

# Recherches expérimentales des systèmes d'armatures rationnelles

Autor(en): **Tesa, V.**

Objektyp: **Article**

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

Band (Jahr): **2 (1936)**

PDF erstellt am: **21.07.2024**

Persistenter Link: <https://doi.org/10.5169/seals-3061>

## **Nutzungsbedingungen**

Die ETH-Bibliothek ist Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Inhalten der Zeitschriften. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern.

Die auf der Plattform e-periodica veröffentlichten Dokumente stehen für nicht-kommerzielle Zwecke in Lehre und Forschung sowie für die private Nutzung frei zur Verfügung. Einzelne Dateien oder Ausdrucke aus diesem Angebot können zusammen mit diesen Nutzungsbedingungen und den korrekten Herkunftsbezeichnungen weitergegeben werden.

Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. Die systematische Speicherung von Teilen des elektronischen Angebots auf anderen Servern bedarf ebenfalls des schriftlichen Einverständnisses der Rechteinhaber.

## **Haftungsausschluss**

Alle Angaben erfolgen ohne Gewähr für Vollständigkeit oder Richtigkeit. Es wird keine Haftung übernommen für Schäden durch die Verwendung von Informationen aus diesem Online-Angebot oder durch das Fehlen von Informationen. Dies gilt auch für Inhalte Dritter, die über dieses Angebot zugänglich sind.

## 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 4<sup>ème</sup> 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'Ingénieur

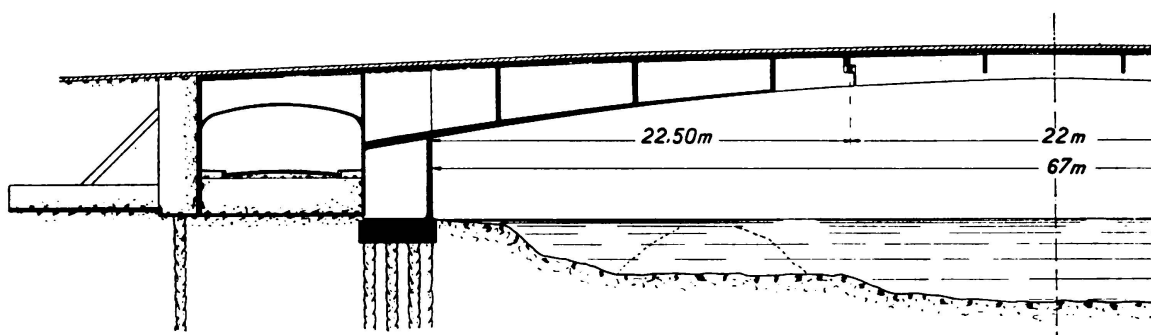


Fig. 1.

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'École Nationale des Ponts et Chaussées à Paris l'étude expérimentale photoélastométrique 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 supérieur 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,<sup>1</sup> 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,

<sup>1</sup> 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

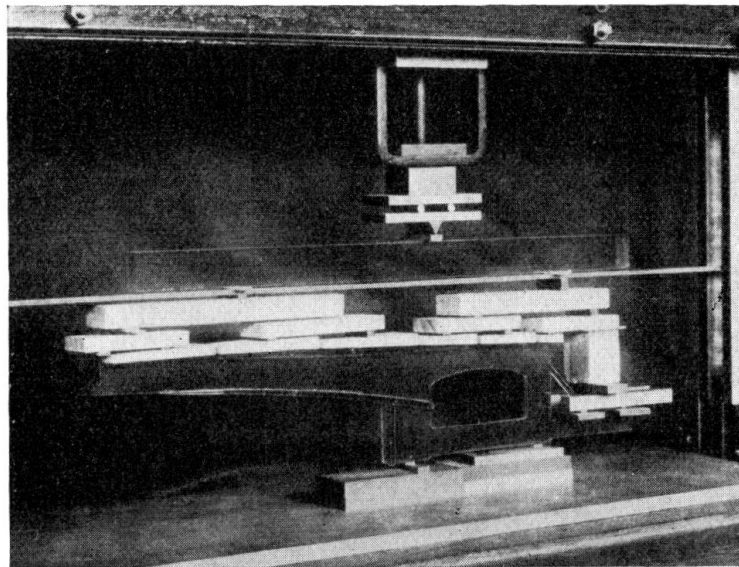


Fig. 2.

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  $v_1$  et  $v_2$  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

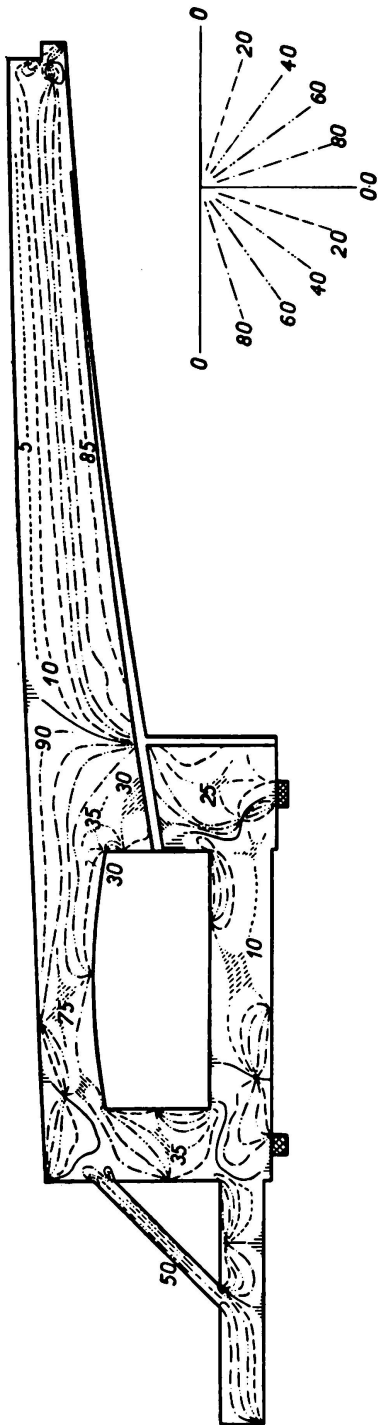


Fig. 3.

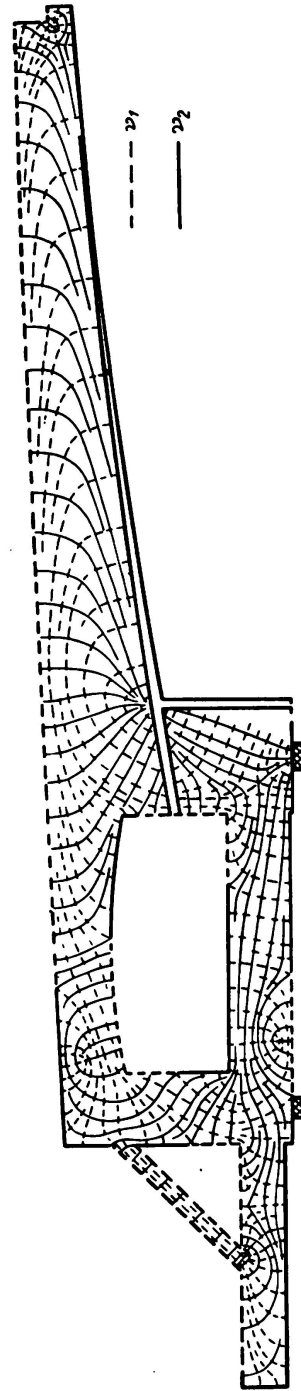


Fig. 4.

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.

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  $\text{kg}/\text{cm}^2$ , 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*

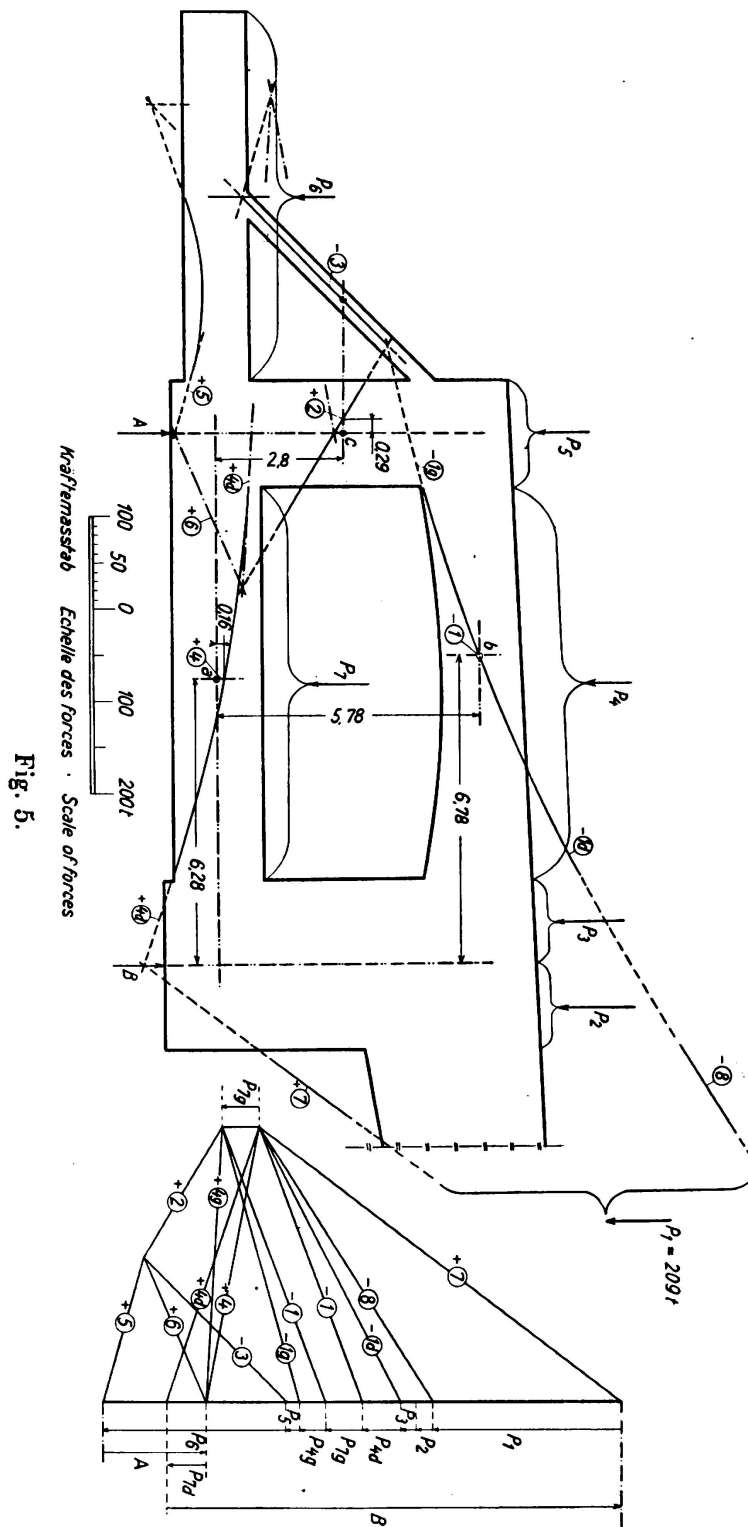


Fig. 5.

*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

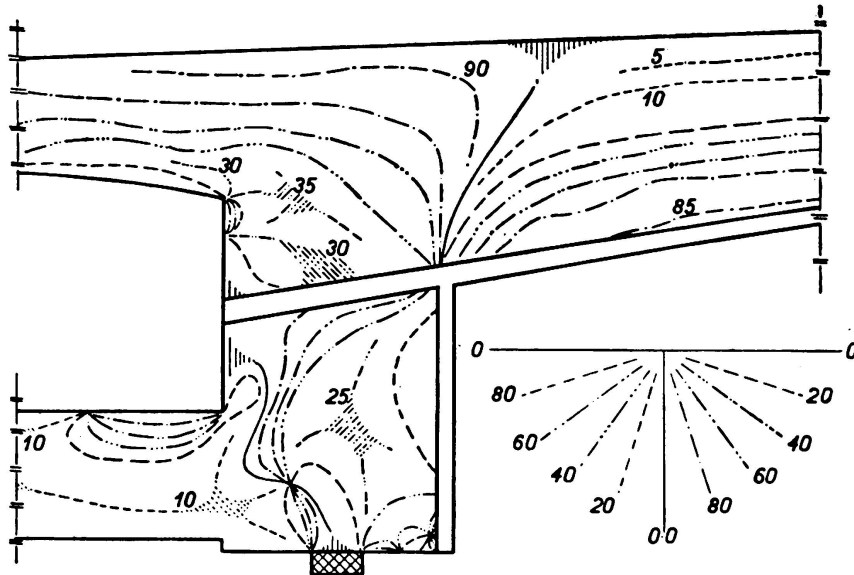


Fig. 6.

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

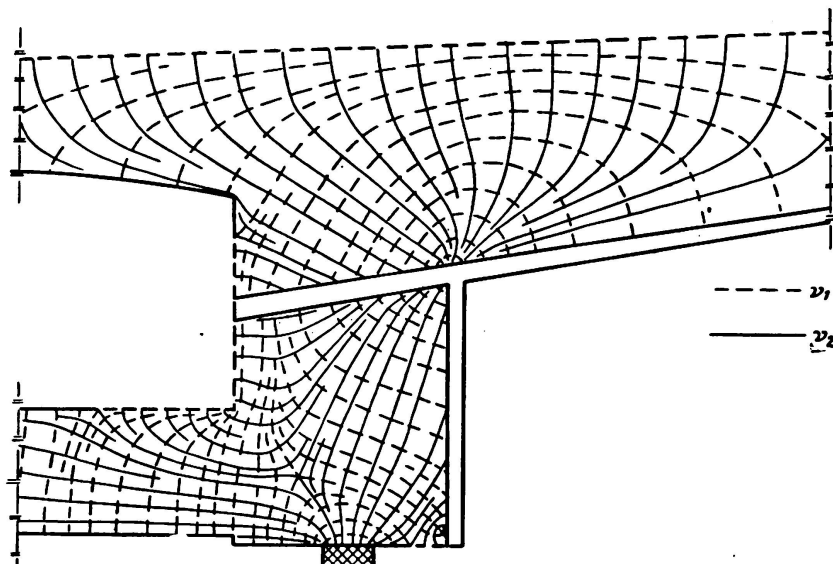


Fig. 7.

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

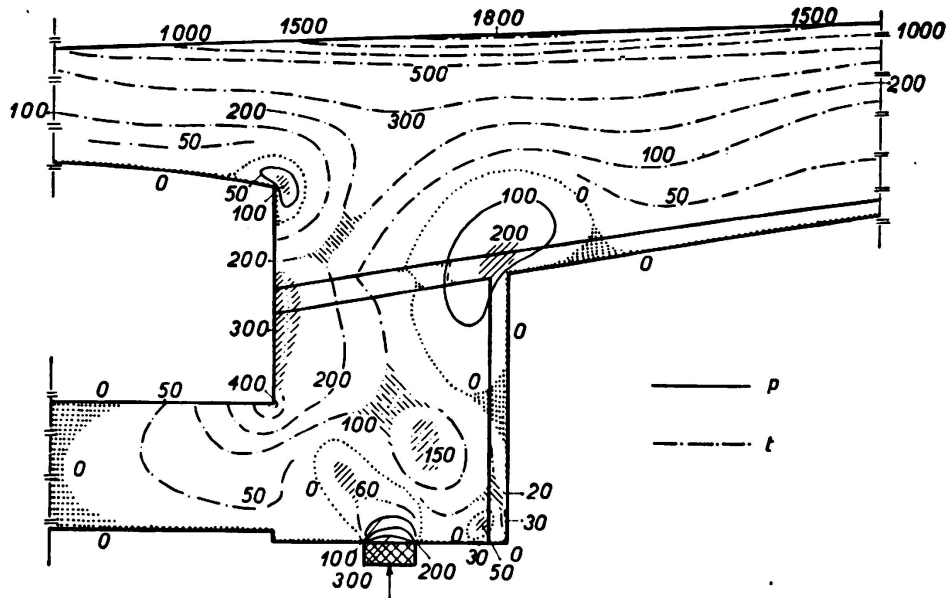


Fig. 8.

Lignes d'égaies contraintes- $v_1$  valeurs en t/m.

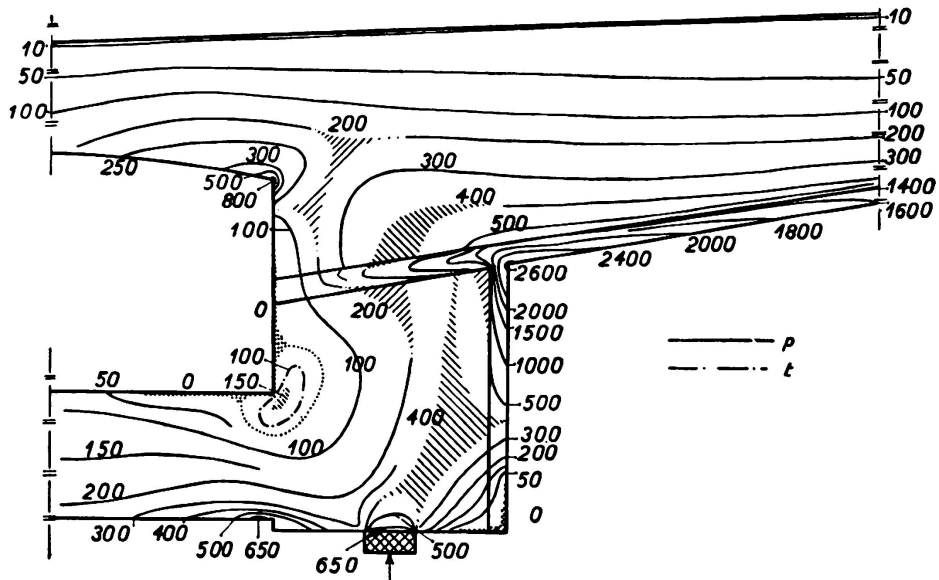


Fig. 9.

Lignes d'égaies contraintes- $v_2$  valeurs en t/m.

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