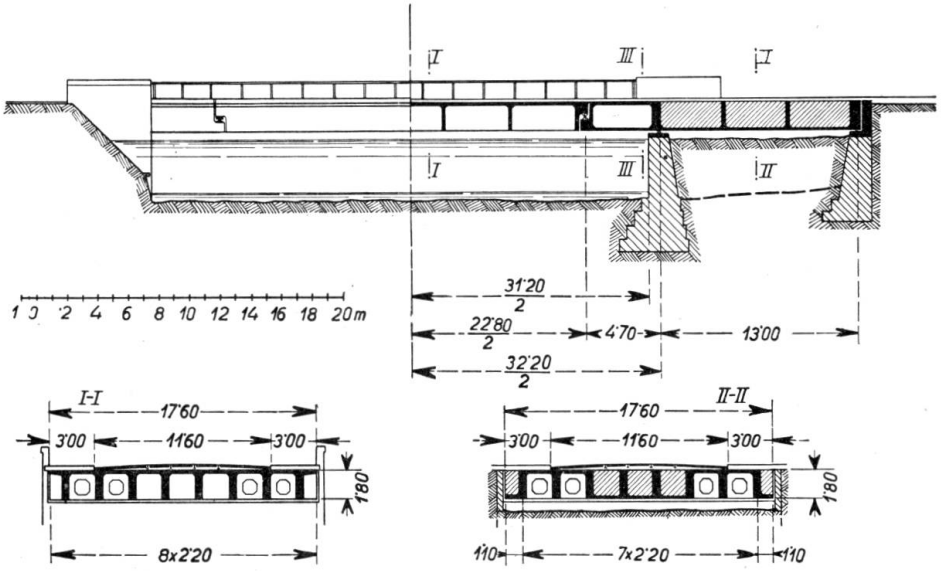


Fig. 10a.

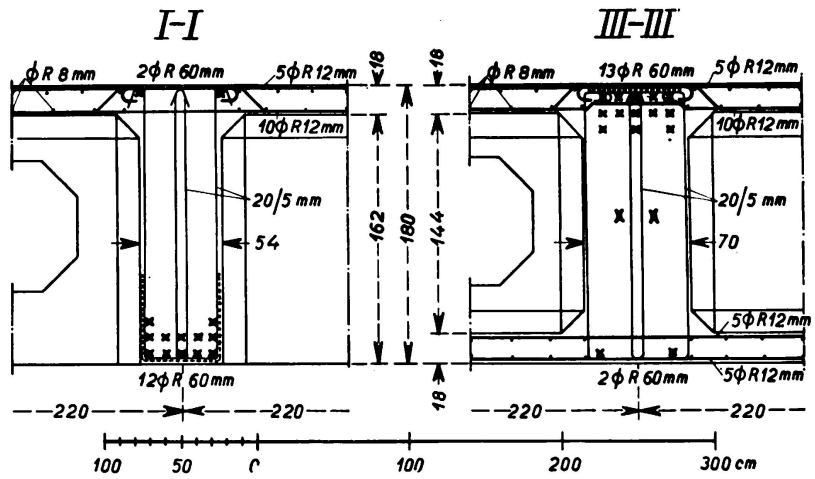


Fig. 10b.

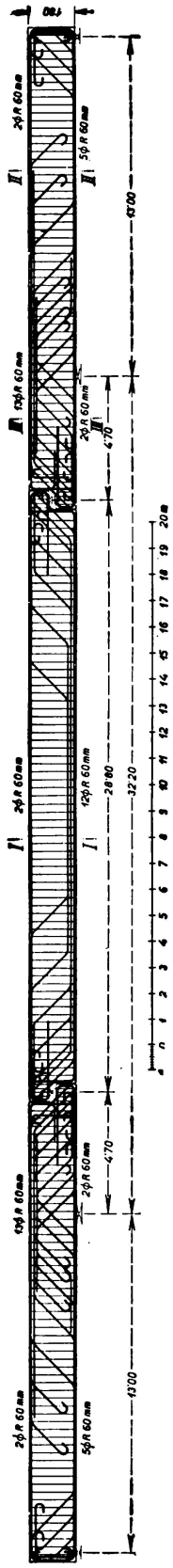


Fig. 10c.

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/cm² et celle de l'acier de 1623 kg/cm². Dans

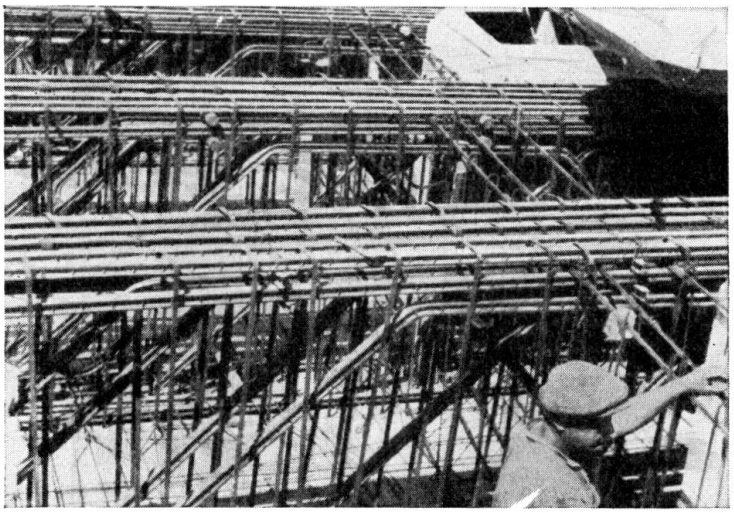


Fig. 11.

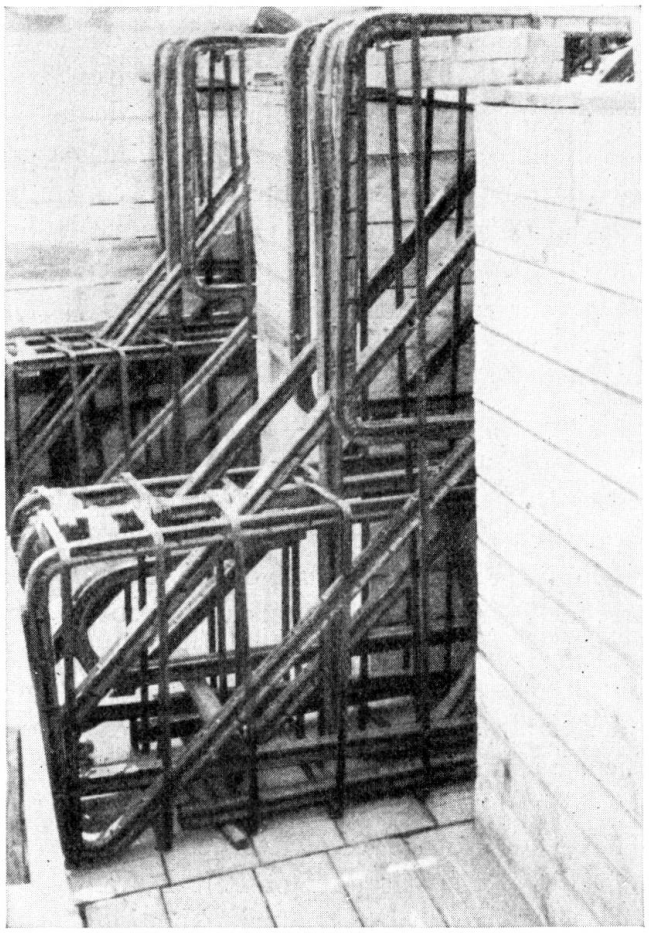


Fig. 12.

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

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

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 $E = 2\,100\,000\,\text{kg/cm}^2$ 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 $\left(\text{avec } M = \sigma \cdot W = \sigma \cdot \frac{2\,J}{h}\right)$ 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 $P_k = \frac{\pi^2 EJ}{s_k^2}$, 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]

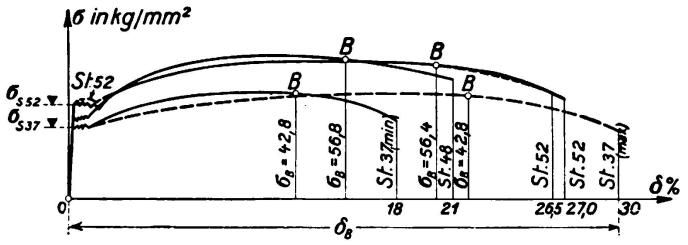


Fig. 1.
Diagramme contraintes-allongements pour différentes sortes d'acier.

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_c).

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)

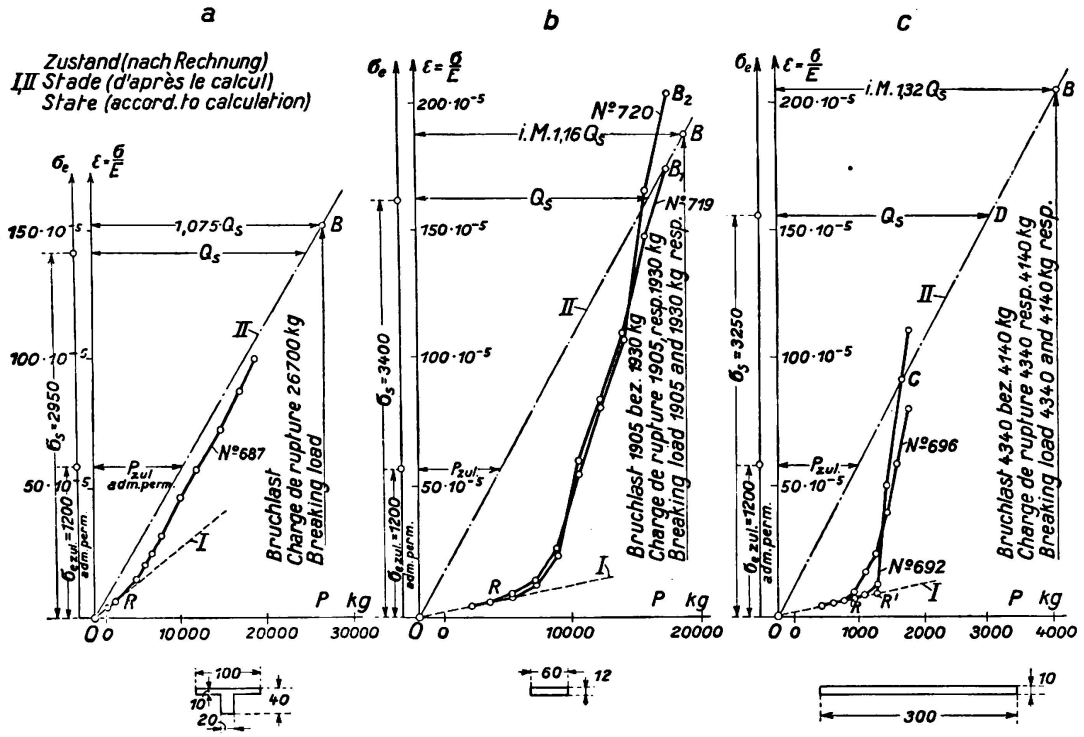


Fig. 2.

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:

$$\nu_R = \frac{q_R}{q_{adm}} = \frac{M_R}{M_{adm}} = \frac{\bar{\sigma}_{eR}}{\sigma_{e\,adm}} \tag{9b}$$

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

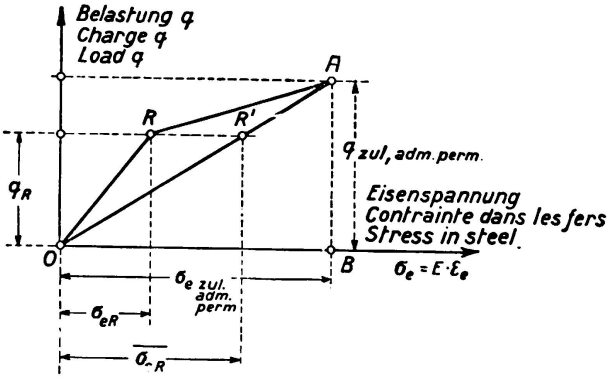


Fig. 3.
Allure de la ligne des charges-contraintes dans les fers.

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 $\nu'_R = \sigma_{eR} : \sigma_{e\,adm}$ (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* ε_{eR} lors le l'apparition de la première fissure et la contrainte de fissuration que l'on en tire

$$\sigma_{eR} = E \cdot \varepsilon_{eR}$$

2° — *la profondeur de la fissure*

t_1 pour $\sigma_{e\,adm} = 1200$ kg/cm² pour St. 37

t_1 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 $\sigma_{e\,adm}$

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.

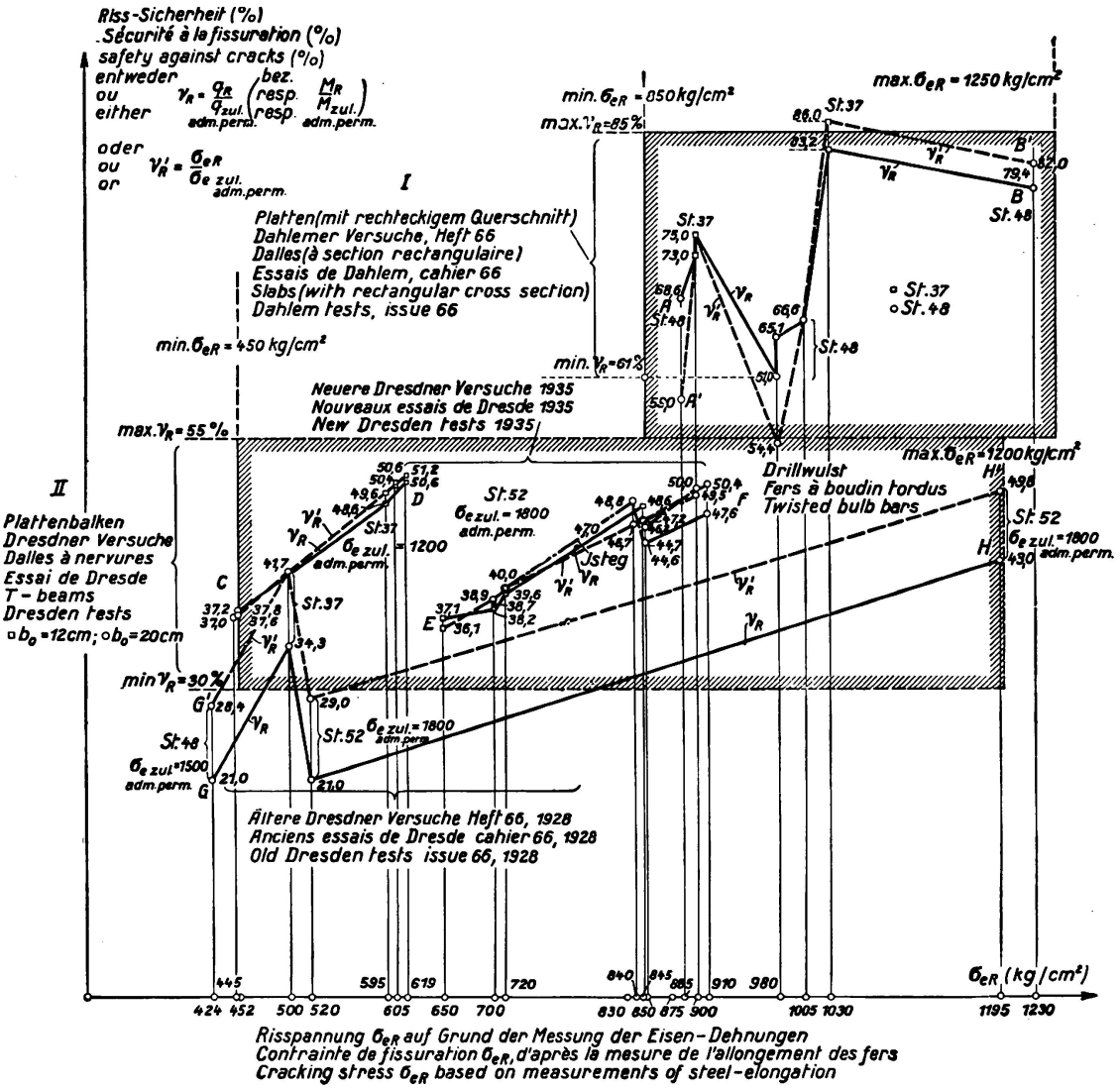


Fig. 4.

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]

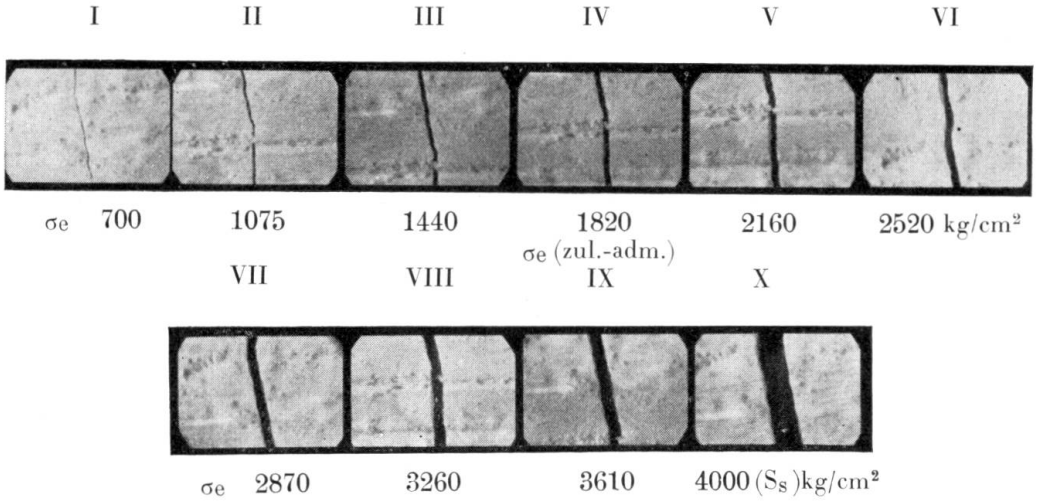


Fig. 5.

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

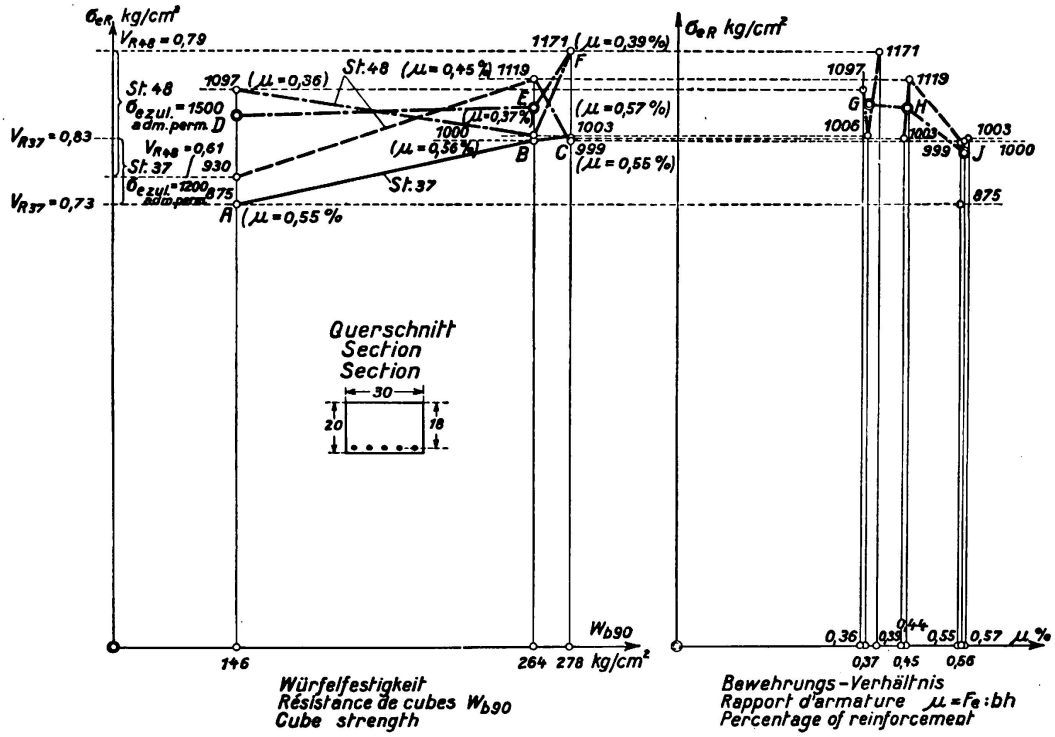


Fig. 6.

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:

$$\text{avec St 37 } \nu_R = \frac{q_R}{q_{adm}} = 0{,}73 \text{ á } 0{,}83, \text{ en moyenne } 0{,}78$$
$$\text{avec St 48 } \nu_R = \frac{q_R}{q_{adm}} = 0{,}61 \text{ á } 0{,}79, \text{ en moyenne } 0{,}70 \tag{15}$$

Il en résulte que l'on doit prendre comme *sécurité à la fissuration des dalles,* en moyenne

$$\nu_R = \frac{q_R}{q_{adm}} = \frac{3}{4}. \tag{16}$$

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:*

$$\nu_R = \frac{q_R}{q_{adm}} = 1{,}36 \text{ à } 2{,}05, \text{ en moyenne } 1{,}8 \tag{17}$$

donc pour de l'acier St. 37 avec $\sigma_{e\,adm} = 1200$ kg/cm² on obtient la contrainte dans les fers

$$\sigma_{eR} = 1630 \text{ à } 2460, \text{ en moyenne } 2160 \text{ kg/cm}^2. \tag{18}$$

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 ($l_x : l_y = 2 : 1$)

$$\nu_R = 1{,}38 \text{ à } 1{,}40 \tag{19}$$

c'est-à-dire pour $\sigma_{e\,adm} = 1200$ kg/cm² (St 37)

$$\sigma_{eR} = 1650 \text{ à } 1680 \text{ kg/cm}^2. \tag{20}$$

[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).

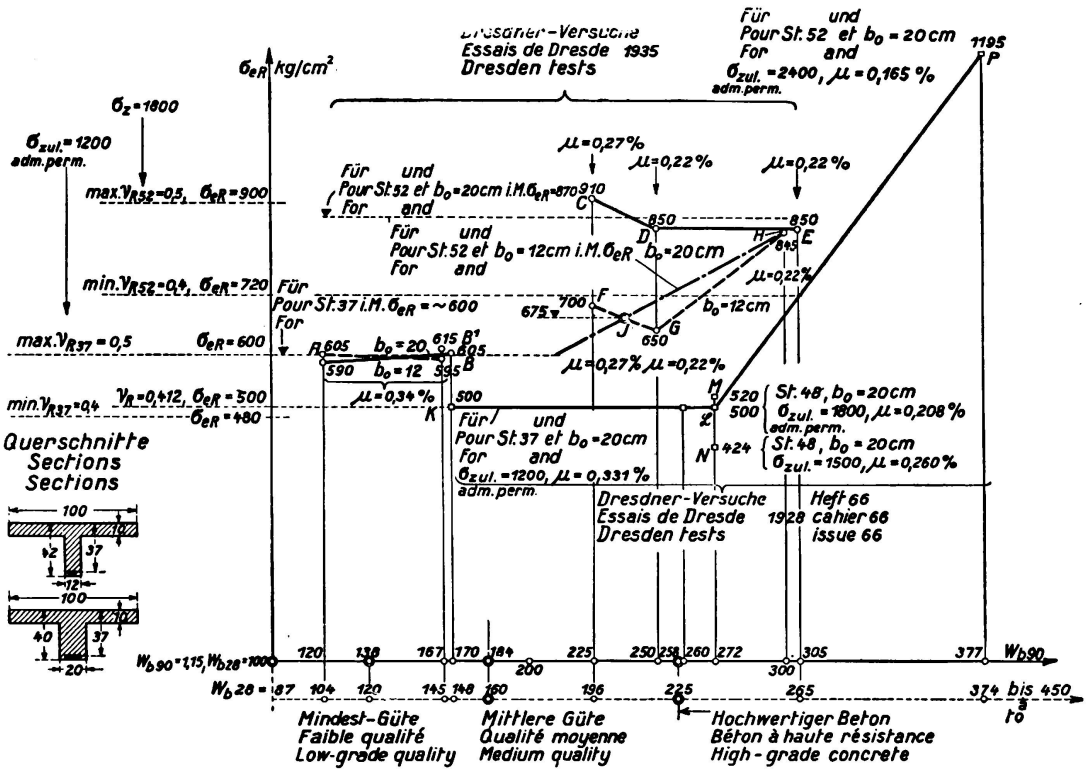


Fig. 7.

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:

$$\sigma_{eR} = 1195 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{et} \quad \nu_R = \frac{1195}{2400} = \text{environ } \frac{1}{2} \qquad (24)$$

(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).

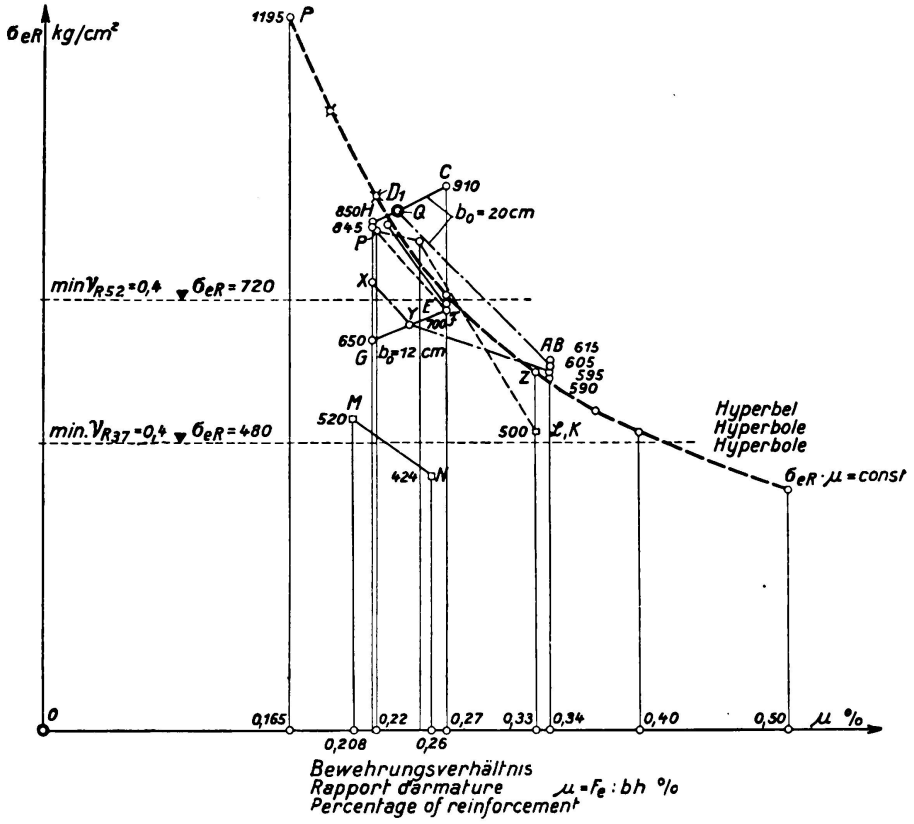


Fig. 8.

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.

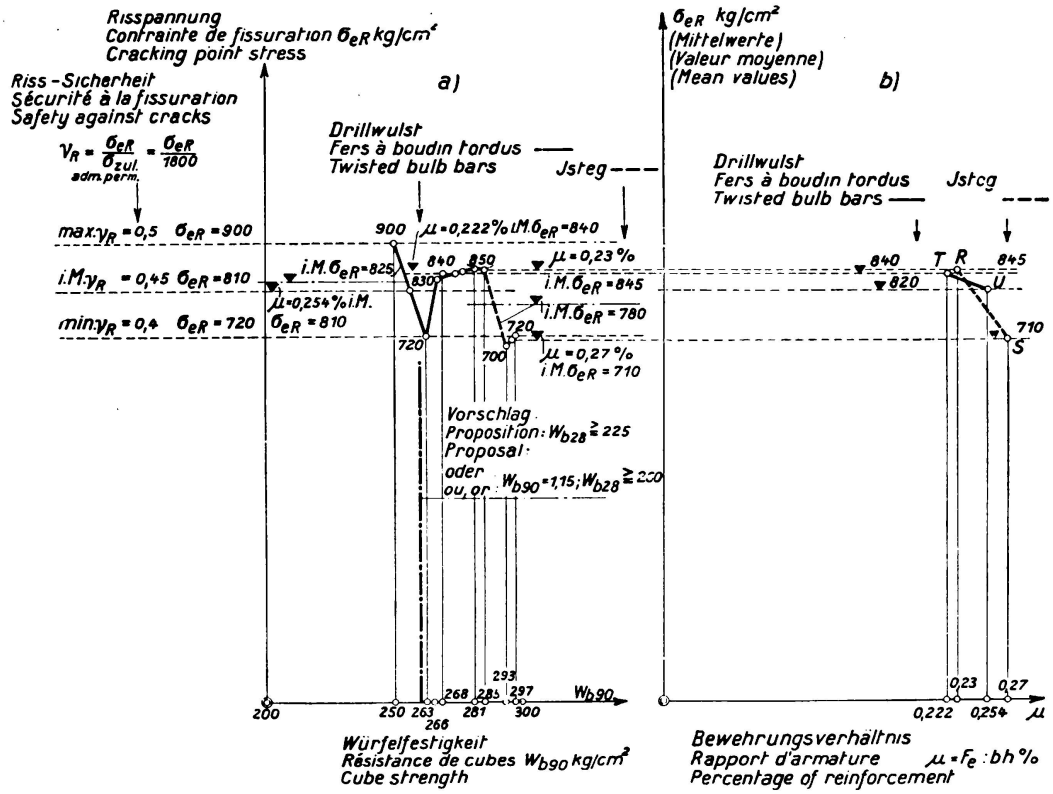


Fig. 9.

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*

$$n_z = \frac{E}{E_{bz}} = \frac{2\,100\,000}{250\,000} = 8{,}4 \tag{31}$$

(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:

$$\begin{array}{lll} s = {}^1/_3, \text{ donc } k = \dfrac{s}{8{,}4} = \dfrac{4}{100} & \text{pour une qualité faible de béton} & \\ & (W_{b\,28} = 120 \text{ à } 160\ \mathrm{kg/cm^2}) & \\ s = {}^2/_3 \qquad k = \dfrac{8}{100} & \text{pour une qualité moyenne de béton} & (34) \\ & (W_{b\,28} = 160 \text{ à } 225\ \mathrm{kg/cm^2}) & \\ s = 1 \qquad k = \dfrac{12}{100} & \text{pour une bonne qualité de béton} & \\ & (W_{b\,28} = 225\ \mathrm{kg/cm^2}) & \end{array}$$

En partant de nos essais on obtient comme valeurs moyennes pour les trois domaines K'_{bz} = 18, 29 et 39 kg/cm², 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.

$$\sigma_{eR} = \frac{9}{4} W_b \cdot \frac{F_{bz}}{F_e}, \quad \sigma_{eR} = \frac{9}{8} W_b \cdot \frac{F_{bz}}{F_e} \quad \text{et} \quad \sigma_{eR} = \frac{9}{12} W_b \cdot \frac{F_{bz}}{F_e} \tag{35}$$

où $F_{bz} = b_o t$ représente la zone tendue fissurée.

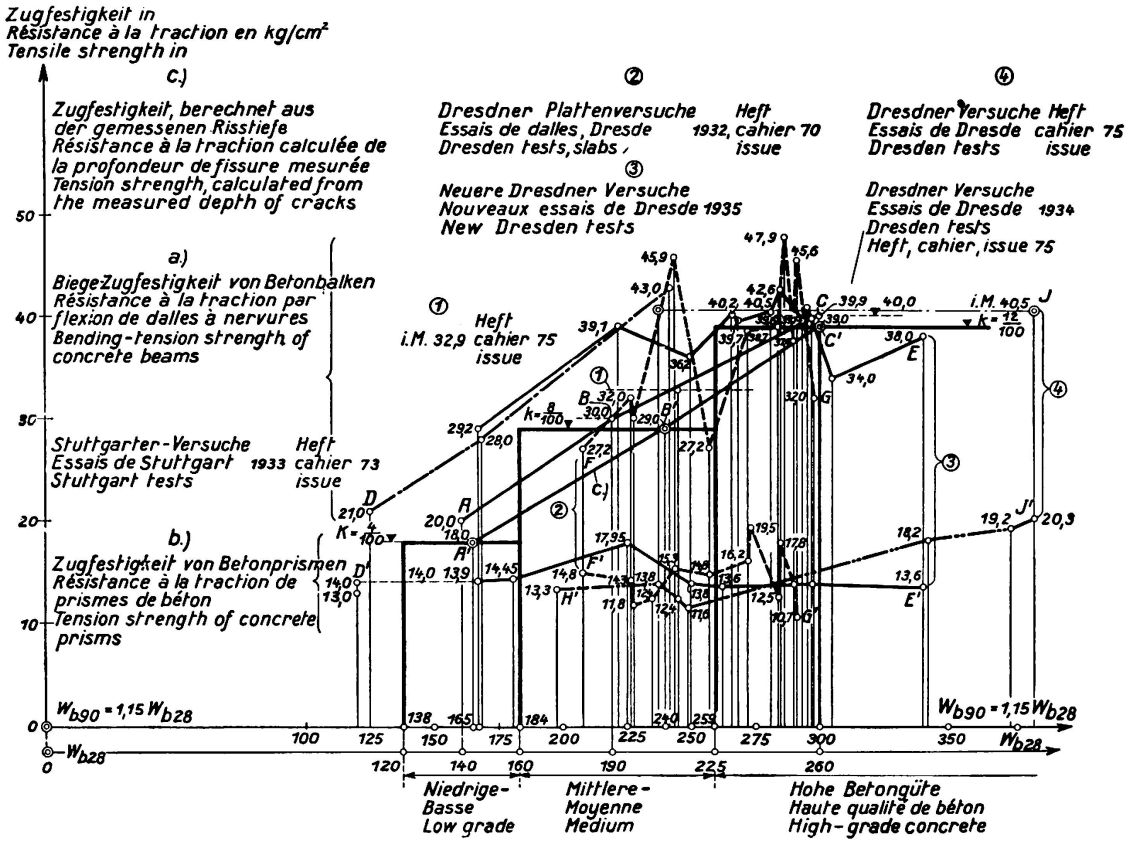


Fig. 10.

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 $F_b = b \cdot h$.

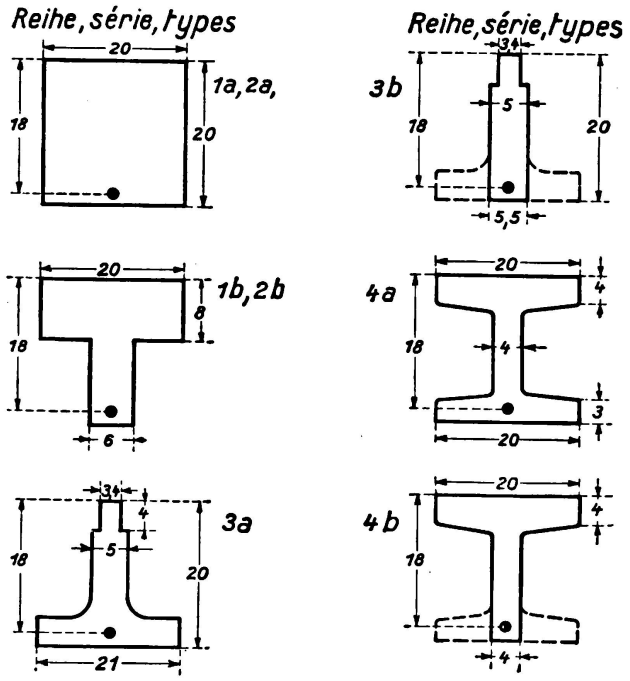


Fig. 11.
Formes de section et sécurité à la fissuration.

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:

$$\sigma_{eR} = \nu_R \cdot \sigma_{e1}. \tag{39}$$

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 $F_c = 2{,}55$ 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)
1 a	20	198	965	11,05	2/3	16,6	0,41	4,6
1 b	6	237	998	9,46	1	9,46	2,10	0,9
2 a	20	367	1440	7,14	1	7,14	0,78	2,4
2 b	6	384	1270	7,14	1	7,14	2,18	0,9
3 a	21	394	875	7.14	1	7,14	0,42	4,5
3 b	5,5	377	680	7,14	1	7,14	1,30	1,5
4 a	20	374	980	7,27	1	7,27	0,51	3,7
4 b	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]

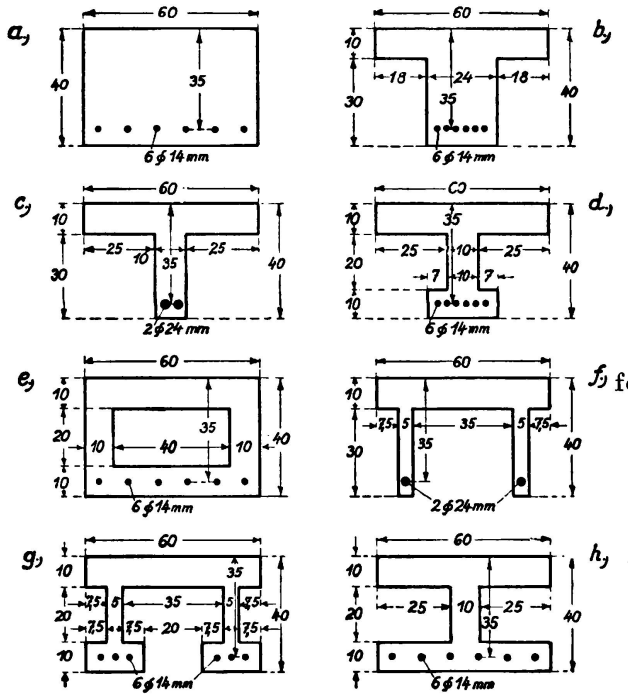


Fig. 12.
Section de différentes formes pour les essais futurs.

[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

$$b_{R\,adm} = \frac{125}{1000}\ mm = \frac{1}{8}\ mm. \tag{40}$$

2° — La différence des plus grandes largeurs de fissures pour $b_0 = 20$ cm et $b_0 = 12$ 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 $b_0\ t$, c'est-à-dire

$$Z_{b_{20}} : Z_{b_{12}} = 20 \cdot t : 12 \cdot t = 5 : 3 = 1{,}7$$

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_c *(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:

$$y = \frac{M}{bh^2} \text{ (en kg/cm}^2\text{)} \tag{41}$$

(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.

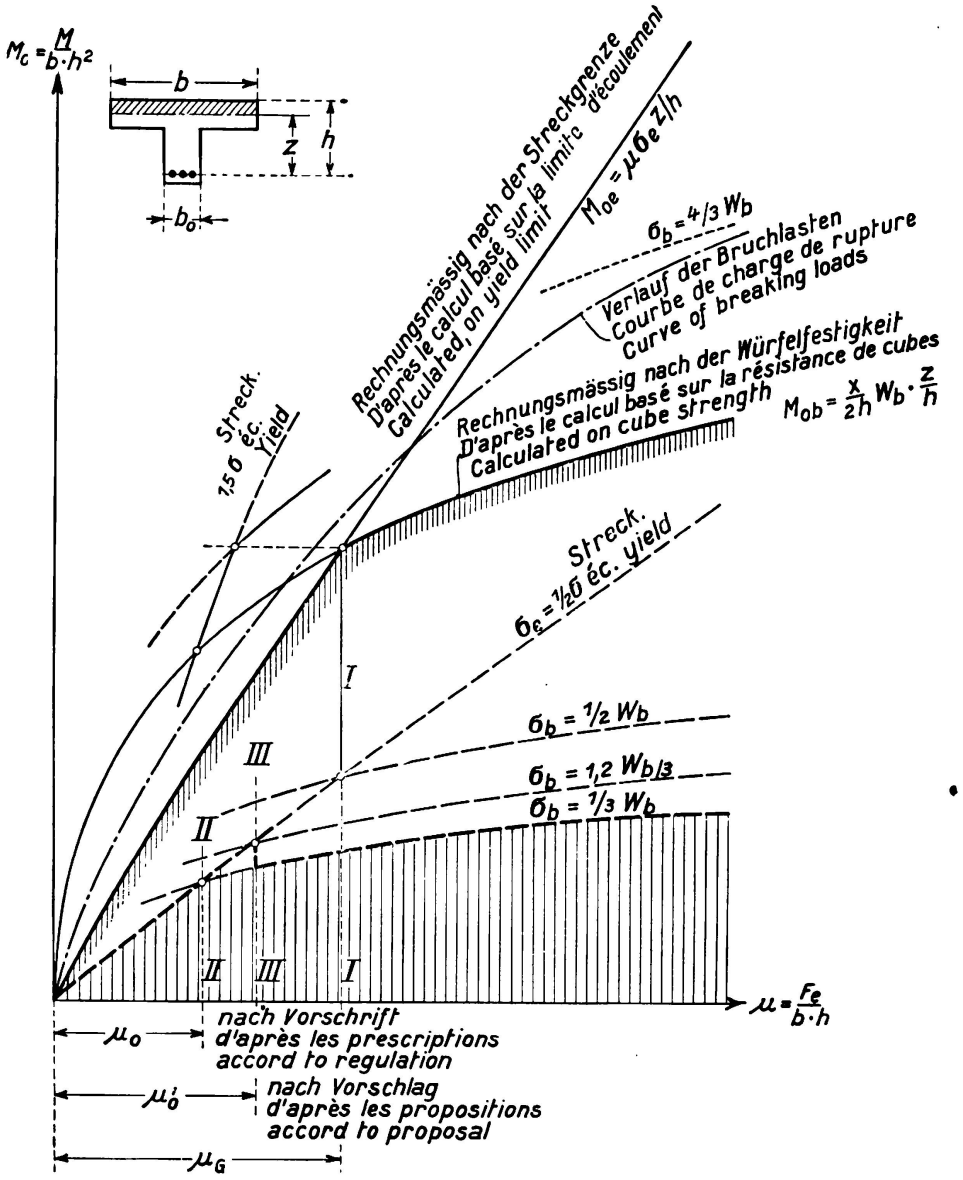


Fig. 13.

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

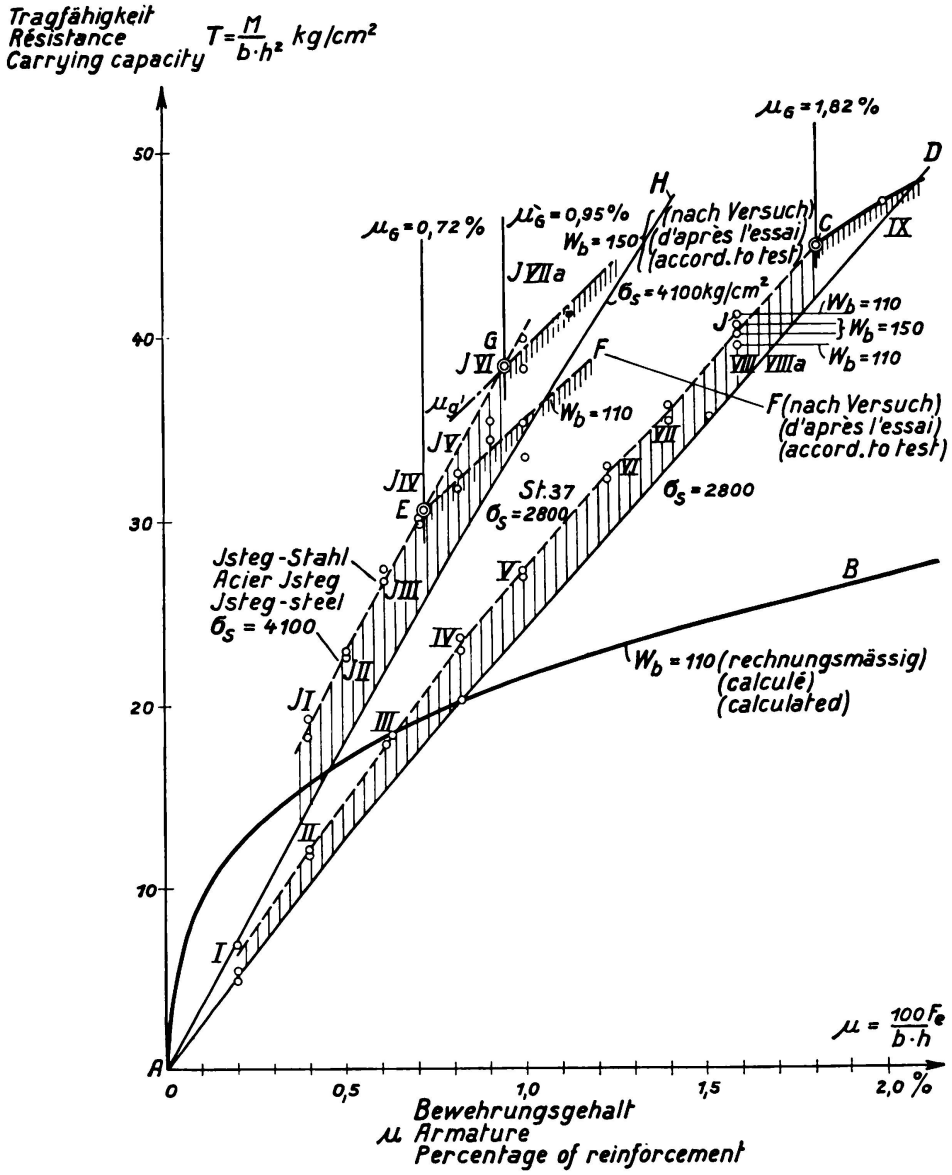


Fig. 14.

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:

$$s_g' = \frac{x}{h} = \frac{3}{2} - \frac{1}{2} \cdot \sqrt{\frac{3(1+3k)}{3+k}} \tag{49}$$

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.)

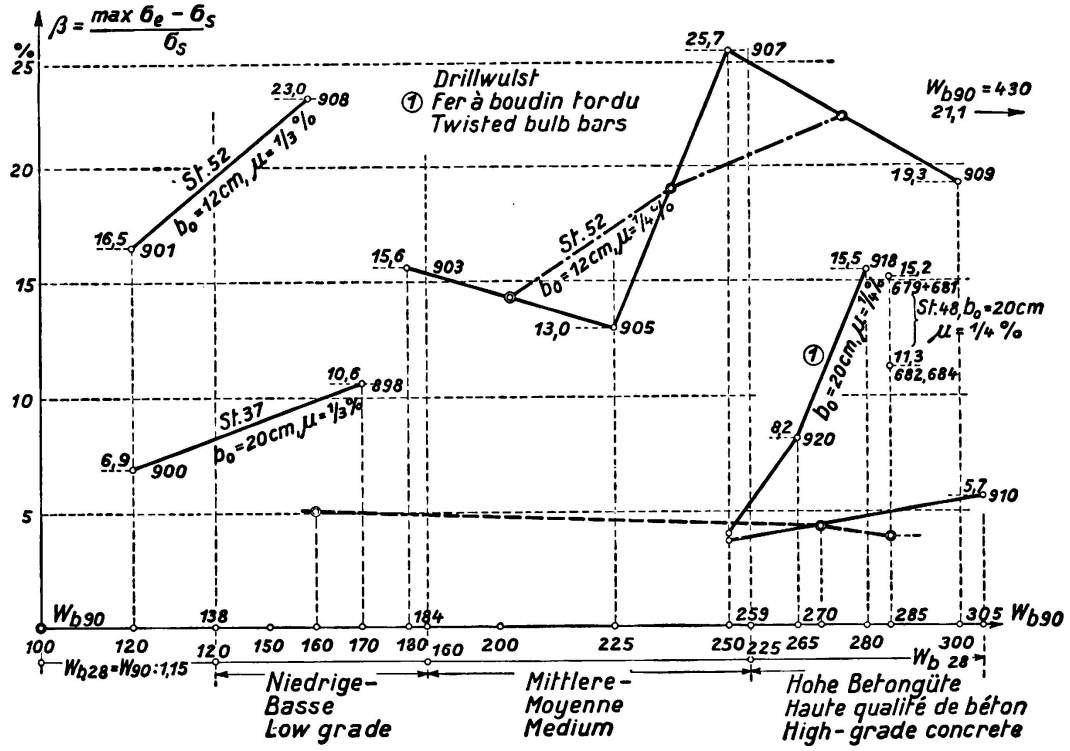


Fig. 15.

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.

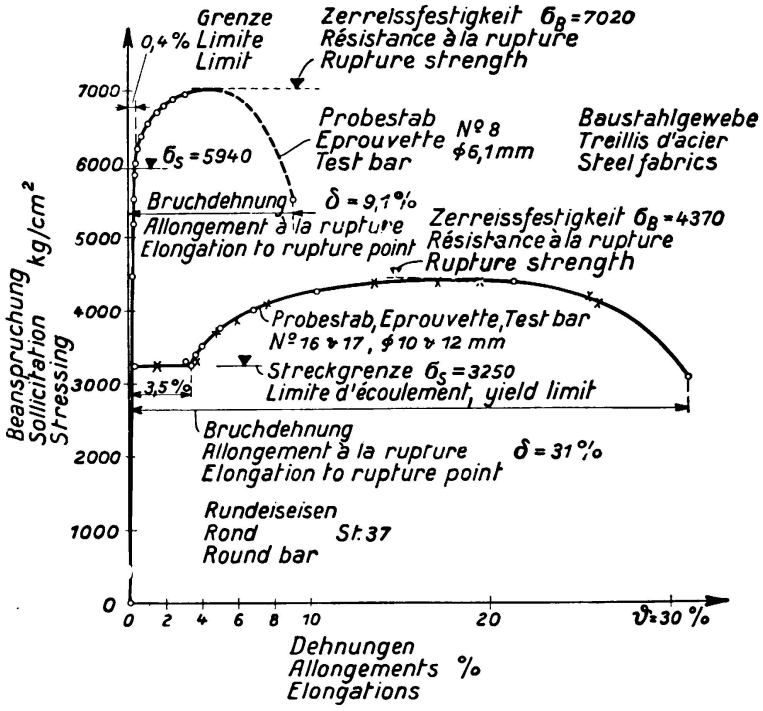


Fig. 16.

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* $\left(\frac{1}{8}\text{ mm} < b_R < \frac{1}{4}\text{ mm}\right)$.

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)

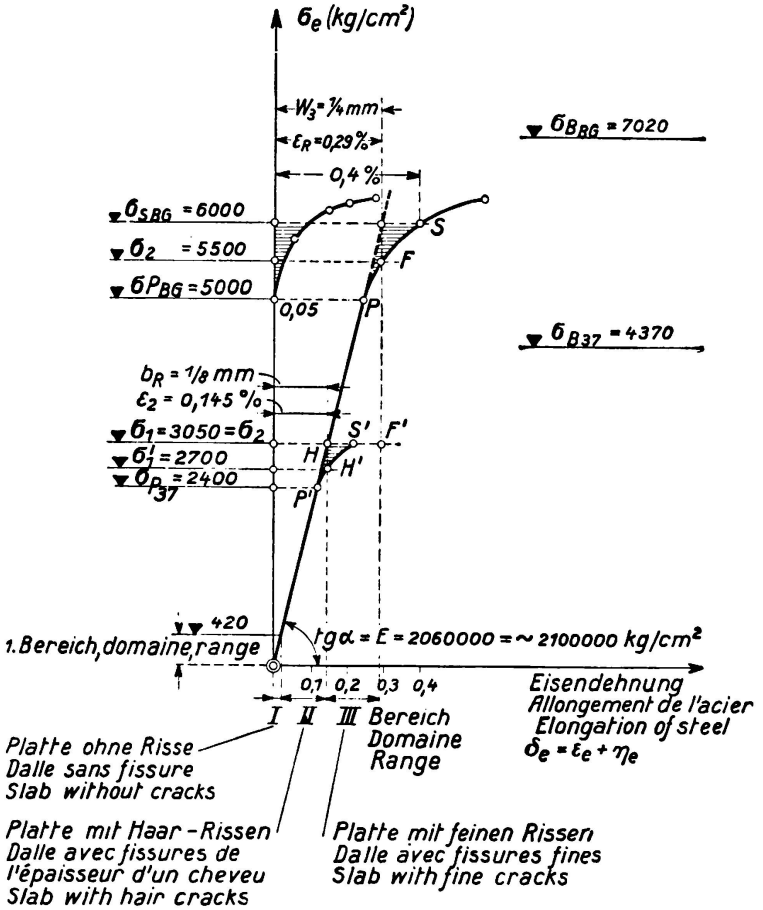


Fig. 17.
Les diagrammes des contraintes-allongements pour l'acier St. 37 et les treillis d'acier et la largeur de fissure d'après les essais de Dresde.

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 $\sigma'_2 = 2700$ kg/cm² et $\sigma_2 = 3050$ kg/cm².

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.

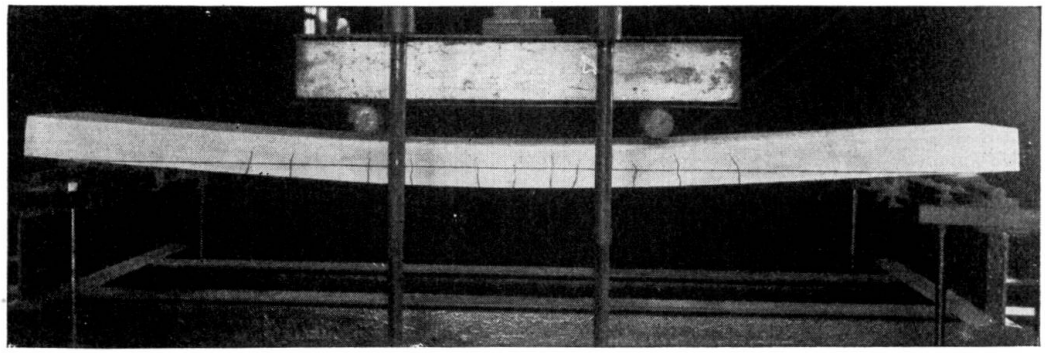


Fig. 18.

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 $v = 2$. 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 $v = 1{,}88$. 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

$$v = 1{,}88 \cdot \frac{1950}{1800} = 2{,}03.$$

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 $v = tg\alpha = \frac{w_V}{w_R}$
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	σ_e adm Dalles rectangulaires	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.*

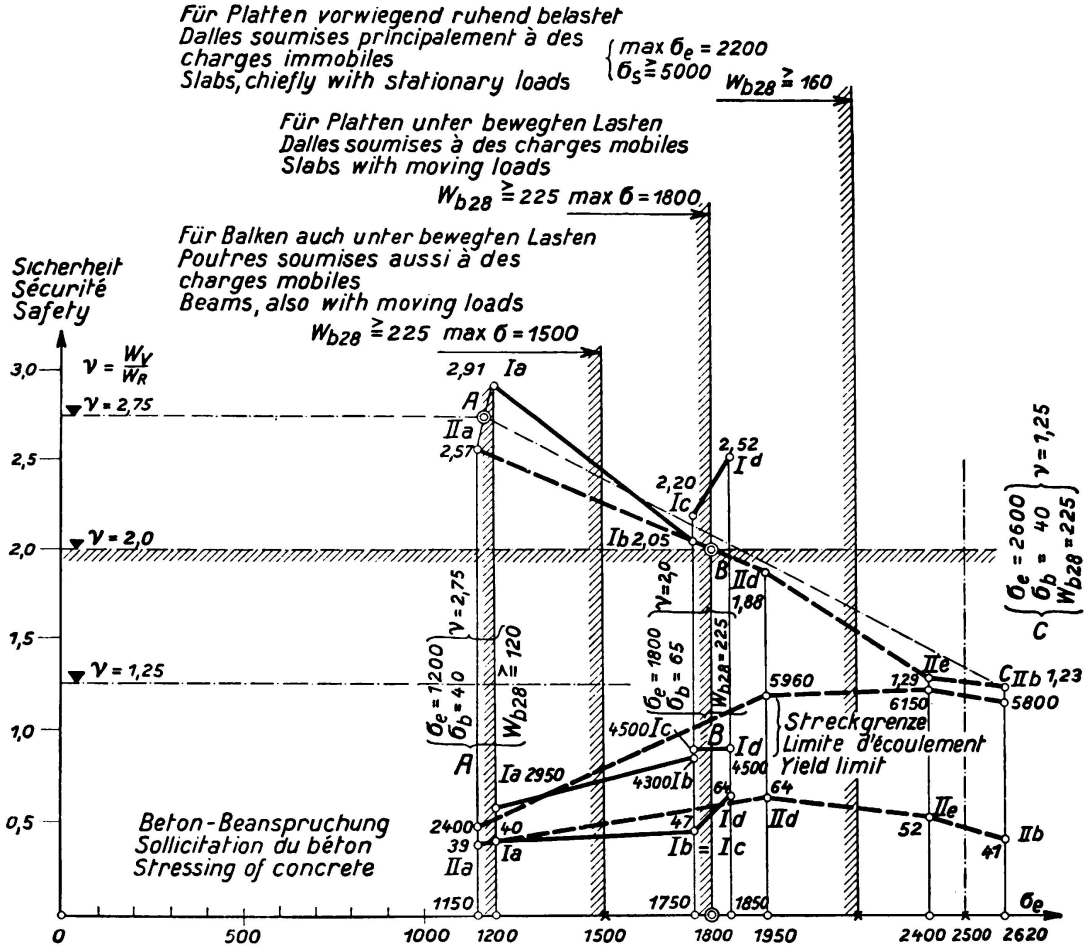


Fig. 19.

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_0), 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

$$\mu_u \geqq 0{,}05\, \mu \frac{\sigma_{écras}}{\sigma_{u\,écoul}} \quad \text{et} \quad \mu_u = 0{,}1 \frac{\sigma_p}{\sigma_{u\,écoul}}$$ [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.

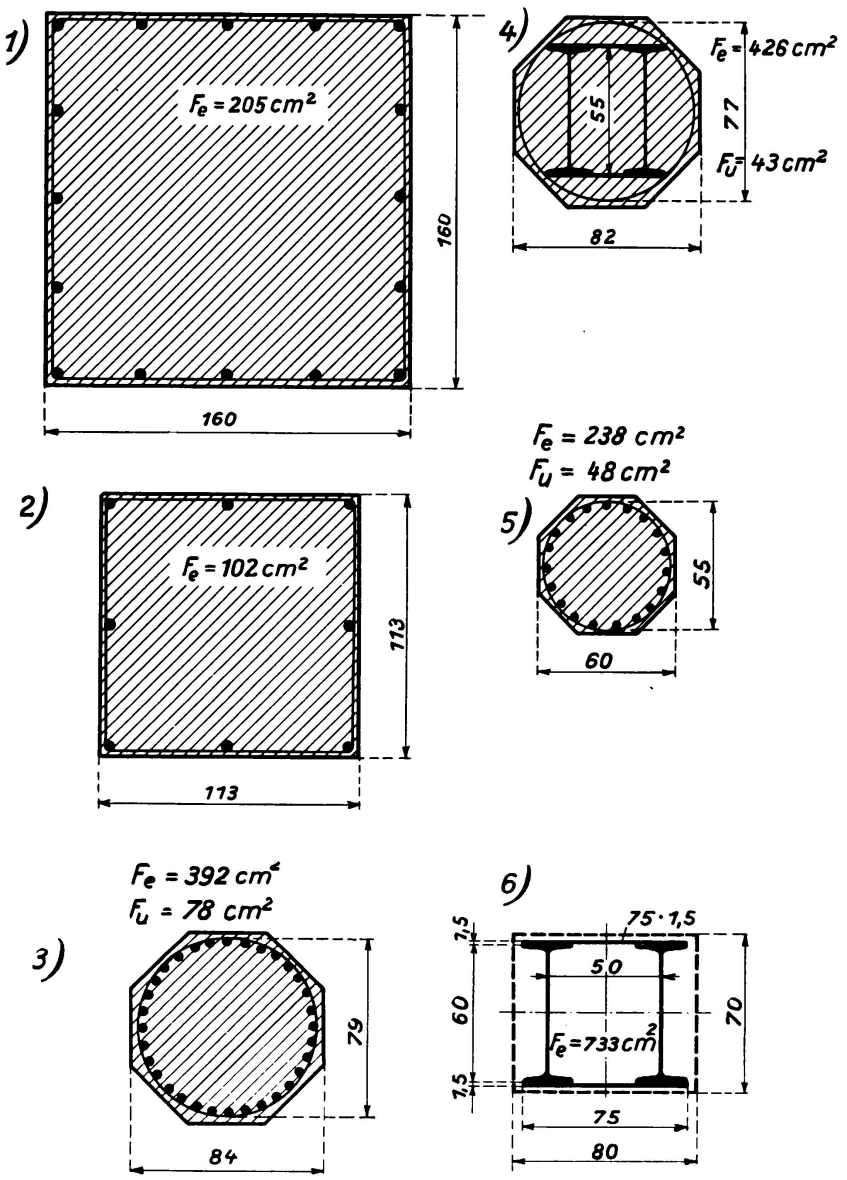


Fig. 1.

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_{b2} 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 Δ Z 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.

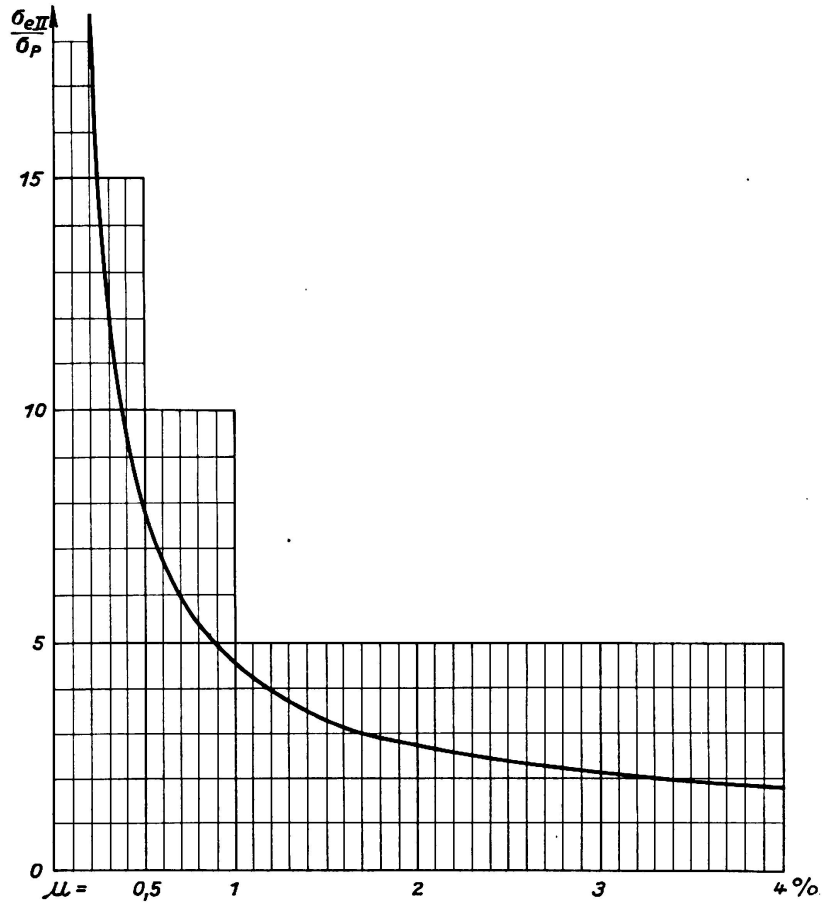

σeII/σP
15
10
5
0
μ = 0,5
1
2
3
4 %

Fig. 2.

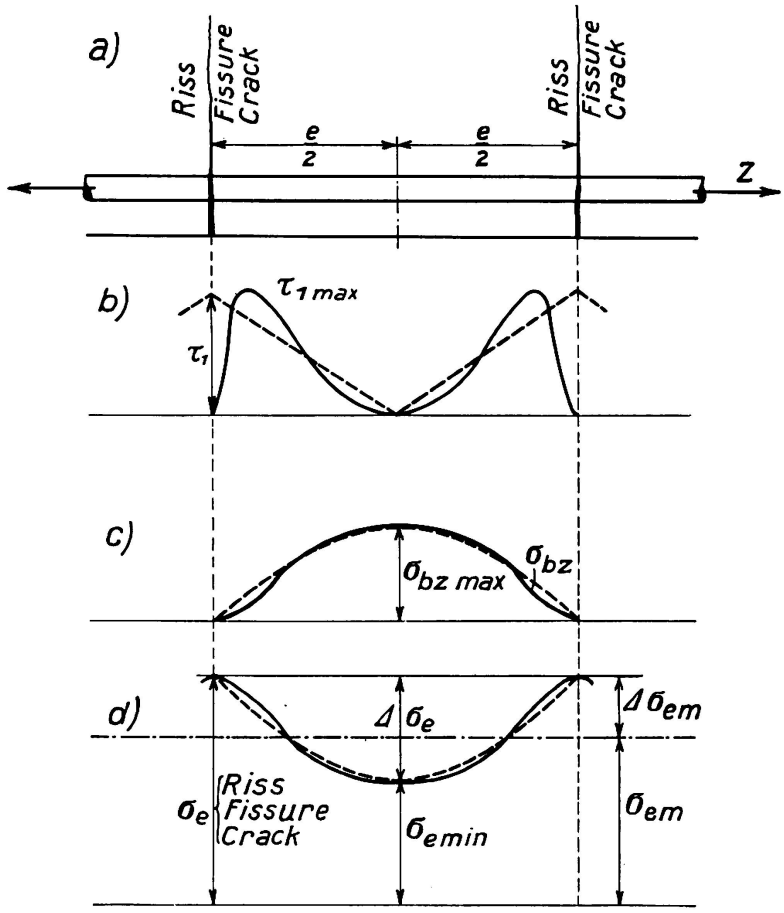

a)
Riss
Fissure
Crack
e/2
e/2
Z
b)
τ1 max
τ1
c)
σbz max
σbz
d)
Δ σe
Δ σem
σe
Riss
Fissure
Crack
σemin
σem

Fig. 3.

$$u = m\, d_e\, \pi = \frac{4\,Fe}{d_e}.$$

Avec $\mu = \frac{Fe}{bh}$ on obtient:

$$e = \frac{0{,}23\, d_e \cdot \sigma_{bz\,max}}{\mu\, \tau_{1\,max}}. \tag{4b}$$

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:

$$e = \frac{0{,}13\, d_e}{\mu} \tag{4c}$$

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.

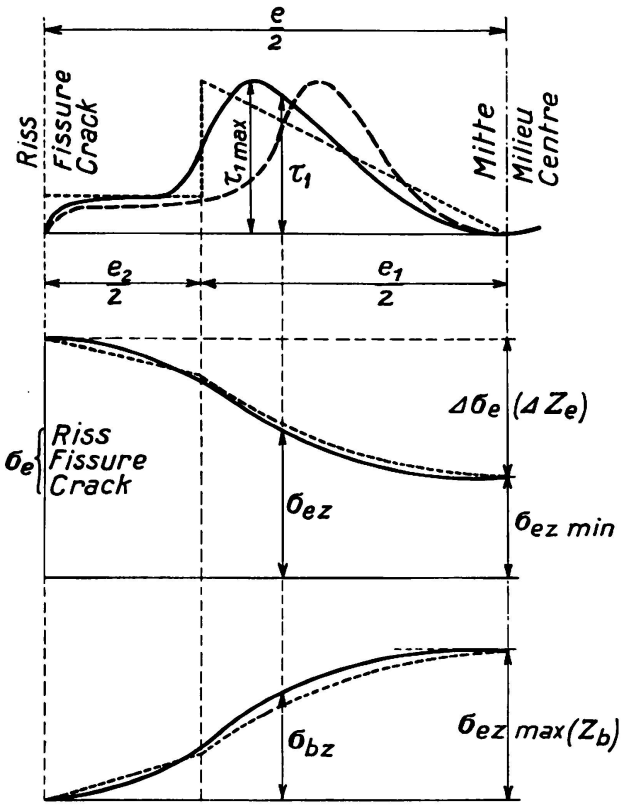
L'amplitude de la fissure est de:

$$\Delta e = k_R\, \varepsilon_R\, e_2.$$

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

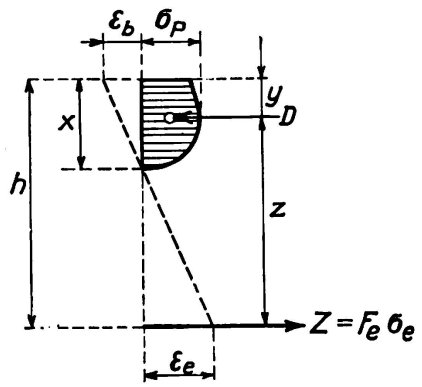


Fig. 5.

de l'armature. A la rupture de poutres faiblement armées on a $\sigma_e \geqq \sigma_s$, donc $\sigma_e = \alpha\sigma_s$ 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 ‰. En moyenne on peut adopter $\varepsilon_b = 5$ ‰. 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

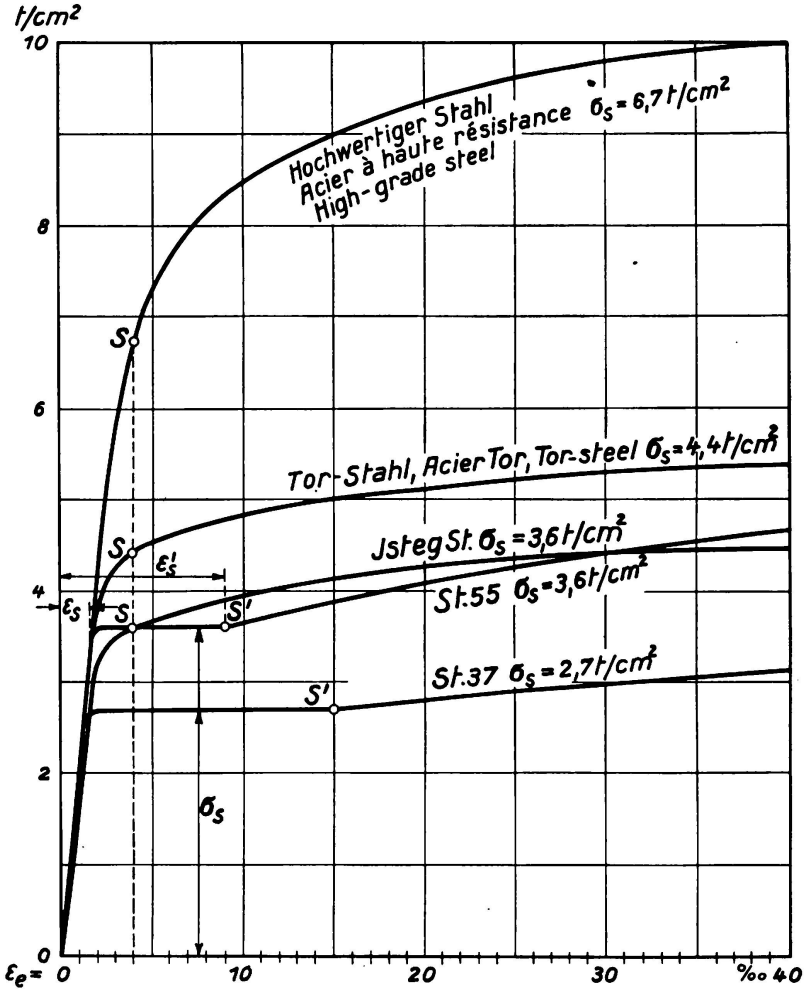


Fig. 6.

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

$$m = \frac{M}{b h^2 \sigma_p} = \frac{\beta_s \mu}{2} \cdot (2 - \beta_s \mu) \tag{6a}$$

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,

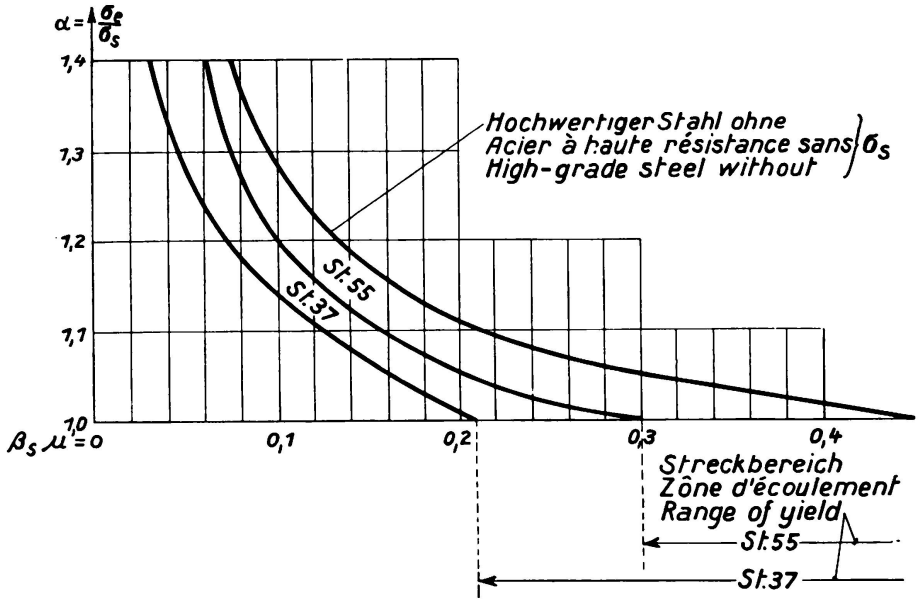


Fig. 7.

[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 $\beta_s \mu$

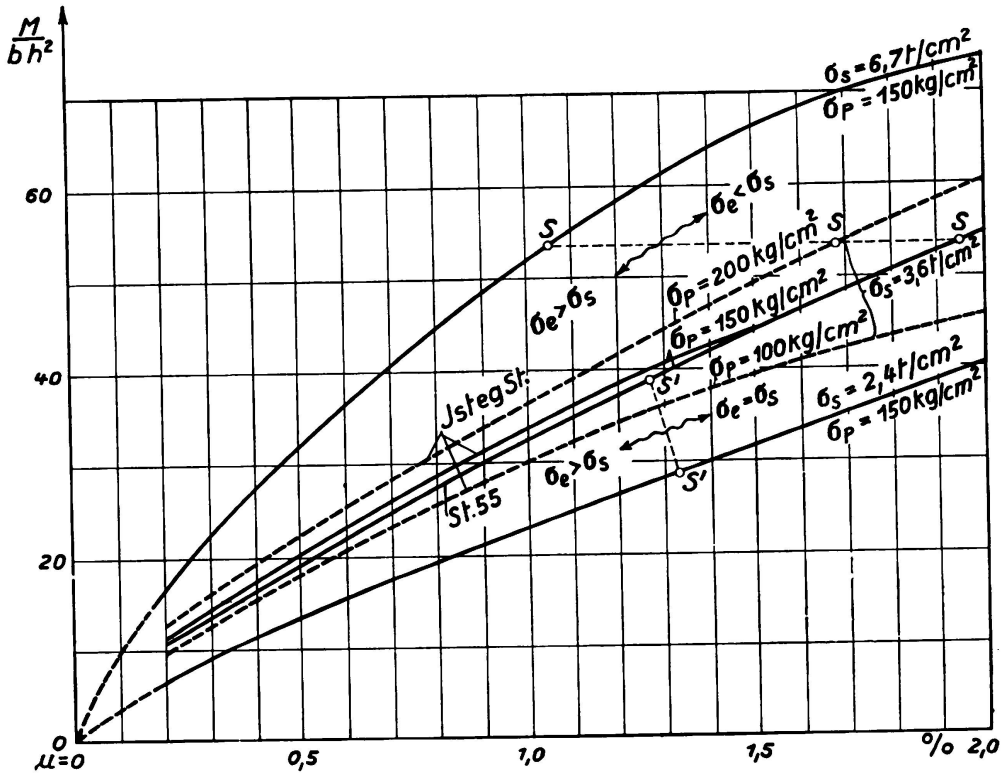


Fig. 8.

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 $\mu_2 = \frac{\sigma_{s1}}{\sigma_{s2}} \cdot \mu_1$ 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:

$$h = \sqrt{\frac{2}{\alpha \beta_s \mu \sigma (2 - \alpha \beta_s \mu)}} \cdot \sqrt{\frac{sM}{b \sigma_{p\,min}}} = a \sqrt{\frac{sM}{b \sigma_{p\,min}}} \qquad (7)$$

$$F_e = \frac{sM}{z \cdot \alpha \sigma_s} = \mu \cdot b \cdot h$$

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.