Zeitschrift: IABSE publications = Mémoires AIPC = IVBH Abhandlungen

Band: 2 (1933-1934)

Artikel: Les efforts secondaires, dus à la rigidité des attaches, dans les ouvrages triangulés en béton armé et la limite d'extension du béton

Autor: Ridet, J.

DOI: https://doi.org/10.5169/seals-3407

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: 01.08.2025

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

LES EFFORTS SECONDAIRES, DUS À LA RIGIDITÉ DES ATTACHES, DANS LES OUVRAGES TRIANGULÉS EN BÉTON ARMÉ ET LA LIMITE D'EXTENSION DU BÉTON.

DIE NEBENSPANNUNGEN INFOLGE DER STEIFHEIT DER STABANSCHLÜSSE IN FACHWERKARTIGEN EISENBETON-KONSTRUKTIONEN.

SECONDARY STRESSES DUE TO STIFFNES OF THE CONNECTIONS OF THE BARS IN FRAME-LIKE REINFORCED CONCRETE STRUCTURES AND THE LIMIT OF TENSILE STRESSES OF CONCRETE.

M. J. RIDET, Ingénieur des Ponts et Chaussées,
Ingénieur en Chef adjoint de la Voie, à la Compagnie des Chemins de fer de l'EST.

I. Considérations générales.

Le calcul des éléments d'une poutre triangulée est fait, d'une manière générale, en supposant que les assemblages, à chaque noeud, sont constitués par des articulations.

Les efforts ainsi déterminés sont appelés efforts principaux.

Pratiquement, qu'il s'agisse d'une poutre métallique ou d'une poutre en béton armé, les articulations sont remplacées par des assemblages rigides qui constituent de véritables encastrements des éléments entre eux.

Lorsqu'une telle poutre triangulée est soumise à l'action d'une charge (poids mort ou surcharge) elle ne fléchit pas seulement dans son ensemble, mais chacun des éléments qui la composent fléchit aussi par suite des variations de longueur de ces éléments sous les efforts principaux.

Les efforts auxquels ces flexions donnent lieu sont appelés efforts secondaires; ils sont en rapport avec la raideur transversale des éléments.

Depuis longtemps, les Ingénieurs et les Constructeurs se sont préoccupés de ces efforts dont le calcul est d'ailleurs assez laborieux. Aussi certains règlements permettent-ils, pour des constructions restant dans les règles ordinaires de la pratique, d'évaluer forfaitairement ces efforts. C'est ainsi que le règlement français de 1927 permet, pour les ponts métalliques remplissant ces conditions, de majorer simplement de 10 % les efforts principaux, bien que les efforts secondaires puissent entraîner une fatigue supérieure à cette fraction de la fatigue principale.

On peut se demander si, pour les ouvrages en béton armé, les efforts secondaires ne sont pas encore plus importants que pour un ouvrage métallique, en raison de la plus grande largeur que l'on donne aux barres de triangulation, cette dimension étant comptée dans la face vue en élévation, c'est-à-dire dans un plan parallèle à la fibre neutre de la poutre.

C'est pour tâcher de résoudre cette question qu'ont été entreprises les expériences relatées ci-après.

II. Principe du calcul des efforts secondaires.

La détermination rigoureuse des efforts secondaires est pratiquement impossible en raison des complications qu'elle présente; le calcul ne peut être fait que d'une manière approchée.

Le point de départ généralement admis consiste dans l'hypothèse suivante:

Les efforts principaux N dans les barres du système à assemblages rigides et dans celles du système articulé, ont approximativement les mêmes valeurs.

Par suite, les efforts N dans les barres d'un système à assemblages rigides se calculent comme si ce système était articulé.

Connaissant les efforts principaux, on en déduit les variations élastiques de longueur des barres, puis la nouvelle forme prise par la poutre.

En particulier, dans le système articulé, on peut calculer la variation des angles des barres aboutissant à un même noeud. Considérant ensuite que dans le système à assemblages rigides, les angles des diagonales ou

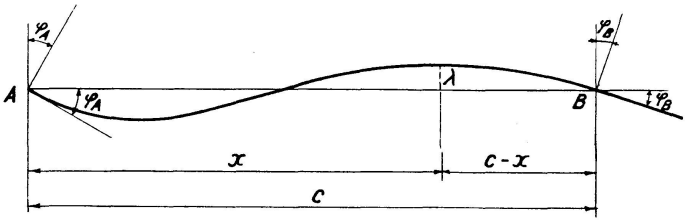


Fig. 1.

montants avec les membrures sont invariables, et que les deux systèmes sont superposables noeud à noeud, on peut en déduire les rotations à appliquer aux extrémités des barres pour passer du système articulé au système à assemblages rigides.

Une fois les rotations connues, les formules ci-après permettent de déterminer les efforts cherchés.

Formules utilisées dans la détermination des efforts secondaires.

Les formules générales ci-dessous sont empruntées à la résistance des matériaux de M. BERTRAND DE FONTVIOLANT.

Supposons que dans le système à assemblages rigides on connaisse pour une barre quelconque AB les rotations élastiques φ_A et φ_B imprimées aux sections extrêmes A et B de cette barre, par la flexion qui lui est imposée du fait de la rigidité des assemblages. Les valeurs des moments μ dans la barre peuvent alors être facilement calculées.

Les rotations φ_A et φ_B seront comptées positivement comme sur la figure 1.

C, étant la longueur de la barre, soient μ_A et μ_B les moments de flexion dans les sections A et B.

Aucune force extérieure n'étant appliquée dans le courant de la barre, le moment dans une section d'abscisse x sera

$$\mu = \mu_A \frac{c - x}{c} + \mu_B \frac{x}{c}$$

λ étant l'ordonnée courante de la ligne élastique, et I étant le moment d'inertie de la barre dans le plan de la poutre principale, il vient:

$$EI\frac{d^2\lambda}{dx^2} = -\mu = -\frac{1}{c}\left[\mu_A(c-x) + \mu_B x\right]$$

d'où il résulte que

$$EI\frac{d\lambda}{dx} = -\frac{1}{c}\left[\mu_A\left(cx - \frac{x^2}{2}\right) + \mu_B\frac{x^2}{2} - \left(\frac{\mu_A}{3} + \frac{\mu_B}{6}\right)c^2\right]$$

Or, pour $x = 0$, $\frac{d\lambda}{dx} = \varphi_A$ et pour $x = c$, $\frac{d\lambda}{dx} = \varphi_B$. Donc

$$EI\,\varphi_A = \left(\frac{\mu_A}{3} + \frac{\mu_B}{6}\right)c$$

$$EI\,\varphi_B = -\left(\frac{\mu_A}{6} + \frac{\mu_B}{3}\right)c$$

D'où l'on tire:

$$\mu_A = \frac{2EI}{c}(2\varphi_A + \varphi_B)$$

$$\mu_B = -\frac{2EI}{c}(\varphi_A + 2\varphi_B)$$

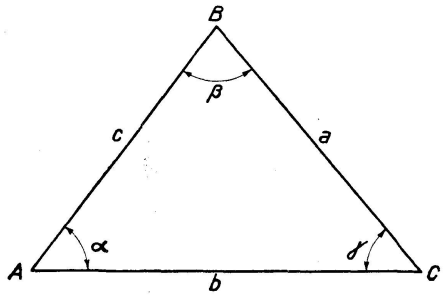


Fig. 2.

En fonction des moments μ_A et μ_B, les fatigues secondaires aux points A et B sont données par les formules classiques:

$$n_A = \pm\frac{e\mu_A}{2I} \quad \text{et} \quad n_B = \pm\frac{e\mu_B}{2I}$$

dans lesquelles e est l'épaisseur de la barre dans le plan de la poutre.

On peut donc écrire:

$$n_A = \pm\frac{e}{c}(2E\varphi_A + E\varphi_B)$$

$$n_B = \mp\frac{e}{c}(E\varphi_A + 2E\varphi_B)$$

Considérons maintenant dans un système articulé 3 barres formant un triangle ABC (fig. 2).

Avant toute déformation du système les longueurs de ces barres sont a, b, c et les angles opposés dans le triangle sont respectivement α, β, γ.

Sous l'influence des forces extérieures appliquées aux noeuds du système, les barres subissent des modifications élastiques de longueur δa, δb, δc, comptées positivement en cas d'allongement et négativement en cas de raccourcissement.

En raison de la variation de longueur des barres, les angles subissent des variations $\delta\alpha$, $\delta\beta$, $\delta\gamma$, variations comptées positivement en cas d'augmentation, négativement en cas de réduction.

Dans le triangle ABC, en partant des formules connues

$$\frac{\sin\alpha}{a} = \frac{\sin\beta}{b} = \frac{\sin\gamma}{c}$$

et après diverses transformations, on démontre que:

$$\delta\alpha = \frac{\frac{\delta a}{a} - \frac{\delta b}{b}}{\operatorname{tg}\gamma} + \frac{\frac{\delta a}{a} - \frac{\delta c}{c}}{\operatorname{tg}\beta}$$

Mais comme

$$\frac{\delta a}{a} = -\frac{n_a}{E}, \quad \frac{\delta b}{b} = -\frac{n_b}{E}, \quad \frac{\delta c}{c} = -\frac{n_c}{E}$$

(n_a, n_b, n_c, étant les efforts principaux unitaires dans les 3 barres a, b, c).

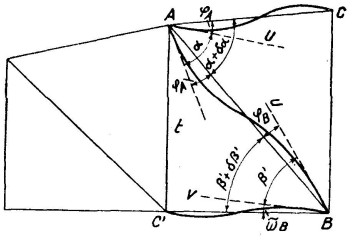


Fig. 3.

Il en résulte que:

$$\delta\alpha = \frac{1}{E}\left(\frac{n_b - n_a}{\operatorname{tg}\gamma} + \frac{n_c - n_a}{\operatorname{tg}\beta}\right)$$

On trouve de même:

$$\delta\beta = \frac{1}{E}\left(\frac{n_c - n_b}{\operatorname{tg}\alpha} + \frac{n_a - n_b}{\operatorname{tg}\gamma}\right)$$

$$\delta\gamma = \frac{1}{E}\left(\frac{n_a - n_c}{\operatorname{tg}\beta} + \frac{n_b - n_c}{\operatorname{tg}\alpha}\right)$$

Ces formules permettent de déterminer les variations des angles d'un triangle en fonction des fatigues principales.

Il reste à déterminer les rotations élastiques φ_A et φ_B des extrémités d'une barre à assemblages rigides AB.

A cet effet comparons le système à assemblages rigides déformé au système articulé, déformé, ne diffèrent du premier que par la substitution d'articulations aux assemblages rigides.

Les efforts principaux et, par suite, l'allongement des barres étant les mêmes dans les 2 cas, les deux systèmes coïncideront noeud à noeud.

Cette superposition est effectuée sur la figure 3 ci-contre; les barres du système articulé sont tracées en traits fins, celles du système à assemblages rigides en traits forts; trois de ces dernières seulement ont été figurées.

Dans le système articulé avant déformation, les angles au sommet du triangle ABC sont α, β, γ; ceux aux sommets du triangle ABC' sont α', β', γ'. Après déformation ces angles sont devenus $\alpha + \delta\alpha$; $\beta + \delta\beta$; $\gamma + \delta\gamma$;

$\alpha' + \delta\alpha'$; $\beta' + \delta\beta'$; $\gamma' + \delta\gamma'$. Par exemple, sur la figure l'angle CAB est $\alpha + \delta\alpha$ et l'angle $C'BA$ est $\beta' + \delta\beta'$.

Dans le système à assemblages rigides déformé, les tangentes aux lignes moyennes fléchies des barres, menées en un même noeud, forment entre elles des angles égaux à ceux formés par ces barres avant déformation; par exemple l'angle des tangentes At et AU est α et l'angle des tangentes Bv et BU est β'.

D'après les indications précédentes, l'angle BAt est φ_A et l'angle ABU est φ_B; sur la figure ces angles sont positifs.

Appelons ψ_A l'angle CAU et ω_B l'angle $C'BV$.

On a les deux relations:

$$\alpha + \delta\alpha + \varphi_A = \psi_A + \alpha \quad \text{ou} \quad \delta\alpha + \varphi_A = \psi_A$$
$$\beta' + \delta\beta' + \varphi_B = \omega_B + \beta' \quad \text{ou} \quad \delta\beta' + \varphi_B = \tilde{\omega}_B$$

Dans ces expressions $\delta\alpha$ et $\delta\beta'$ sont considérées comme connus en raison des formules déjà données.

Pour avoir φ_A et φ_B il faut donc connaître ψ_A et ω_B.

1e Méthode.

M. Bertrand de Fontviolant fait remarquer que dans la déformation du système à assemblages rigides, les barres les plus flexibles subissent les flexions les plus accentuées. Ce sont les barres de treillis; les barres membrures sont beaucoup plus raides. Par conséquent, l'auteur admet que ψ_A et ω_B sont faibles comparativement à φ_A et φ_B, et il néglige la flexion des membrures.

Les deux relations précédentes se réduisent alors à

$$\varphi_A = -\delta\alpha$$
$$\varphi_B = -\delta\beta'$$

Connaissant φ_A et φ_B, les formules précédentes nous permettent de déterminer les valeurs: soit de μ_A et μ_B; soit de n_A et n_B dues aux flexions secondaires.

Par cette méthode et pour une barre de treillis AB, le problème se ramène donc à la détermination de la variation des angles que fait la barre en A et en B avec les membrures dans le système articulé soumis à l'action des charges.

2e Méthode.

M. Pigeaud, Inspecteur Général des Ponts et Chaussées, donne, dans son ouvrage „Ponts Métalliques — Calculs" une méthode un peu différente. La détermination de ψ_A par exemple est effectuée de la façon suivante.

Considérons un noeud de poutre à treillis formé par la rencontre de deux barres membrures, d'une diagonale et d'un montant, soit 4 barres formant 4 angles autour du point A. (Fig. 4.)

Sous l'action des charges, les angles α_1, α_2, α_3, α_4 subissent des variations $\delta\alpha_1$, $\delta\alpha_2$, $\delta\alpha_3$, $\delta\alpha_4$.

En fonction des fatigues principales, nous pouvons calculer $\delta\alpha_1$, $\delta\alpha_2$, $\delta\alpha_3$.

Par définition

$$\delta\alpha_1 + \delta\alpha_2 + \delta\alpha_3 + \delta\alpha_4 = 0 \text{ donc } \delta\alpha_4 = -(\delta\alpha_1 + \delta\alpha_2 + \delta\alpha_3).$$

La raideur des barres membrures étant bien plus grande que celle des barres de triangulation, M. Pigeaud admet comme très plausible une rota-

tion égale et de signe contraire des deux barres membrures aboutissant en un même point.

Si, par exemple $\delta\alpha_4$ est négatif (fig. 4), les 2 barres 1 et 4 tourneront autour de A d'une valeur $\frac{\delta\alpha_4}{2}$. Leur nouvelle position après déformation est indiquée en trait pointillé.

Pour la barre AB, la valeur ψ_A devra être prise égale à $\frac{\delta\alpha_4}{2}$.

Si la valeur $\delta\alpha_3$ est négative, la rotation absolue de la barre AB au point A sera $\left(\delta\alpha_3 + \frac{\delta\alpha_4}{2}\right)$.

La valeur de φ_A à faire intervenir pour passer du système articulé au système à assemblages rigides sera:

$$\varphi_A = \delta\alpha_3 + \frac{\delta\alpha_4}{2}.$$

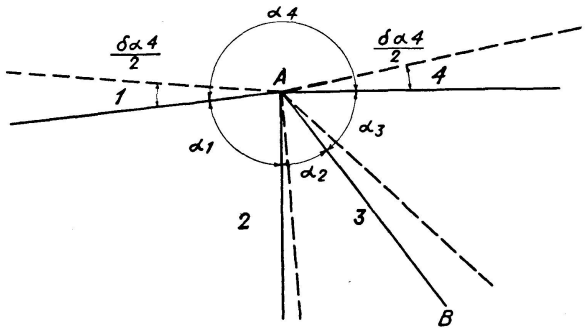


Fig. 4.

Si α_3 était positif, il viendrait:

$$\varphi_A = \delta\alpha_3 - \frac{\delta\alpha_4}{2}.$$

Si $\delta\alpha_4$ était positif, il faudrait changer les signes de $\frac{\delta\alpha_4}{2}$ dans les 2 valeurs de φ_A ci-dessus.

φ_B se déterminera de la même façon que φ_A et nous aurons alors tous les éléments pour calculer les efforts secondaires.

La méthode consiste donc à ajouter algébriquement au φ_A, calculé par la 1ère méthode, la demi somme algébrique, changée de signe, de la variation des angles, des triangles de la poutre, ayant leur sommet au point A.

La fig. 5 donne schématiquement la position du convoi sur l'ouvrage. Les barres essayées sont les barres D_2, M_2 et D_3.

Le calcul des efforts secondaires est fait seulement pour ces trois barres. Deux cas sont envisagés: celui où le rapport m des coefficients d'élasticité de l'acier et du béton est égal à 15 et celui où ce rapport est égal à 10; le coefficient d'élasticité de l'acier étant pris égal à 20×10^9.

Efforts principaux dans les barres.

Les tableaux ci-après donnent les efforts principaux dans les barres sous l'action de la charge permanente et sous l'action de la surcharge. Les compressions sont avec le signe +, les tensions avec le signe —.

Tableau des efforts principaux en Kg par cm² dans le béton des barres pour $m = 15$.

Indication des chargements	S_1	S_2	S_3	I_2	I_3	I_4	D_1	M_1	D_2	M_2	D_3	M_3	D_4
Charge permanente	15,8	22,5	25.7	-6,1	-8,4	-9,5	-23,9	22,6	-18,5	12,8	-12,9	5,1	-10,0
Surcharge	4,1	6,6	8,5	-1,6	-2,5	-3,1	- 6,2	8,0	- 6,8	8,7	- 7,3	3,9	- 4,7
Charge permanente + surcharge	19,9	29,1	34,2	-7,7	-10,9	-12,6	-30,1	30,6	-25,3	21,5	-20,2	9,0	-14,7

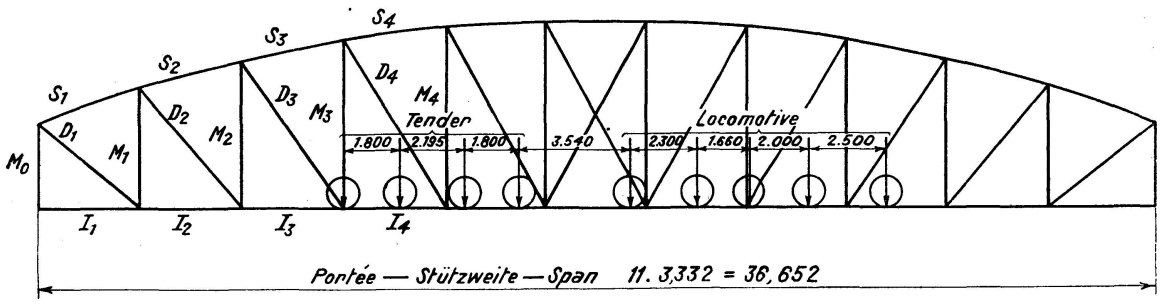


Fig. 5.

Tableau des efforts principaux en Kg par cm² dans le béton des barres pour $m = 10$.

Indication des chargements	S_1	S_2	S_3	I_2	I_3	I_4	D_1	M_1	D_2	M_2	D_3	M_3	D_4
Charge permanente	15,9	22,8	26,0	-6,4	-9,0	-10,2	-29,4	23,6	-22,0	13,3	-14,8	5,3	-11,2
Surcharge	4,2	6,6	8,6	-1,7	-2,6	- 3,4	- 7,7	8,4	- 8,0	9,0	- 8,4	4,2	- 5,3
Charge permanente + surcharge	20,1	29,4	34,6	-8,1	-11,6	- 13,6	-37,1	32,0	-30,0	22,3	-23,2	9,5	-16,5

Résistance du béton à l'extension.

Dans les tableaux ci-dessus, les efforts s'entendent en kg. par cm² de section homogénéïsée aussi bien pour les barres tendues que pour les barres comprimées. Nous avons opéré de la sorte pour les motifs suivants:

La circulaire ministérielle française de 1906 sur les constructions en béton armé permet (art. 11) de prendre en compte la résistance du béton à l'extension dans le calcul des déformations. Dans ses Commentaires, elle accepte l'interprétation souvent admise et qui consiste à attribuer au béton travaillant à l'extension le même coefficient d'élasticité que lorsqu'il travaille à la compression. Elle donne ensuite une méthode plus correcte permettant de mettre en compte la résistance à l'extension du béton d'une façon plus satisfaisante; elle admet comme résultant de diverses expériences, le principe ci-après: le coefficient d'élasticité du béton armé à l'extension ne conserve une valeur sensiblement constante que jusqu'à la limite de la résistance à l'extension du béton similaire non armé; à partir de là il devient en quelque sorte plastique, c'est-à-dire qu'il s'allonge par suite de sa connexion avec l'armature, mais sans que sa tension limite se modifie.

Il s'agit donc d'admettre une limite pour la rupture du béton à l'extension.

M. Mesnager fixe cette limite à 10 kg. par cm², mais ce chiffre ressort d'experiences faites au moment de la préparation du règlement de 1906. Depuis lors, les qualités des ciments se sont améliorées; en outre, la technique de la préparation du béton a fait de sérieux progrès, ce qui permet de relever sensiblement cette limite et de la porter par exemple à 25 kg. par cm².

Parmi les barres soumises aux expériences certaines supportent des efforts de traction relativement élevés.

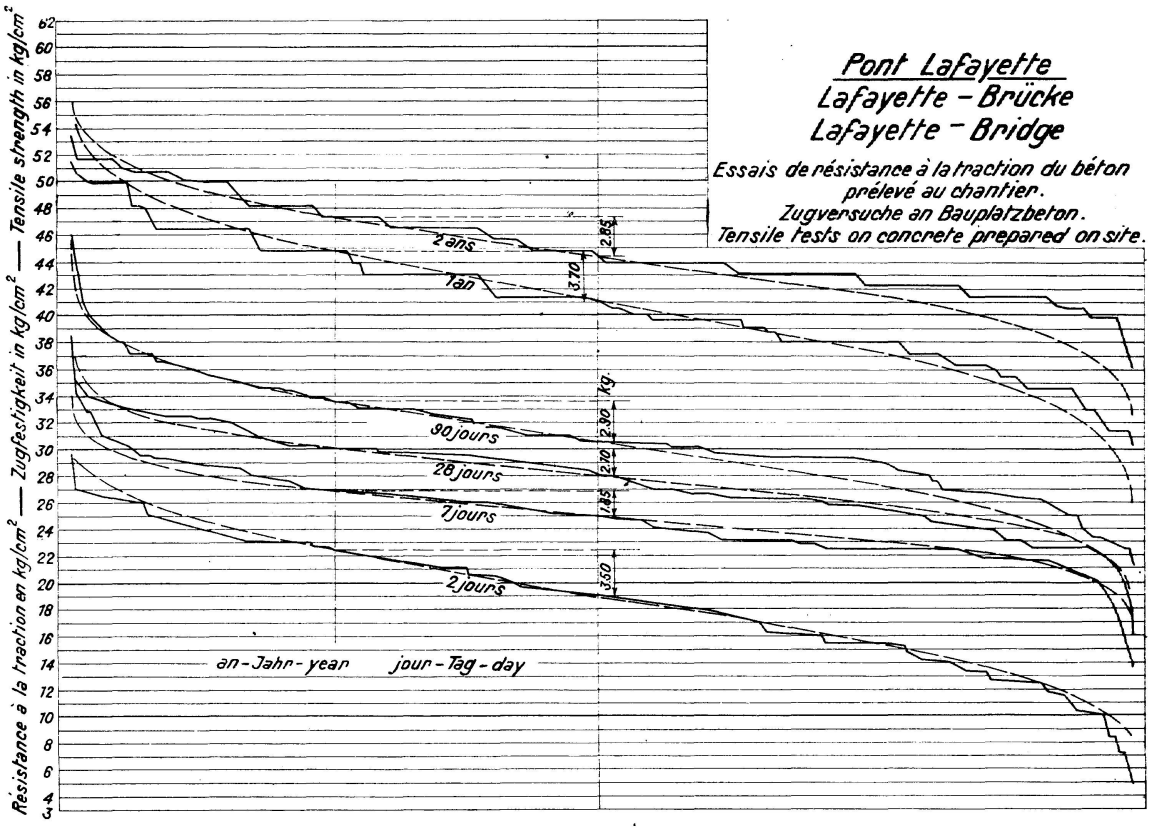


Planche 8.

La pièce D_2, par exemple, pour m = 10, en section homogénéisée, sous l'action de la charge permanente seule supporte un effort de 22 kg. par cm². Lorsque la surcharge vient se superposer à la charge permanente, le béton ne devrait absorber aucun effort, mais suivre simplement les aciers dans leur allongement. C'est ce que nous avions admis au début; mais les calculs effectués avec cette hypothèse ne présentaient aucune concordance, pour les barres tendues, avec les résultats fournis par les essais.

Nous avons donc repris la question en supposant que les effets de la surcharge sont supportés pour toutes les barres par la section totale (béton + aciers) et comme on le verra plus loin les résultats obtenus sont comparables à ceux donnés par les appareils de mesure.

Des expériences effectuées, il semble donc bien se dégager que la limite de rupture du béton à la tension peut, pour le

calcul des déformations et par conséquent des efforts secondaires, être prise comme voisine de 25 kg. par cm².

Essais de résistance à la traction du béton de chantier.

Au cours de la construction du Pont La Fayette, à Paris, qui à été exécuté d'après le projet de M. CAQUOT, pour les agrandissements de la Gare de l'Est, nous avons eu personnellement à contrôler la qualité du béton mis en oeuvre, ce qui était d'autant plus important qu'il s'agissait d'un ouvrage exceptionnellement hardi.

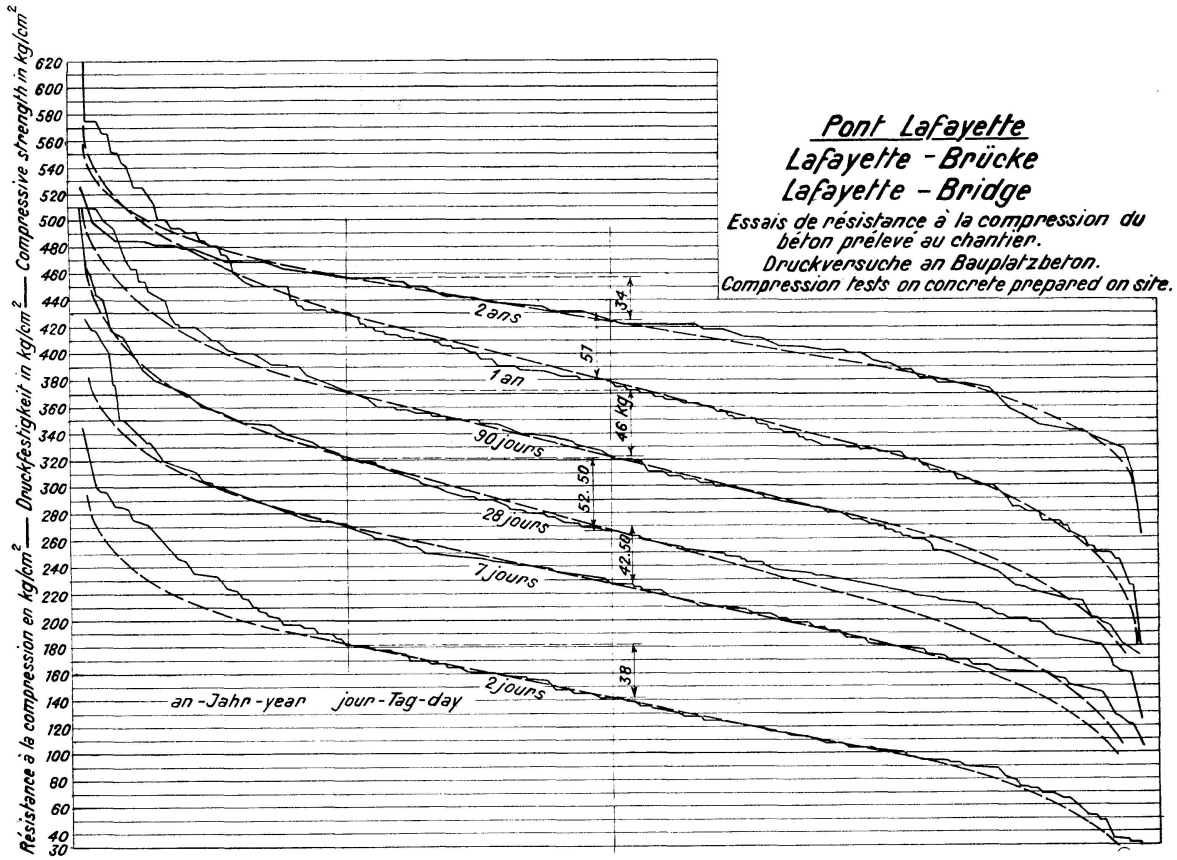


Planche 9.

Le record de portée pour ce type de poutres principales (poutres droites, continues, de hauteur constante à triple triangulation) n'a d'ailleurs pas encore été dépassé.

Nous avons, au cours de la construction, fait plus de 2.000 éprouvettes de béton avec du béton prélevé sur le chantier. Ces éprouvettes étaient tassées dans des moules mis pour ce but sur une table vibrante, afin de se rapprocher du mode de mise en oeuvre du béton, qui a été entièrement vibré à l'intérieur de l'ouvrage. Leur forme était prismatique et de dimensions 7 cm. 1 × 7 cm. 1 × 28 cm. 4. Le dosage courant était de 350 kg. de ciment à durcissement rapide, 0 m³,800 de gravillon à l'anneau de 15 mm et 0 m³,400 de sable, ces agrégats provenant des dragages de la Seine. Toutefois, dans les parties où les armatures étaient particulièrement serrées, on a fait usage de gravillon plus petit, et, dans ce cas, le dosage de ciment a été renforcé; d'autre part, la proportion d'eau a été contrôlée constamment avec le cône

par l'épreuve dite du „slump-test". Il a fallu toutefois augmenter la quantité d'eau pour bétonner les parties où les armatures étaient très serrées. Cette augmentation d'eau faisant tomber la résistance, nous avons forcé le dosage de ciment pour rétablir la résistance du béton.

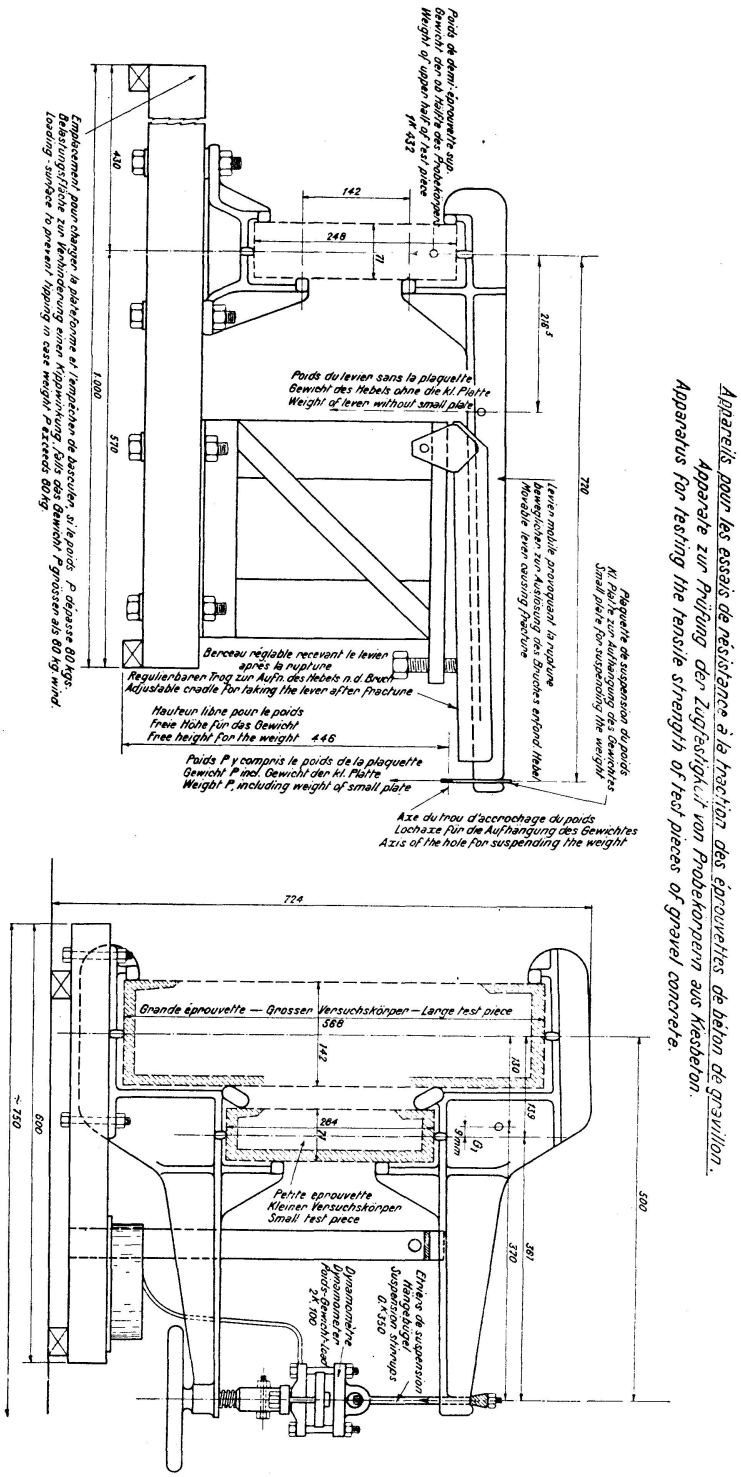


Planche 7.

La construction du pont s'étant poursuivie en été comme en hiver, jusqu'aux environs de 0°, nous avons eu des résultats qui ont été affectés par les basses températures. Mais, dans les courbes tracées sur les planches 8 et 9, aucun essai n'a été éliminé.

Les éprouvettes prismatiques étaient d'abord éprouvées à la traction sous moment constant à l'aide de l'appareil très simple dont le dessin est donné par la planche 7.

Pour passer de la connaissance du moment de rupture M à la résistance à la Traction R_T, on a fait usage de la formule:

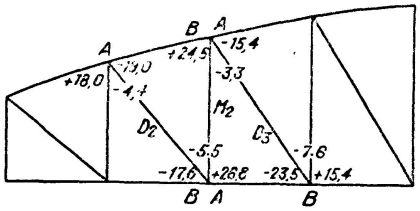
$$R_T = \frac{3{,}6\ M}{b^3}$$

la dimension b étant égale au côté du carré de base.

Dans les courbes tracées sur les planches 8 et 9, tous les resultats sans aucune élimination, sont classés par valeur décroissante. Les courbes tracées en pointillé représentent des ensembles de résultats qui suivraient la loi de dispersion des erreurs dont la probabilité est indiquée par la formule de GAUSS:

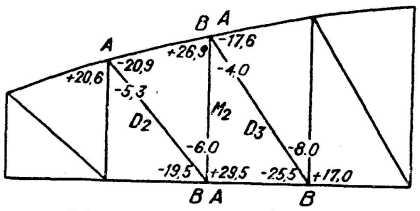
$$\frac{K}{\sqrt{\pi}}\, e^{-K^2x^2}\, dx$$

L'écart probable est indiqué sur les courbes. C'est ainsi que l'on voit sur les courbes que la valeur moyenne pour la résistance à la traction à 7 jours est de 25 kg. par centimètre carré, l'écart probable étant de 1 kg 85.



Valeurs des $E\delta\alpha$ pour $m = 15$
$E\delta\alpha$ Werte für $m = 15$
$E\delta\alpha$ Values for $m = 15$

Fig. 6.



Valeurs des $E\delta\alpha$ pour $m = 10$
$E\delta\alpha$ Werte für $m = 10$
$E\delta\alpha$ Values for $m = 10$

Fig. 7.

Les valeurs moyennes de résistance à la traction du béton ont été à 2 jours — 7 jours — 28 jours — 90 jours — un an et 2 ans respectivement de:

19 kg. — 25 — 28 — 30,5 — 41 et 44 kg. 5

la résistance à la compression passant pendant le même laps de temps de 140 kg. à 2 jours à 228 — 268 — 322 — 380 et 424 kg.

Ce qui frappe à l'inspection des courbes, c'est leur parfaite concordance avec la loi des erreurs accidentelles, ce qui augmente le degré de confiance que l'on peut avoir en elles. Ce qui importe, en effet, ce n'est pas d'avoir un seul excellent résultat, mais, au contraire, d'avoir une série absolument régulière de bons résultats.

Ces expériences directes faites à la traction sur les éprouvettes confirment bien les conclusions que nous avons tirées au paragraphe précédent sur la légitimité d'admettre la limite de 25 kg. environ pour la résistance à la traction du béton lorsqu'il s'agit de calculer des déformations et par conséquent des efforts secondaires.

Détermination des $\delta\alpha$.

Les valeurs $\delta\alpha$ étant très petites, il a été déterminé les valeurs $E\delta\alpha$ tel qu'il résulte des formules données. Les fatigues principales étant ex-

primées en Kg. par cm², E est le coefficient d'élasticité du béton en cm² pour le m considéré.

Les schémas ci-dessous donnent ces valeurs de $E\delta a$ pour $m = 15$ et $m = 10$ envisagés et pour la surcharge seule. Pour chacune des barres, l'origine est désignée par A et l'autre extrémité par B.

Les φA de la 1ère méthode se déduisent directement des schémas ci-dessus.

Par exemple pour la barre D_2, pour $m = 15$

$E\varphi_A = 19{,}0$ $\qquad$ $E\varphi_B = 17{,}6$

$$\varphi_A = \frac{19 \cdot 15}{2\,000\,000} = 0{,}000143 \text{ ce qui correspond à un angle de 30 secondes}$$

$$\varphi_B = \frac{17{,}6 \cdot 15}{2\,000\,000} = 0{,}000132 \text{ ce qui correspond à un angle de 27 secondes}$$

Pour la même barre et pour le même m nous aurions au point A pour la 2ème méthode en se reportant aux fig. 4 et 6.

$$E\varphi_A = 19 + \left(\frac{18{,}0 - 4{,}4 - 19{,}0}{2}\right) = 19 - 2{,}7 = 16{,}3.$$

Ces diverses valeurs de $E\varphi$, les valeurs des fatigues aux extrémités des barres, produites par la flexion secondaire, les rotations réelles à ces extrémités sont données par les tableaux suivants pour les deux méthodes et pour les deux valeurs de m.

Tableau se rapportant à la 1ère méthode.

Indication des barres essayées		$E\varphi_A$	$E\varphi_B$	n_A	n_B	φ_A	φ_B
				kg/cm²	kg/cm²	en "	en "
Barre D_2 tendue	Cas de $m = 15$	19,0	17,6	± 3,8	± 3,7	30	27
	« « $m = 10$	20,9	19,5	± 4,2	± 4,1	22	20
Barre M_2 comprimée	Cas de $m = 15$	26,8	24,5	± 5,7	± 5,5	42	38
	« « $m = 10$	29,5	26,9	± 6,2	± 6,0	31	28
Barre D_3 tendue	Cas de $m = 15$	15,4	23,5	± 3,3	± 3,7	24	37
	« « $m = 10$	17,6	25,5	± 3,6	± 4,1	18	26

Tableau se rapportant à la 2ème méthode.

Indication des barres essayées		$E\varphi_A$	$E\varphi_B$	n_A	n_B	φ_A	φ_B
				kg/cm²	kg/cm²	en "	en "
Barre D_2 tendue	Cas de $m = 15$	16,30	19,45	± 3,5	± 3,7	25	30
	« « $m = 10$	18,10	21,50	± 3,9	± 4,1	19	22
Barre M_2 comprimée	Cas de $m = 15$	24,95	21,60	± 5,1	± 4,9	39	34
	« « $m = 10$	27,50	24,25	± 5,7	± 5,4	29	25
Barre D_3 tendue	Cas de $m = 15$	18,30	15,65	± 3,1	± 2,9	29	24
	« « $m = 10$	20,25	17,25	± 3,4	± 3,2	21	18

En se reportant aux indications de la fig. 1, les rotations φA et φB sont positives pour les 3 barres.

Importance des efforts secondaires relativement aux efforts principaux.

Le tableau suivant donne le pourcentage des fatigues secondaires par rapport aux efforts principaux pour les extrémités A et B de chaque barre.

Désignation des barres		Cas de $m = 15$					Cas de $m = 10$				
		Efforts principaux n_a et n_b	1e Méthode		2e Méthode		Efforts principaux n_a et n_b	1e Méthode		2e Méthode	
			Efforts secondaires n_A et n_B	$\frac{n_A}{n_a} \cdot 100$ ou $\frac{n_B}{n_b} \cdot 100$	Efforts secondaires n_A et n_B	$\frac{n_A}{n_a} \cdot 100$ ou $\frac{n_B}{n_b} \cdot 100$		Efforts secondaires n_A et n_B	$\frac{n_A}{n_a} \cdot 100$ ou $\frac{n_B}{n_b} \cdot 100$	Efforts secondaires n_A et n_B	$\frac{n_A}{n_a} \cdot 100$ ou $\frac{n_B}{n_b} \cdot 100$
1		2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
Barre D_2 tendue	Point A	—6,8	± 3,8	56	± 3,5	51	—8,0	± 4,2	52	± 3,9	49
	« B	—6,8	± 3,7	54	± 3,7	54	8,0	± 4,1	51	± 4,1	51
Barre M_2 comprimée	Point A	8,7	± 5,7	56	± 5,1	59	9,0	± 6,2	69	± 5,7	63
	« B	8,7	± 5,5	63	± 4,9	56	9,0	± 6,0	67	± 5,4	60
Barre D_3 tendue	Point A	—7,3	± 3,3	45	± 3,1	42	—8,4	± 3,6	43	± 3,4	40
	« B	—7,3	± 3,7	51	± 2,9	40	—8,4	± 4,1	49	± 3,2	38

Barres verticales ou obliques.

L'examen des pourcentages fait ressortir des majorations plus fortes pour la barre verticale (montant) que pour les barres obliques. C'est un résultat normal puisque la longueur des pièces figure au dénominateur des formules donnant les fatigues n_A et n_B. Cela souligne l'intérêt de ne pas avoir de barres trop larges (dimension mesurée dans le plan vertical, en élévation) pour les triangulations et d'employer des barres obliques de préférence aux barres verticales (triangulation en V au lieu de triangulation en N).

III. But des expériences.

En raison des hypothèses simplificatrices adoptées pour faciliter le calcul, on peut supposer que les fatigues déterminées par ce moyen ne sont pas très exactes. C'est pourquoi il a paru intéressant de mesurer ces fatigues afin de comparer les valeurs qui résultent des mesures avec celles auxquelles conduit le calcul.

IV. Choix et description sommaire de l'ouvrage.

Les allongements ou les raccourcissements qu'il s'agit de mesurer sont très faibles, de l'ordre de quelques microns sur la longueur de 0 m. 10 qui a été prise comme base. Il y avait donc intérêt à adopter un pont pour lequel la surcharge soit relativement importante, par rapport à la charge permanente, pour que les fatigues mesurées soient les plus grandes possibles. C'est pourquoi le choix s'est porté sur un pont rail de préférence à un pont route ou à une passerelle.

Le pont sur lequel ont eu lieu les expériences est situé sur le Réseau du Nord, ligne des Docks de St-Ouen aux Epinettes; il franchait le Boulevard Victor Hugo à St-Ouen par une travée biaise de 27 m. 50 d'ouverture droite et de 33 m. 61 d'ouverture biaise; il donne passage à une seule voie. Les

poutres sont à membrure inférieure horizontale et à membrure supérieure courbe; leurs dimensions principales sont données sur la planche 1.

Les poutres sont reliées entre elles, à la partie inférieure, par un hourdis solidement encastré dans les membrures et sur lequel est placé le ballast supportant la voie. A la partie supérieure, les membrures sont entretoisées au droit de 6 montants, aux points où la hauteur de la poutre le permet.

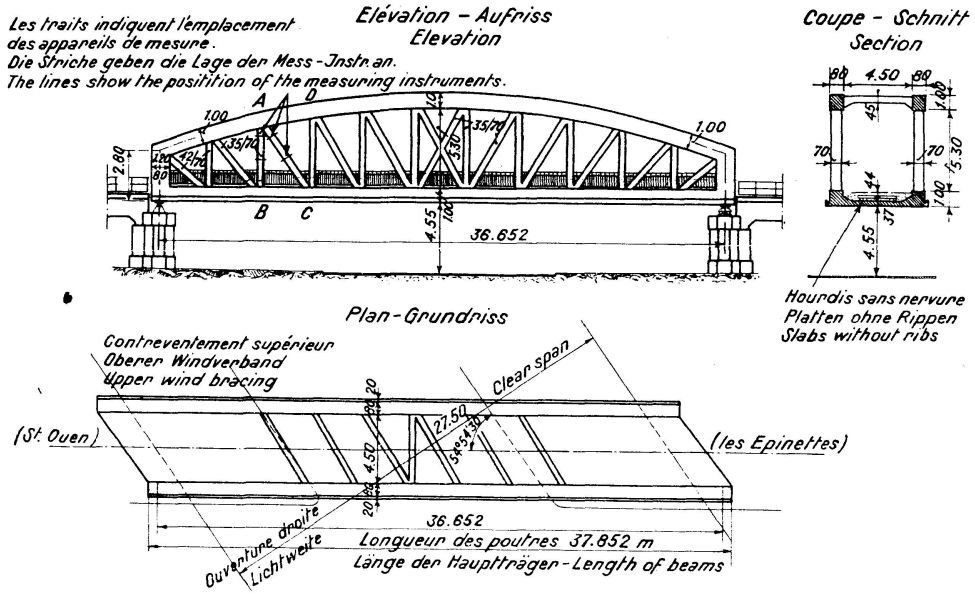


Planche 1.

Lorsque les expériences ont été effectuées, le pont était terminé depuis un an environ.

V. Appareils employés pour les mesures.

Pour tâcher d'éliminer les causes d'erreurs qui pourraient provenir de l'emploi d'un seul type d'appareil, on a fait usage de 4 types d'extensomètres.

Trois d'entre eux sont bien connus et il est inutile de les décrire ici; ce sont les extensomètres MANET-RABUT, HUGGENBERGER, MEYER. Il convient de signaler dès maintenant que les extensomètres enregistreurs MEYER n'ont donné aucun résultat en raison de leur trop faible amplification (100) et des petits allongements à mesurer.

Le quatrième est dû à M. MABBOUX, Membre du Comité technique de physique.

Son principe est le suivant:

L'extensomètre proprement dit se compose d'un corps rigide portant une pointe fixe et une pointe oscillante. Ces deux pointes étant appliquées sur le corps dont on veut mesurer l'allongement, une dilatation linéaire de celui-ci se traduit par une rotation angulaire de la pointe mobile. Deux petits miroirs sont fixés, l'un au corps de l'appareil, l'autre à la pointe mobile et ils font entre eux, au repos, un angle de 90° exactement. Toute dilatation positive ou négative modifiant la distance des pointes se trouve donc accusée par une modification corrélative de l'angle des miroirs; cette modification est déterminée au moyen d'une lunette autocollimatrice.

Le schéma optique du dispositif employé est indiqué à la fig. 8.

Une source lumineuse 11 éclaire un petit diaphragme 9 à travers un condensateur 10.

Une lunette, formée d'un oculaire 2 et 3 et d'un objectif 6 comporte une glace sans tain ou semi-argentée 5 inclinée sur son axe.

Les rayons émis par le diaphragme 9 sortent par l'objectif 6 sous forme d'un faisceau parallèle dont une fraction va se réfléchir successivement sur les 2 miroirs 7 et 8, l'un d'eux étant lié à l'élément mobile de l'extensomètre, l'autre à sa partie fixe.

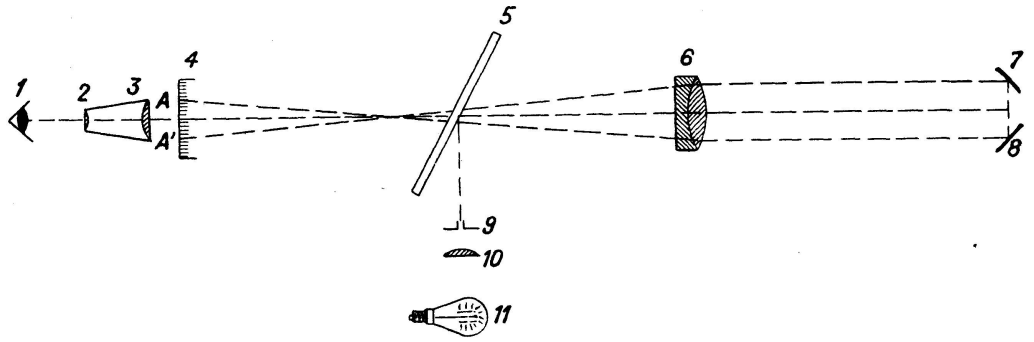


Fig. 8.

L'image du diaphragme 9 vient se former en A dans le plan d'un micromètre. Une seconde image A' se forme d'une manière analogue par les rayons qui se sont réfléchis en sens inverse sur les miroirs 8 et 7.

L'écart entre ces deux images, que l'on observe à l'aide de l'oculaire est indépendant de la position de la lunette et ne dépend que de la quantité dont le dièdre 7—8 diffère d'un angle droit.

L'extensomètre de 10 cm. de base employé aux expériences du pont de St-Ouen est constitué de la façon suivante (fig. 9).

Coupe de l'extensomètre Mabboux.
Schnitt durch den Dehnungsmesser Mabboux.
Section through the Mabboux extensometer.

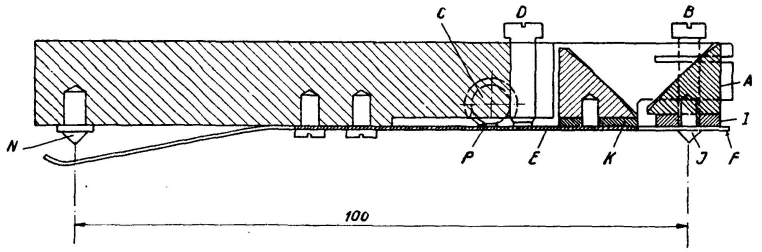


Fig. 9.

Le miroir mobile A est porté par un pont I muni d'une pointe J. La position de ce pont est définie par les pointes de 2 vis B.

L'ensemble du miroir et du pont peut osciller. Le miroir fixe est vissé sur une cale K et une lame de ressort E sur laquelle vient forcer une vis D qui permet de règler l'ajustement du dièdre à une valeur suffisamment voisine de l'angle droit pour que les images à observer ne sortent pas du champ de la lunette.

En position de repos, le prisme mobile et son pont sont immobilisés par 2 ressorts F, placés de part et d'autre du ressort E, que l'on peut dé-

gager à l'aide d'un axe O portant des cames P que l'on peut manoeuvrer par un levier.

L'extrémité de l'appareil est pourvue d'une pointe fixe N. Deux béquilles formées par la queue des ressorts F facilitent la mise en place.

VI. Emplacement et fixation des appareils.

Le but même des recherches en question imposait l'emplacement à attribuer aux appareils; il s'agissait en effet de déterminer l'importance des efforts secondaires, lesquels sont maximums aux noeuds et décroissent ensuite pour être sensiblement nuls au milieu de la longueur des barres.

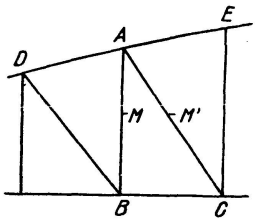


Fig. 10

Les appareils ont donc été placés sur le montant AB comprimé dans le voisinage des noeuds A et B et au milieu M de ce montant, sur les diagonales tendues AC at BD au voisinage des noeuds A et B et au milieu M' de la diagonale AC (fig. 10). Il est évident qu'en chaque région auscultée, les appareils étaient placés de part et d'autre des barres, le plus près possible des fibres les plus fatiguées.

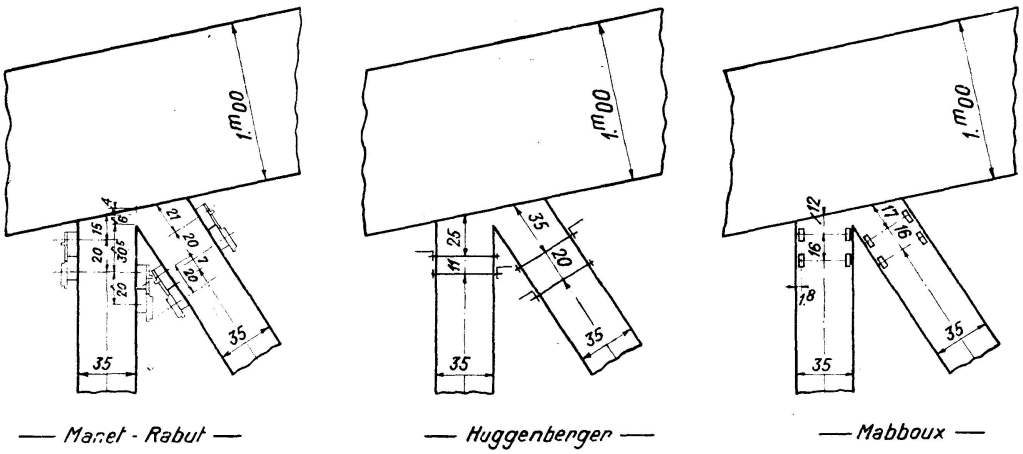


Fig. 11.

Il y avait intérêt à effectuer les mesures sur des barres subissant de grands efforts, c'est-à-dire sur celles qui sont voisines des appuis; d'autre part, il fallait que le montant soit assez haut pour que les opérateurs puissent, sans trop de gêne, se tenir simultanément aux 3 étages de l'échafaudage. Le montant choisi remplissait à peu près ces conditions.

Les caractéristiques propres à chaque type d'appareil et plus particulièrement les systèmes d'attache, très différents de l'un à l'autre type, n'ont malheureusement pas permis d'installer tous les appareils exactement aux mêmes points. La fig. 11 indique comment étaient placés les appareils au noeud A; les dispositions étaient sensiblement les mêmes aux autres points.

En raison de leur constitution, les appareils MANET-RABUT ne pouvaient pas être fixés directement sur les barres; ils étaient fixés sur des fers plats scellés dans les barres sur les faces perpendiculaires au plan de la poutre comme l'indique la fig. 12.

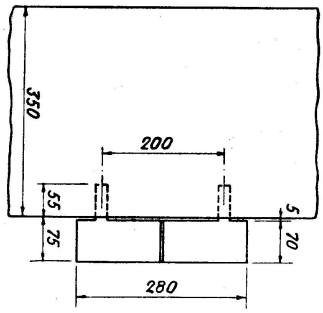


Fig. 12.

Pour chaque appareil, il y a évidemment 2 plats, l'un relié au cadran de l'appareil, l'autre à la tige mobile; afin d'être certain que les 2 plats sont bien dans un même plan, ils étaient solidaires au moment du scellement; ils ont été ensuite séparés par un trait de scie.

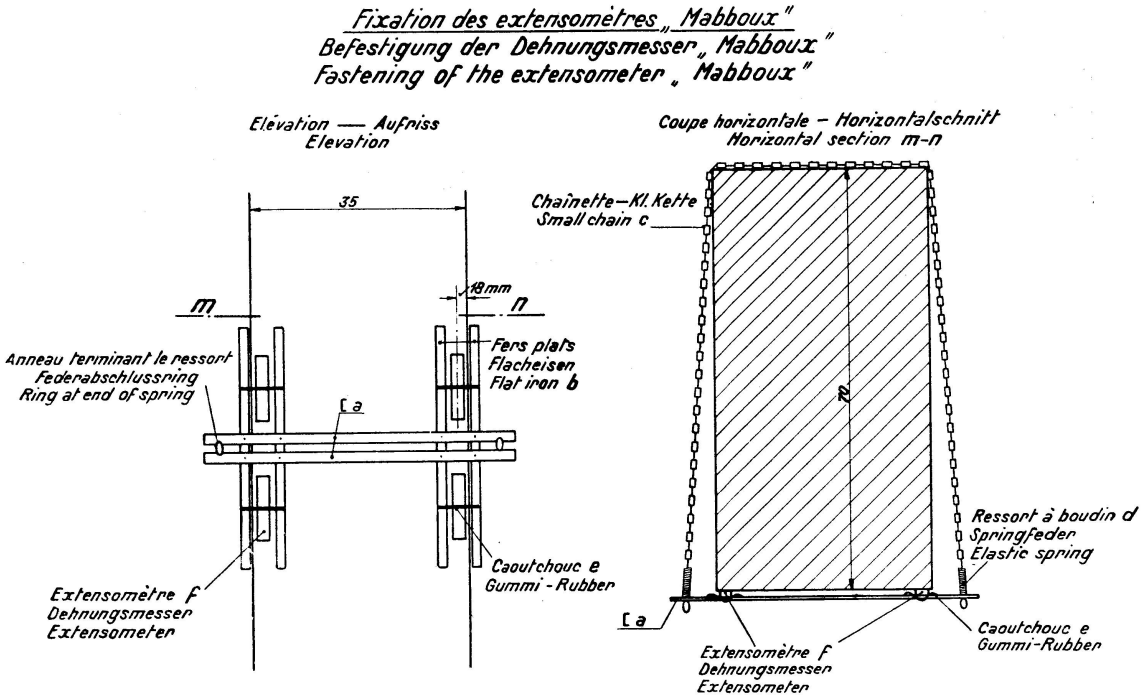


Fig. 13.

Avec ce mode de fixation, les déformations ont été mesurées à une distance de 0 m. 07 à l'extérieur des faces.

Les appareils HUGGENBERGER, fixés au moyen des pinces habituelles, mesuraient les déformations exactement dans le plan des faces.

La fixation des appareils MABBOUX a demandé une étude spéciale car ils ne comportent aucun système d'attache. L'inventeur préconise la fixation au moyen d'une bande de caoutchouc appuyant légèrement sur l'appareil; c'est le procédé qui a été adopté et qui est représenté par les fig. 13 et 14.

Il permet de fixer quatre appareils à la fois.

Une ossature constituée par 2 *U a* de 0 m. 50 de longueur placés perpendiculairement à la direction de la barre porte, vers chacune de ses extrémités, 2 plats *b* espacés de 0 m. 05 rivés aux *U* et placés parallèlement à la direction de la barre; l'ensemble est fixé à la barre au moyen d'une

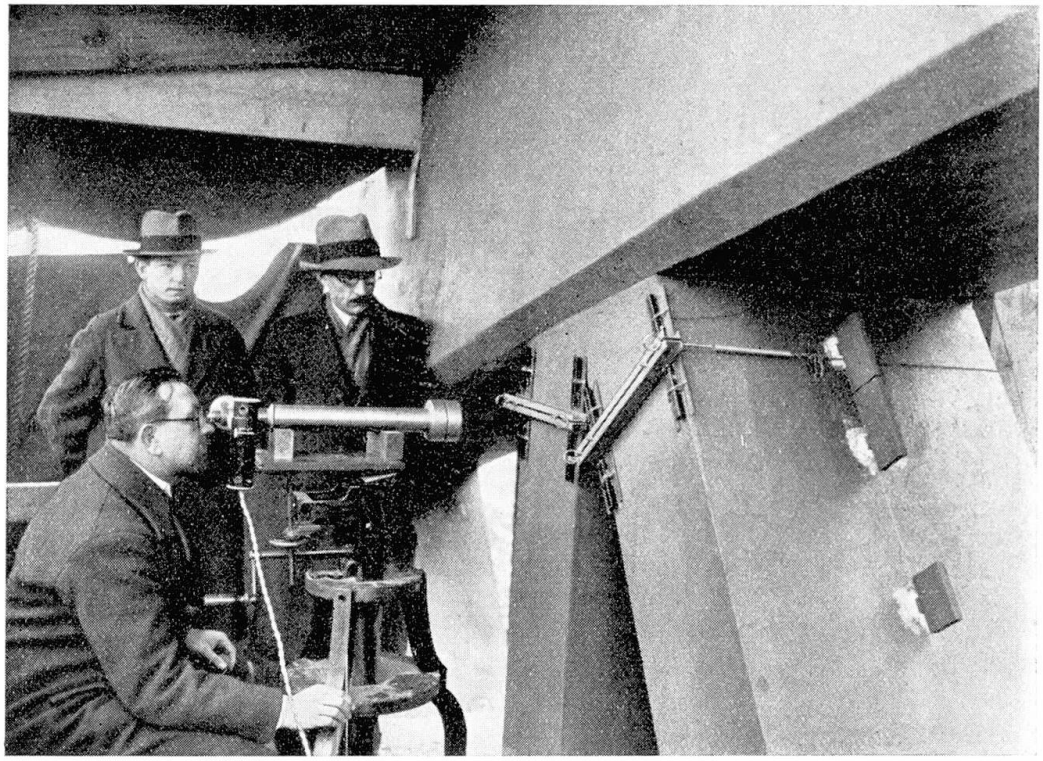


Fig. 14.

châinette *c* munie d'un ressort à boudin *d* qui entoure la barre. Un anneau de caoutchouc *e* est enfilé à chaque extrémité des groupes de 2 plats; la pression qu'il exerce sur l'extensomètre *f* fixe celui-ci à la barre de façon que son axe soit à 0 m. 018 de la face.

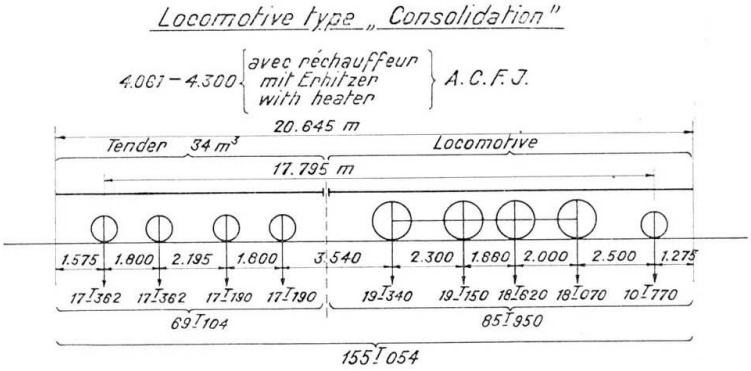


Fig. 15.

VII. Exécution des expériences.

Dans le but d'obtenir des efforts aussi grands que possible dans les barres, la surcharge du pont était constituée par une machine Consolidation, avec tender de 34 m³ du Réseau du Nord. Le poids total de la machine et

de son tender était de 155 tonnes et la longueur totale entre essieux extrêmes de 17 m. 80 (fig. 15).

Toutes les mesures ont été effectuées pour la même position de la machine qui donnait, à peu de chose près, les efforts maximums dans les barres auscultées; le dernier essieu du tender était placé au droit du montant CE; le chargement couvrant ainsi la plus grande partie du pont.

Les différents appareils ont été placés successivement à chacune des régions que l'on se proposait d'ausculter.

Les expériences ont été faites deux fois, les 30 Janvier et 20 Mars 1933.

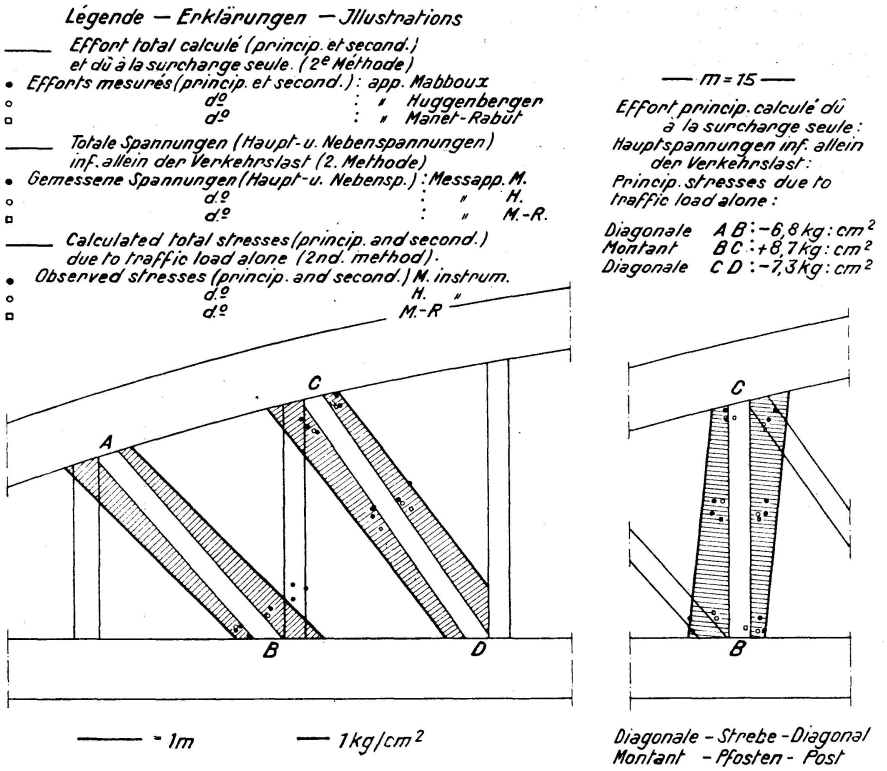


Planche 5.

VIII. Résultats des expériences.

Les tablaux des planches 2, 3 et 4 indiquent, en millièmes de millimètre (μ) les allongements ou raccourcissements mesurés par les divers appareils au cours des expériences des 30 Janvier et 20 Mars 1933.

Les appareils MANET-RABUT mesuraient les variations de longueur sur une longueur de 0 m. 20; les HUGGENBERGER et les MABBOUX sur 0 m. 10. Pour la facilité des comparaisons, les lectures faites avec les MANET-RABUT ont été divisées par 2.

Il convient de remarquer que, dans presque toutes les lectures faites, les appareils sont rigoureusement revenus au point de départ après enlèvement de la surcharge. Cela est certainement dû au fait que les expériences ont été exécutées sur un ouvrage en service depuis un an environ.

Les graphiques des planches 5 et 6 indiquent en Kg. par cm² les efforts totaux (principal + secondaire) calculés par la deuxième méthode pour la surcharge seule; on a porté sur ces graphiques, au moyen de signes particuliers pour chacun des appareils, les valeurs de la fatigue en Kg. par

cm² correspondant aux variations de longueur mesurées. Le graphique (planche 5) est établi pour la valeur $m = 10$ du rapport des coefficients d'élasticité du métal et du béton, et le graphique (pl. 6) pour la valeur $m = 15$ de ce même rapport.

L'examen des graphiques conduit aux constatations suivantes:

1° Sauf pour les lectures faites avec les MANET-RABUT dans la position 1 en haut du montant comprimé et dans la position 2 en bas de ce même montant, les efforts mesurés sont toujours de même sens que les efforts calculés.

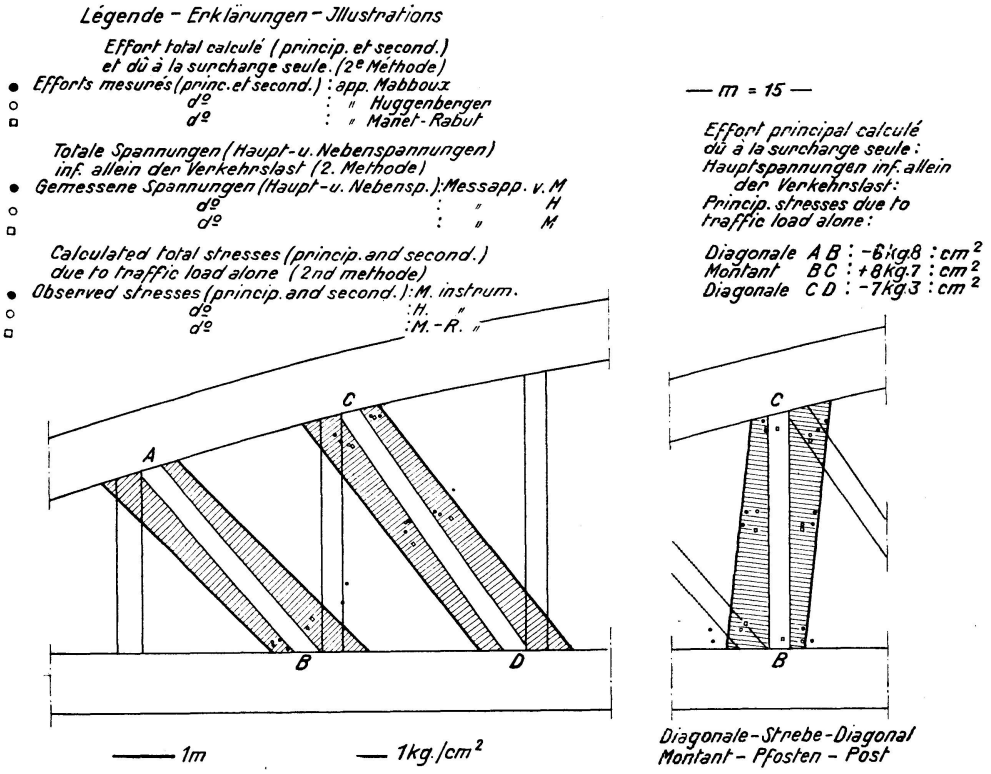


Planche 6.

2° Les efforts mesurés avec les appareils MABBOUX sont en général plus grands que les efforts mesurés avec les autres appareils; cela tient probablement à la grande sensibilité de ces appareils et aussi au fait que leur principe même élimine les jeux des pièces s'assemblant les unes sur les autres.

3° Pour le montant comprimé, les efforts mesurés avec les appareils MABBOUX correspondent assez sensiblement aux efforts calculés avec l'hypothèse $m = 10$; dans cette hypothèse, les efforts mesurés au bas du montant sont, en 3 points, supérieurs aux efforts calculés.

Avec l'hypothèse $m = 15$, les efforts mesurés sont en général inférieurs aux efforts calculés, sauf au bas du montant où ils leur sont sensiblement égaux.

4° Pour les diagonales tendues, les différences en plus ou en moins entre les efforts calculés et les efforts mesurés sont en général assez grandes.

Extensomètre Manet-Rabut — Dehnungsmesser Manet-Rabut
Extensometers Manet-Rabut
(base = 0,10 m)

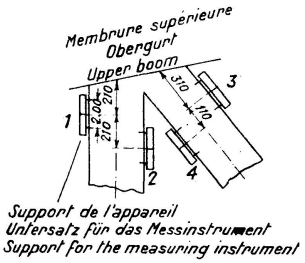
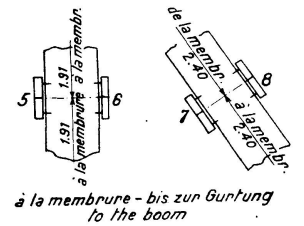
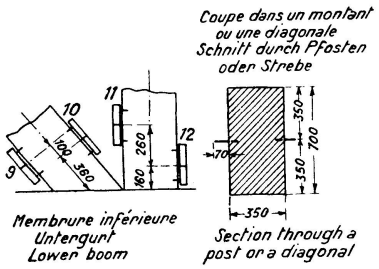
Positions des appareils	Variations de longueurs en millièmes de mm (μ) Längenänderungen in Tausendstel mm (μ) Changes of length in thousandths of mm (μ) — : allongement Verlänger'g - elongation + : raccourcissement Verkürzung - shortening		Fatigues en kg/cm² Spannungen in kg/cm² Stress in kg/cm²				Schémas des emplacements d'apparails Schema der Anordnung der Meßinstrumente Diagram showing positions of measuring instruments
			Expériences du 30 janvier		D'après les calculs par la deuxième Méthode		
	Expériences du 30 janvier	Expériences du 20 mars	pour m = 10	pour m = 15	pour m = 10	pour m = 15	
1	— 1,5	— 2	— 3	— 1,99	+ 5,5	+ 5,8	
2	+ 3,75	+ 3,75	+ 7,5	+ 4,99	+ 12,5	+ 11,5	
3	— 1,25	— 1,25	— 2,5	— 1,66	— 6,2	— 5	
4	— 1,25	— 1,25	— 2,5	— 1,66	— 10,8	— 9,3	
5	+ 2	+ 1,8	+ 4	+ 2,66	+ 9	+ 9	
6	+ 2	+ 1,8	+ 4	+ 2,66	+ 9	+ 8,5	
7	— 2	— 1,25	— 4	— 2,66	— 8,5	— 7,5	
8	— 2	— 1,25	— 4	— 2,66	— 8,5	— 7,2	
9	— 1,8	— 1,8	— 3,6	— 2,39	— 5,5	— 4,5	
10	— 2,5	— 1,25	— 5	— 3,32	— 10,5	— 9	
11	+ 3,75	+ 3,75	+ 7,5	+ 4,99	+ 12,7	+ 12	
12	— 1,25	— 1,25	— 2,5	— 1,66	+ 5	+ 5	

Planche 2.

Extensomètres Huggenberger — Dehnungsmesser Huggenberger
Extensometers Huggenberger
(base = 0,10 m)

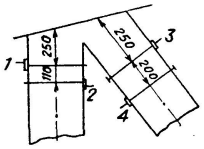
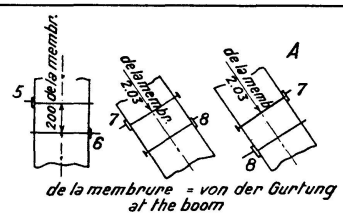
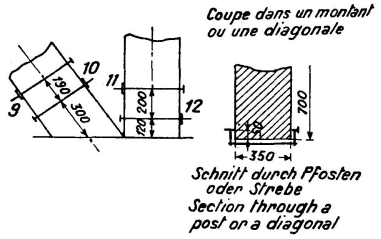
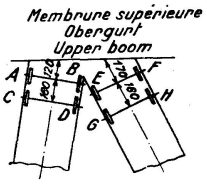
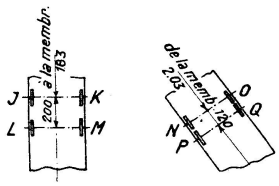
Positions des appareils	Variations de longueur en millièmes de mm (μ) Längenänderungen in Tausendstel mm (μ) Changes of length in thousandths of mm (μ) — : allongement Verlänger'g - elongation + : raccourcissement Verkürzung - shortening		Fatigues en kg/cm² Spannungen in kg/cm² Stress in kg/cm²				Schémas des emplacements d'appareils Schema der Anordnung der Meßinstrumente Diagram showing positions of measuring instruments
	Expériences du 30 janvier	Expériences du 20 mars	Expériences du 30 janvier pour m = 10	Expériences du 30 janvier pour m = 15	D'après les calculs par la deuxième Méthode pour m = 10	D'après les calculs par la deuxième Méthode pour m = 15	
1	+ 0,25	0	+ 0,5	0,33	+ 5,5	+ 5,6	
2	+ 3,5	+ 3	+ 7	+ 4,65	+ 12,5	+ 11,5	
3	— 1	— 1,5	— 2	— 1,33	— 6	— 5	
4	— 1,5	— 1	— 3	— 1,99	— 10,7	— 9,5	
5	+ 1,75	+ 2,25	+ 3,5	+ 2,33	+ 8,5	+ 8,5	 Nota: Au cours des expériences du 20 mars, les appareils 7 et 8 ont été placés comme il est indiqué au croquis A. L'appareil 7 s'est trouvé à cheval sur une fissure, ce qui explique le résultat anormal enregistré.* Bemerkung: Im Verlaufe der Messungen vom 20. März wurden die Instrumente 7 und 8 verlegt, wie die Skizze A angibt. Das Instrument 7 überbrückte einen Riß, was den abnormalen Meßwert* erklärt. Note: During the tests of 20th March, instruments 7 and 8 were placed as shown in sketch A. Instrument 7 bridged a crack, this explains the abnormal results registered by it.*
6	+ 2	+ 2,75	+ 4	+ 2,66	+ 9	+ 8,7	
7	— 1	— 6,5*	— 2	— 1,33	— 9	— 7,8	
8	— 1	— 1,5	— 2	— 1,33	— 8	— 7	
9	— 1,5	— 1,25	— 3	— 1,99	— 5,5	— 4,6	 Nota: Les appareils 9 et 10 n'ont pû être placés dans le même plan que les appareils 11 et 12, l'enduit étant cloqué sur une assez grande étendue; ils ont été placés à l'opposé (côté voie). Bemerkung: Die Instrumente 9 und 10 konnten nicht in die gleiche Ebene gelegt werden wie die Instrumente 11 und 12, da der Verputz auf eine ziemlich große Ausdehnung blasig war; sie wurden auf der Gegenseite montiert (Bahnseite). Note: Instruments 9 and 10 could not be placed in the same plane as instruments 11 and 12, the place having many small holes over a fairly large area; they were placed on the opposite side (track side).
10	— 1	— 0,5	— 2	— 1,33	— 10,5	— 9	
11	+ 3	+ 4	+ 6	+ 3,99	+ 12,8	+ 12,5	
12	+ 2	+ 2	+ 4	+ 2,66	+ 5	+ 4,8	

Planche 3.

Extensomètres Mabboux — Dehnungsmesser Mabboux
Extensometers Mabboux
(base = 0,10 m)

Positions des appareils	Variations de longueurs en millièmes de mm (μ) Längenänderungen in Tausendstel mm (μ) Changes of length in thousandths of mm (μ) — : allongement Verlänger'g - elongation + : raccourcissement Verkürzung - shortening		Fatigues en kg/cm² Spannungen in kg/cm² Stress in kg/cm²				Schémas des emplacement d'appareils Schema der Anordnung der Meßinstrumente Diagram showing positions of measuring instruments
			Expériences du 30 janvier		D'après les calculs par la deuxième Méthode		
	Expériences du 30 janvier	20 mars	pour m = 10	m = 15	pour m = 10	m = 15	
A	+ 0,7	+ 1,3	+ 1,4	+ 0,93	+ 5,2	+ 5,5	
B	+ 6,25	+ 8	+ 12,5	+ 8,31	+ 13	+ 12	
C	+ 0,42	+ 0,85	+ 0,84	+ 0,56	+ 5,7	+ 5,8	
D	+ 4,85	+ 6	+ 9,70	+ 6,45	+ 12,8	+ 11,8	
E	— 2,5	— 1,1	— 5	— 3,32	— 11	— 9,8	
F	— 3	— 5,2	— 6	— 3,99	— 6	— 5	
G	— 2,25	— 1,1	— 4,5	— 2,99	— 10,8	— 9,5	
H	— 2,25	— 1,7	— 4,5	— 2,99	— 6,2	— 5	
I	+ 3,55	+ 2,85	+ 7,10	+ 4,72	+ 8,5	+ 8,5	
K	+ 4,12	+ 3,45	+ 8,24	+ 5,48	+ 9,5	+ 9	
L	+ 4	+ 3,15	+ 8	+ 5,32	+ 9	+ 8,8	
M	+ 3,85	+ 3,15	+ 7,7	+ 5,12	+ 9	+ 8,5	
N	— 0,57	— 1,43	— 1,14	— 0,76	— 9	— 7,8	
O	— 5,25	— 6,85	— 10,5	— 6,98	— 8	— 6,8	
P	— 1,9	— 3,45	— 3,8	— 2,53	— 8,8	— 7,8	
Q	— 0,57	— 1,7	— 1,14	— 0,76	— 8	— 7	
R	— 0,42	— 1,1	— 0,84	— 0,56	— 5,5	— 4,5	
S	— 10,75	— 11	— 21,5	— 14,3	— 10,5	— 8,8	
T	— 0,3	— 1,43	— 0,6	0,4	— 5,3	— 4,2	
U	— 8,12	— 0,28	— 16,24	— 10,8	— 10,8	— 9	
W	+ 9,5	+ 7,44	+ 19	+ 12,63	+ 13	+ 12,5	
X	+ 2,25	+ 1,1	+ 4,5	+ 2,99	+ 5,5	+ 5,2	
Y	+ 9	+ 6,3	+ 18	+ 11,97	+ 13,5	+ 12,7	
Z	+ 3,6	+ 1,1	+ 7,2	+ 4,79	+ 5	+ 4,8	





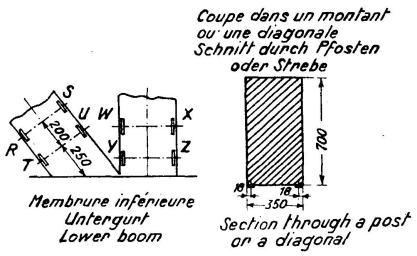


Planche 4.

IX. Résumé.

Les calculs ont montré que, dans l'hypothèse la plus défavorable, la majoration de l'effort principal due à la rigidité des attaches atteint 69 % de cet effort. Nous avons vu que les expériences effectuées au pont de St-Ouen conduisent à des résultats analogues.

Or, dans les ponts métalliques, le calcul conduit souvent à des taux de majoration aussi importants pour les efforts secondaires. Avant le règlement de 1927, on ne tenait pas compte en France de ces efforts, la pratique des constructeurs suppléant à cette lacune. Depuis, une majoration forfaitaire de 10 % de l'effort principal a été admise lorsque „on ne s'est pas écarté des dispositions ordinaires de la pratique".

Il serait intéressant, pour rechercher dans quelles conditions une majoration forfaitaire des efforts secondaires pourrait s'appliquer au Béton Armé, de comparer les essais que nous venons de faire sur un ouvrage en béton armé à des essais analogues à faire sur un ouvrage métallique, en utilisant les mêmes appareils de mesure: Manet-Rabut, Huggenberger, Mabboux.

Nous nous proposons de rendre compte dans un prochain mémoire de ces études comparatives.

Zusammenfassung.

Die Berechnungen haben gezeigt, daß im ungünstigsten Fall die Erhöhung der Hauptspannungen infolge der Steifigkeit der Knotenpunktsanschlüsse 69 % beträgt. Wir haben gesehen, daß die durchgeführten Versuche an der Brücke von St. Ouen zu analogen Ergebnissen führen.

Für die Stahlbrücken führt nun aber die Berechnung oft zu Zusatzwerten, die auch für die Nebenspannungen wichtig sind. Vor der Vorschrift von 1927 berücksichtigte man diese Spannungen nicht, indem die Praxis der Konstrukteure diese Lücke füllte. Seither ist eine gesamthafte Erhöhung um 10 % der Hauptspannung zugelassen worden, wenn „man sich nicht von den gewöhnlichen Anordnungen der Praxis entfernt".

Um zu untersuchen, unter welchen Bedingungen eine gesamthafte Erhöhung der Nebenspannungen auf den Eisenbeton angewendet werden könnte, wäre es interessant, die Versuche, die wir soeben an einem Bauwerk in Eisenbeton durchgeführt haben, zu vergleichen mit analogen Versuchen an Stahlbrücken, indem die gleichen Meßinstrumente von Manet-Rabut, Huggenberger, Mabboux verwendet würden.

Summary.

The calculations have shown that in the most unfavourable case the increase in the main stressing, in consequence of the stiffness of the joints at the assemblage points, amounts to 69%. We have seen that the tests made on the St. Ouen bridge lead to analogous results.

For steel bridges, however, the calculation often leads to additional values, which are also important for the secondary stresses. Before the 1927 Rules were issued, these stresses were not taken into consideration, this omission being compensated by using the experience gained in practice. Since then a general increase of 10% of the main stressing has been per-

mitted, „if no departure is made from the arrangements usually adopted in practice".

In order to investigate under what conditions a general increase in the secondary stresses on the concrete may be adopted, it would be interesting to compare the tests which we have just made on a ruinforced concrete structure with analogous tests made on steel bridges, using the same measuring instruments of MANET-RABUT, HUGGENBERGER and MABBOUX.