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

Band: 2 (1936)

Artikel: Recherches expérimentales des systèmes d'armatures rationnelles

Autor: Tesa, V.

DOI: https://doi.org/10.5169/seals-3061

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: 17.07.2025

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

IVa 2

Recherches expérimentales des systèmes d'armatures rationnelles.

Modellversuche zur Bestimmung der zweckmäßigen Anordnung der Bewehrungen.

Experiments on Models to Determine the Most Rational Type of Reinforcement.

Dr. Ing. V. Tesař,
Paris.

La nécessité de disposer les armatures suivant les directions des plus grands efforts de traction est une condition fondamentale qui est indispensable pour une bonne exécution des ouvrages en béton armé.

Bien que cette condition semble toute évidente, souvent elle n'est pas satisfaite dans la pratique.

C'est notamment dans le cas des constructions *en parois minces* que les calculs admettent certaines suppositions qui ne sont pas entièrement justifiées. Les résultats de tels calculs n'interprètent alors qu'imparfaitement l'état réel des contraintes.

Les vérifications expérimentales faites sur les ouvrages ou des modèles où l'on a disposé déjà des armatures suivant les systèmes déduits de ces calculs ne peuvent que montrer si le *système adopté des armatures est suffisant ou non.*

Mais il est impossible de juger de tels résultats expérimentaux si le *système adopté* des armatures est rationnel ou s'il ne l'est pas.

Le but de ma présente participation à la discussion est de rappeler que les *recherches photoélasticimétriques* sur modèles réduits permettent la détermination directe des systèmes des armatures rationnelles.

La méthode photoélasticimétrique, dont le principe est connu depuis plus de cent ans, a été introduite dans la pratique de l'art de l'ingénieur il y a 36 ans par l'éminent ingénieur et savant français *Mesnager*. Depuis, grâce aux remarquables travaux de *Coker, Filon* et d'autres investigateurs, la photoélasticimétrie a élargi son rayon d'action dans tous les domaines de la construction technique. Au sujet de la bibliographie, je renvoie à mon récent article dans le 4ème Volume de Mémoires.

Les problèmes dans l'espace, plans ou courbes, peuvent se résoudre ainsi par des procédés expérimentaux appropriés, aussi bien dans le cas des constructions en parois minces, que dans le cas des constructions massives.

Pour réduire au minimum le temps nécessaire pour ma contribution, je passe immédiatement à l'exemple d'une étude expérimentale.

La fig. 1 représente en élévation le pont cantilever à Bry-sur-Marne.

Plusieurs ponts de ce type ont déjà été construits en France dans la banlieue parisienne.

La partie cantilever mesure 22,50 m de chaque côté, la partie centrale simplement posée 22 m. La portée nette de ce pont est donc 67 m, la construction n'exerce pas de réactions horizontales. La stabilité du cantilever est assurée par le poids du remblai reposant sur un plancher faisant le prolongement de la poutre inférieure du cadre massif dans lequel le cantilever est encastré. Ce cadre laisse un passage libre de 3,50 m de hauteur et de 8,60 m de largeur pour la chaussée longeant le fleuve.

Le Service des Ponts et Chaussées du département de la Seine (MM. l'Inspecteur général *Levaillant,* l'Ingénieur des Ponts et Chaussées *Gaspard,* l'Ingenieur

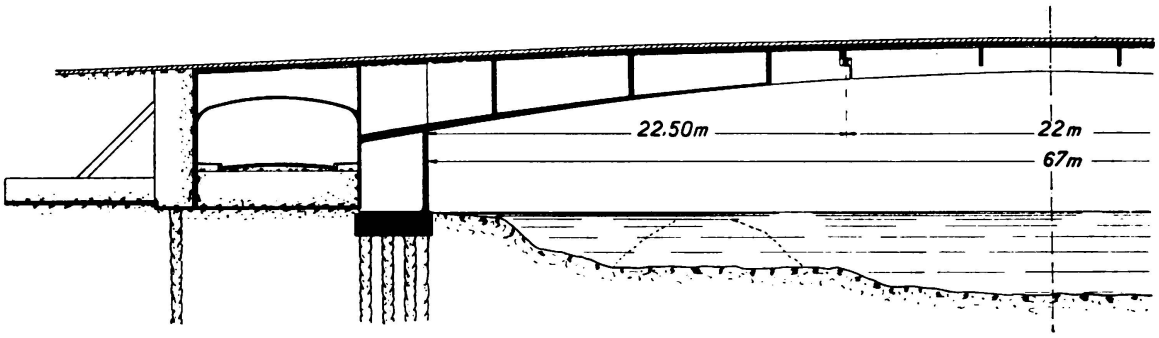

Fig. 1.

des travaux publics *Peyronnet*) a jugé utile, lors de la construction récente de ce pont (par les Ets. *Schwartz*-Hautmont) de confier aux Laboratoires de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées à Paris l'étude expérimentale photoélasticimétrique sur un modèle réduit.

Le but de cette étude a été de vérifier si le système d'armature déduit des calculs habituels n'aurait pu être la cause de fissurations qui ont été constatées dans deux cas de ponts analogues construits antérieurement. Voici la description succincte des recherches.

Le modèle a été construit en xylonite.

Les dimensions de la construction du pont ont été fidèlement reproduites sur le modèle à l'échelle 0,01 de façon à assurer la similitude de l'état des contraintes de l'ouvrage réel et du modèle.

En dehors des renforcements relatifs aux dalles de compression, nous avons constitué sur le modèle les renforcements correspondant à la réalisation expérimentale des armatures, où le pourcentage de ces dernières a été superieur à 2 %.

Dans nos recherches antérieures, nous avons constaté que pour obtenir une bonne similitude des phénomènes élastiques, il est pratiquement superflu de tenir compte, dans la construction des modèles en matière homogène,[1] des armatures, tant que leur pourcentage ne dépasse pas 2 %.

En effet, nous avons pu nous rendre compte que la matière homogène résistant à la traction compense automatiquement l'absence des armatures dans le modèle,

[1] Verre, xylonite, bakélite . . . par exemple.

si la limite du pourcentage de l'armature que nous venons d'indiquer n'est pas dépassée.

Mais dans le cas des armatures plus fortes, il est indispensable de réaliser dans le modèle en matière homogène, une résistance plus élevée des fibres tendues.

On arrive à cette fin, soit par la création des surépaisseurs du modèle, soit par des armatures soudées sur le modèle aux endroits où la construction en béton armé présente des armatures supérieures à 2 % des sections en béton.

Dans le cas de l'étude présente les surépaisseurs remplissent donc le rôle des armatures du modèle; les sections transversales des surépaisseurs sont choisies

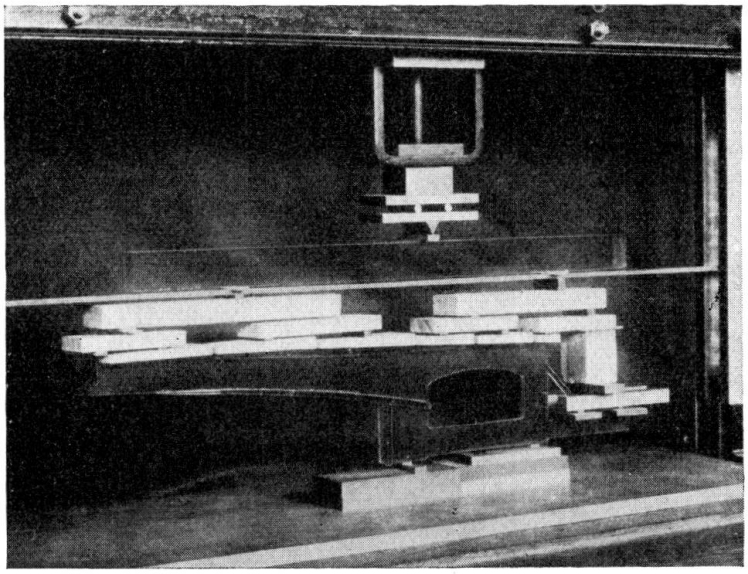

Fig. 2.

alors pour être égales à 10 à 15 fois l'excédent de l'armature sur 2 % de la section tendue du béton.

Le modèle de l'étude présente a été construit suivant ces définitions (fig. 2).

Le modèle a été soumis à un état de forces correspondant à la pleine charge du cantilever et à la charge minimum du reste de la construction.

La figure 3 représente la première phase expérimentale: lignes *isoclines*, qui sont le lieu géométrique des points où les directions des contraintes principales sont orientées suivant les plans de polarisation, dont le schéma est tracé à l'angle droit inférieur de la même figure.

A l'aide de la fig. 3 nous avons tracé les *isostatiques* (fig. 4) correspondantes.

Nous désignons par ν_1 et ν_2 les contraintes parallèles aux isostatiques dessinées en traits discontinus et pleins.

La solution quantitative du problème est fournie par la fig. 5 qui donne les courbes des pressions (ou tensions) permettant de déterminer les moments, les efforts normaux et tranchants de n'importe quelle section.

Dans les fig. 6 et 7 nous avons représenté les lignes isoclines et isostatiques du pilier droit et des poutres encastrées dans ce pilier à l'échelle agrandie, avec les détails qui n'ont pu être tracés dans les figures 3 et 4.

On remarque sur ces dessins l'absence du tracé des isostatiques dans les zones relatives aux dalles de compression.

L'étude expérimentale présente ayant été limitée à l'observation dans une seule direction horizontale et normale au plan médian du modèle, n'a pas permis la recherche détaillée des phénomènes dans la dalle de compression où, aux contraintes v_1 et v_2 s'ajoute la contrainte v_3; l'effet de cette troisième

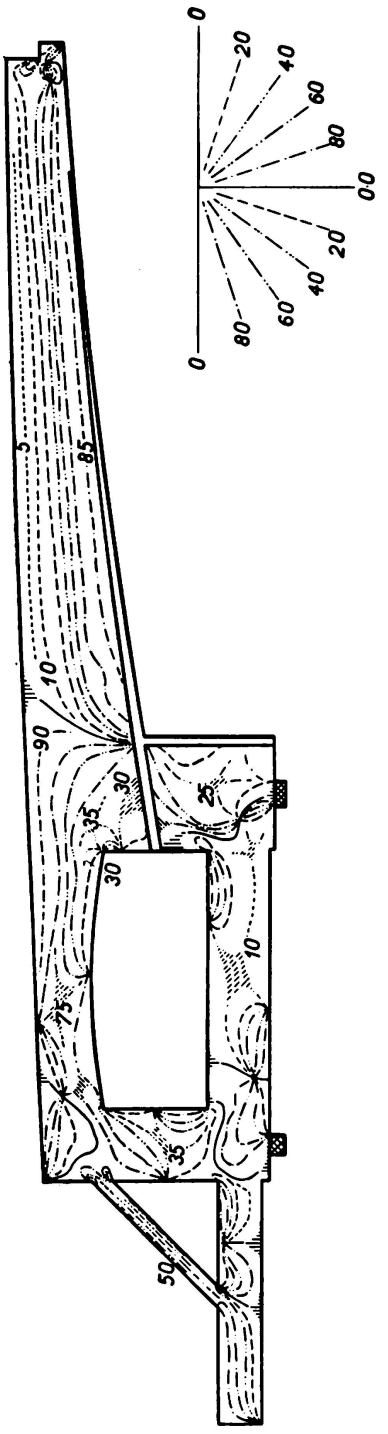

Fig. 3.

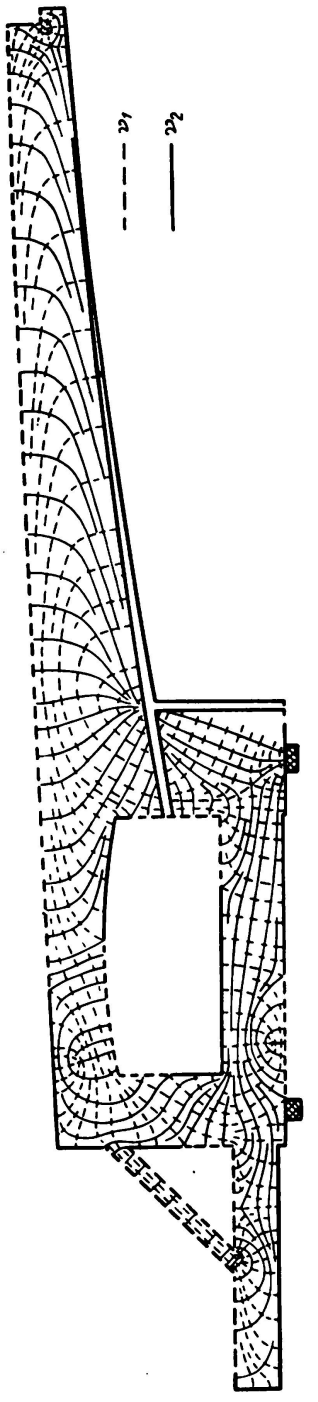

Fig. 4.

contrainte produit avec la répartition non uniforme à travers l'épaisseur de la dalle, les perturbations qui ne peuvent pas être analysées par l'observation en un sens.

Pour permettre la solution expérimentale des contraintes dans la dalle de compression, il serait nécessaire d'opérer sur un modèle en verre, exécuté à l'échelle plus grande, et de l'observer en plusieurs directions.

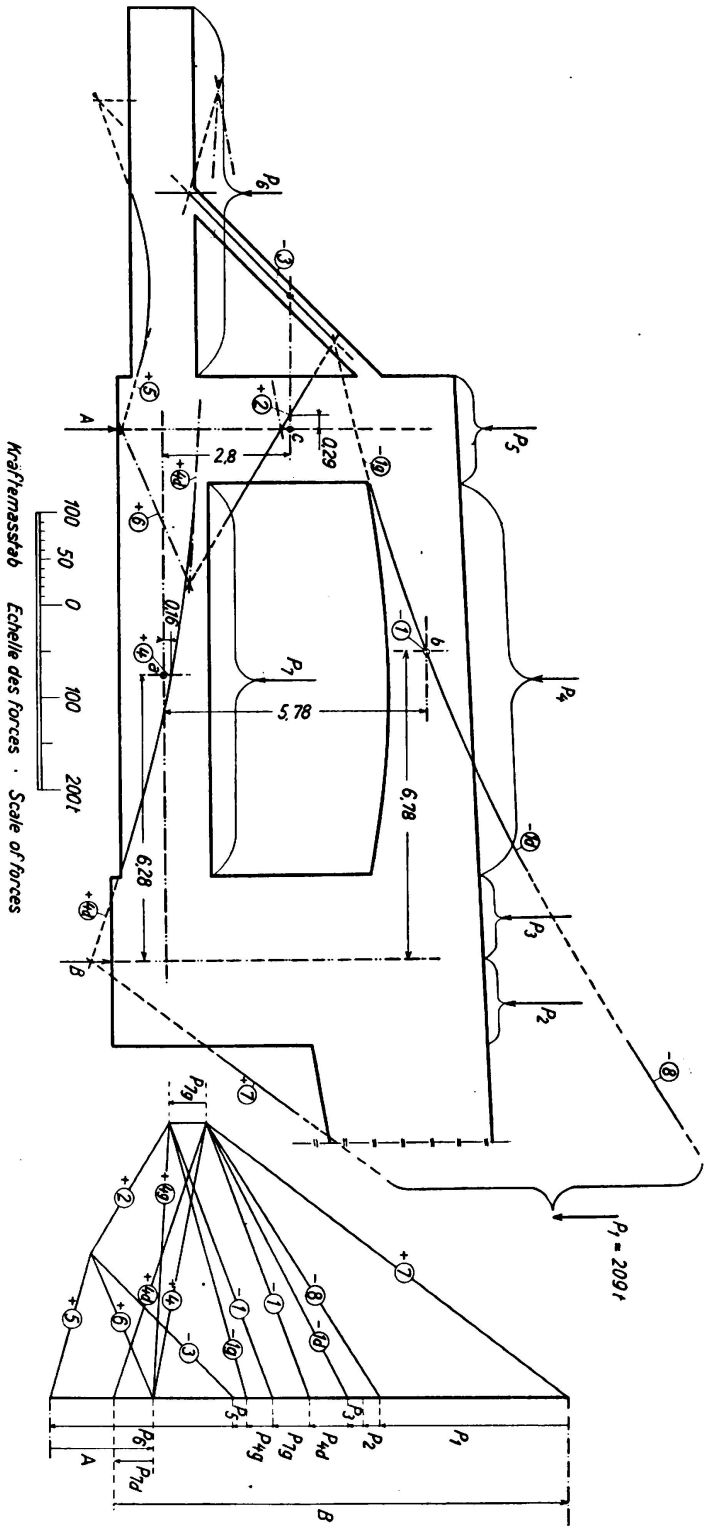

Fig. 5.

La fig. 9 représente les lignes *d'égales contraintes* v_1. Les valeurs numériques indiquées sur les fig. 8 et 9 sont exprimées en tonnes par mètre linéaire; pour obtenir les valeurs moyennes des contraintes à travers l'épaisseur, en kg/cm², il suffit de diviser la valeur numérique v_1 ou v_2 lue sur ces figures, par 10 e, où e représente l'épaisseur exprimée en mètres au point considéré de l'ouvrage réel.

Nous avons dessiné les lignes d'égales contraintes v_1 (fig. 8) en traits *mixtes* — · — · — où elles sont des *tensions* et en traits *pleins* où elles sont des *pressions*. On constate ainsi que v_1 sont les tensions à l'exception de 4 zones hachurées où elles sont les pressions.

On remarque par contre sur la fig. 9, qu'à l'exception d'une seule zone, hachurée, correspondant aux tensions, les contraintes v_2 sont partout les pressions.

En conclusion pratique, les isostatiques des figures 5 et 8 ne confirment pas le système d'armature qui serait déduit des calculs classiques.

L'étude expérimentale démontre, en outre, l'existence des contraintes de tensions du béton non négligeables dans les zones où le calcul habituel suppose

l'absence de tout effort d'extension du béton par l'absorption totale des efforts de traction par l'armature placée près du contour tendu.

Pour supprimer le danger de fissuration ou tout au moins pour ramener les fissures éventuelles au minimum pratiquement imperceptible, il est tout indiqué

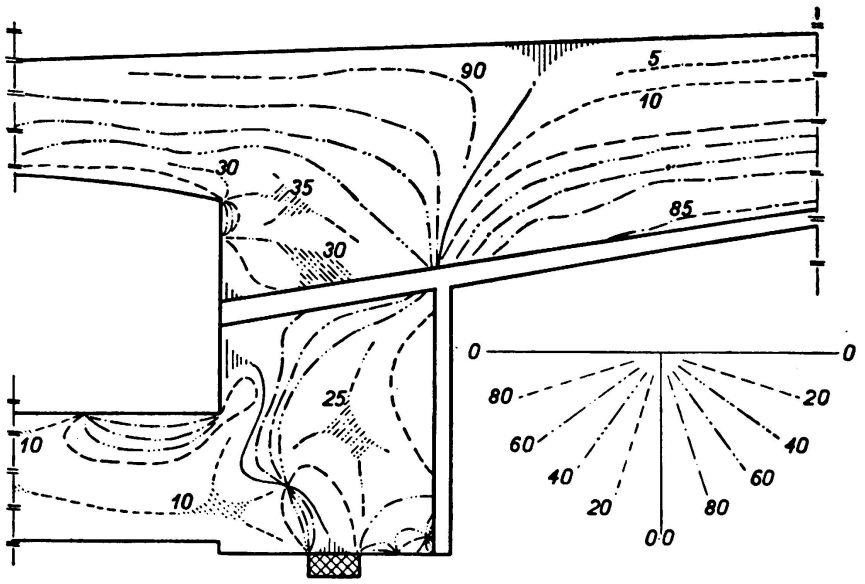

Fig. 6.

de disposer les armatures conformément à l'allure des isostatiques tendues: en dehors des armatures principales (près du bord tendu) qui sont prévues par le calcul classique, il est utile d'adjoindre les armatures dans les espaces entre le

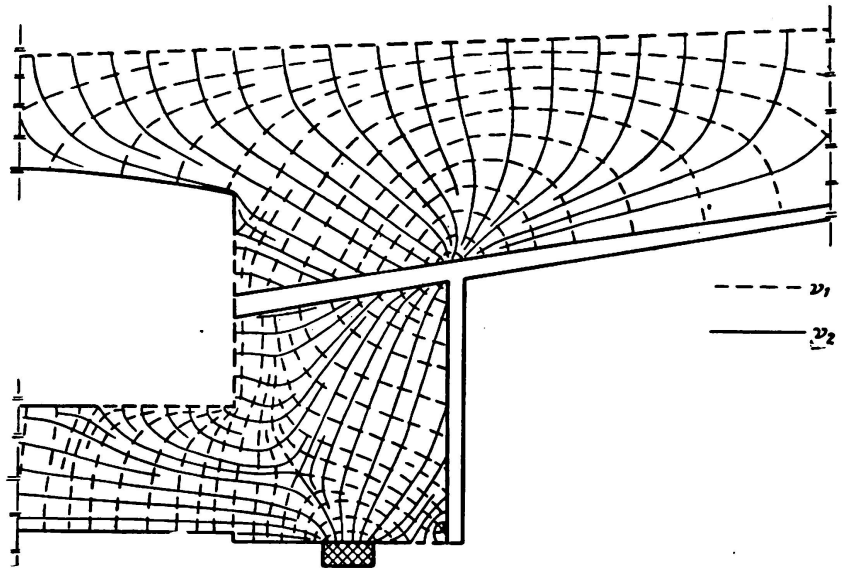

Fig. 7.

béton comprimé et les armatures principales; où les valeurs des tensions définies sur les figures 6 et 7 sont supérieures à la valeur des tensions admissibles pour le béton armé.

Pour terminer, je rappelle que d'une façon tout à fait générale, les recherches photoélasticimétriques permettent aussi de choisir et de juger de l'efficacité des

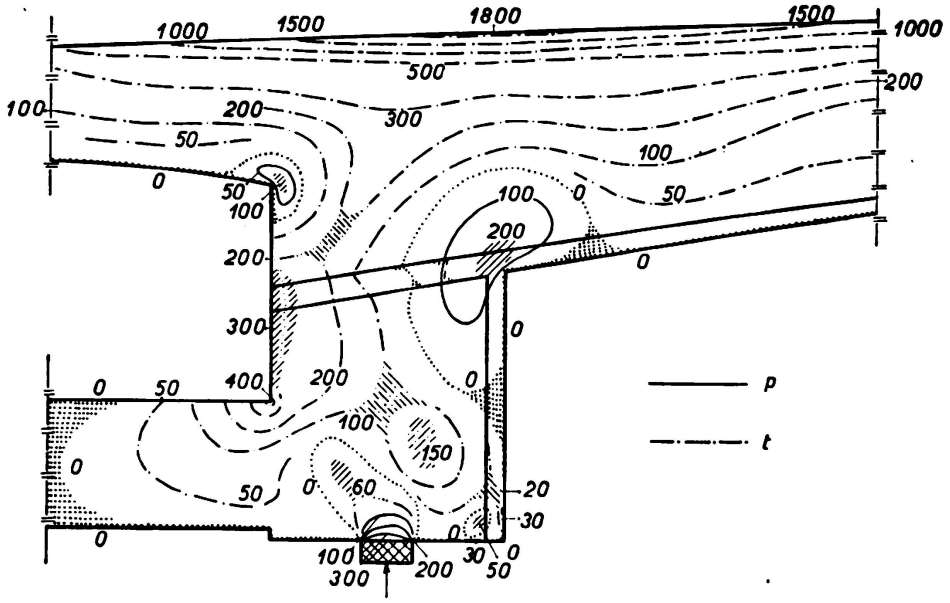

Fig. 8.

Lignes d'égales contraintes-ν_1 valeurs en t/m.

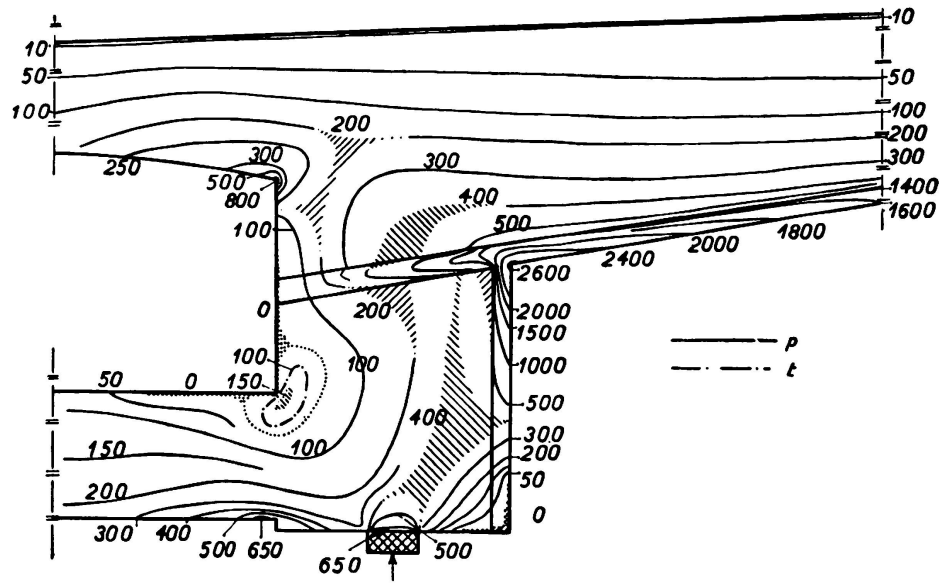

Fig. 9.

Lignes d'égales contraintes-ν_2 valeurs en t/m.

tensions préalables à appliquer aux armatures afin de créer des précontraintes favorables du béton.