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

Band: 5 (1956)

Artikel: Methode de calcul de hourdis de ponts en béton précontraint

Autor: Guyon, Y.

DOI: https://doi.org/10.5169/seals-6134

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: 14.07.2025

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

V 10

Methode de calcul de hourdis de ponts en béton précontraint

Method of calculation of prestressed concrete bridge slabs

Berechnungsmethode von Brückenträgern aus vorgespanntem Beton

Método de cálculo de lages para pontes de betão preesforçado

Y. GUYON
Paris

Cette méthode de calcul dérive des principes faisant l'objet de la communication V. c. 2. de la Publication Préliminaire, et des considérations suivantes:

1. – La plupart des règlements interdisent la prise en compte de la résistance à la traction. Ceci peut être justifié pour une poutre (défaut local), mais non pour une dalle, une fissure ne pouvant s'ouvrir sans mettre en jeu la résistance à la traction des bandes adjacentes.

   C'est donc la résistance moyenne, et non la résistance minimum qui compte.

   De ce fait, la probabilité d'une fissure sous une contrainte égale à environ 1/3 de la résistance moyenne à la traction ne dépasse pas l'ordre de grandeur tolérable.
2. – Au cas où cette fissure se produirait, elle resterait très fine et le câble ne peut être en danger si elle n'atteint ou ne dépasse pas le niveau de celui-ci.
3. – Si ces fissures se produisaient au centre, il en résulterait une modification du fonctionnement, avec augmentation des moments sur appuis.

   L'expérience montre que sous une augmentation de charges, l'épaisseur de la fissure n'augmente pas au centre; elle ne devient visible que lorsque l'appui se trouve à son tour sur le point de se fissurer par suite de cette augmentation de moment.

4. – Dès que cette double fissuration, non dangereuse, se produirait (au centre et sur appui), un nouveau système porteur serait mis en jeu. Ce sont les bielles de compression dans le sens de la portée, issues de la charge et prenant appui sur les bords, que mentionne la communication précitée.
5. – La charge à laquelle la dalle peut résister sans fissuration préjudiciable (et souvent sans fissuration visible, tout au moins à l'oeil nu) grâce à la résistance de ce nouveau système porteur est notablement supérieure à celle correspondant à la fin de la phase 3. (Dans nos essais elle a atteint le double, sous une charge concentrée au milieu).
6. – Il reste encore une réserve de résistance très importante entre la fin de la phase 5 et la rupture (coefficient de l'ordre de 3 dans nos essais).

Nous dimensionnons nos dalles de façon à nous placer au début de la phase 4, dans le cas où les probabilités joueraient d'une façon défavorable dans la phase 1 et en conséquence dans les phases 2 et 3;

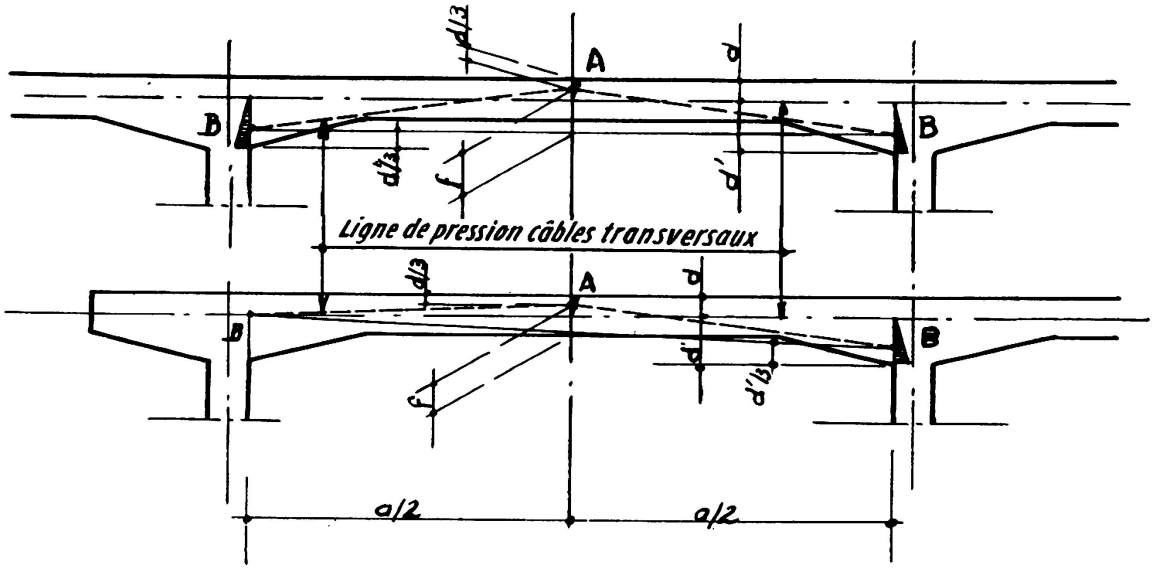


FIG. 1

c'est-à-dire que nous supposons que les bielles 4 commencent à fonctionner.

Nous admettons conventionnellement que la résistance à la traction est nulle et que, dans cette hypothèse la fissure atteint le niveau du câble.

Nous admettons d'autre part que le système de bielles, soustendu par la précontrainte, équilibre les moments qui se produiraient dans la dalle *articulée* de mêmes portées que la dalle.

La fig. 1 représente les axes de bielles admis: (a) dans le cas d'une dalle courante (points de passage sur appuis au niveau du 1/3 inférieur du diagramme triangulaire de contrainte atteignant le câble); (b) dans

le cas d'une dalle de rive (point de passage du câble). Ces schémas donnent la flèche f de la ligne de pression; d et d'étant les distances du câble aux parois: supérieure au centre, inférieure à l'appui, $f = \frac{2}{3}(d + d')$ dans le cas a; $f = \frac{2}{3} d + \frac{1}{3} d'$ dans le cas b.

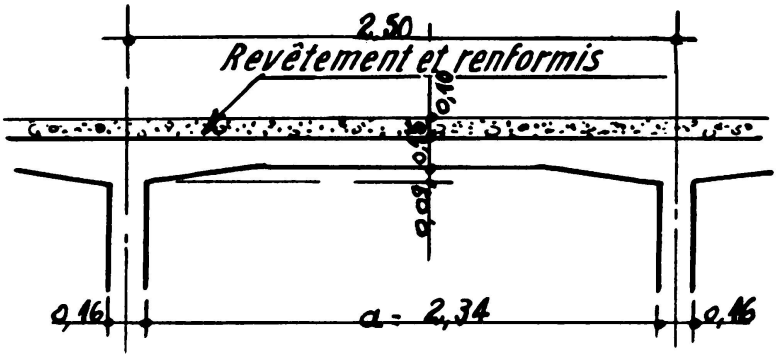
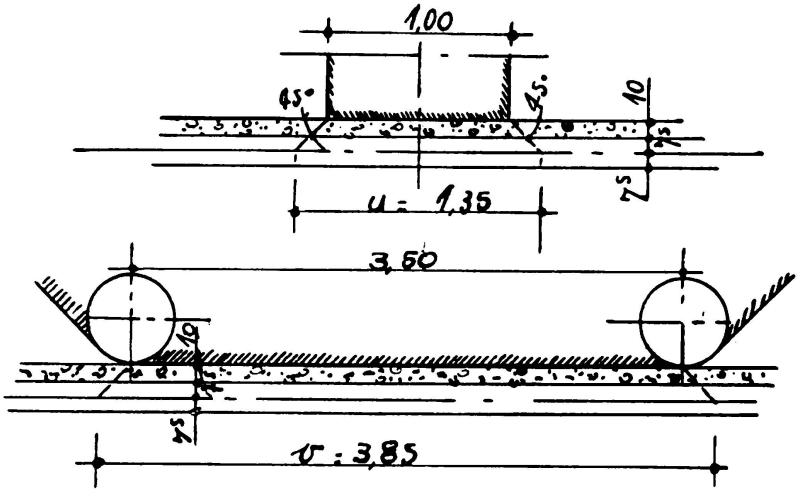


FIG. 2

Connaissant par les abaques usuels le moment M par unité de longueur, l'effort F de précontrainte nécessaire par unité de longueur est $F = \frac{M}{f}$. D'autre part pour que la contrainte admissible R du béton ne soit pas dépassée il faut que $\frac{F}{d} < \frac{R}{2}$.

EXEMPLE. – *Panneau courant de pont suivant fig. 2.* –

Entr'axe poutres 2,50 m; entr'axe entretoises 9,60 m; Charges permanentes par m² (hourdis et renformis) : 0,580 t/m². Surcharges S sui-



$u = 1,00 + (2 \times 0,10 + 0,15) = 1,35$

$v = 3,50 + (2 \times 0,10 + 0,15) = 3,85$

FIG. 3

vant fig. 3: S = 40 t. majorations pour effet dynamique comprises, appliquée sur un rectangle (chenille) de 1,00 × 3,50 m.

Flèche f (pour une dalle courante) : $f = \frac{2}{3}(0{,}075 + 0{,}075 + 0{,}09)$
$= 0{,}16$ m.

Moments: Portées nettes: a = 2,34 m. b = 9,36 m. $\frac{a}{b} = 0{,}25$

Côtés u et v du rectangle chargé (sur le feuillet moyen) $u = 1{,}35$ m. $v = 3{,}85$ m.

Calcul par les abaques PIGEAUD: M_1 et M_2 désignant les moments par unité de largeur dans le sens de la portée et dans le sens du grand axe (coefficient de POISSON négligé).

Sous charges permanentes (a × b = 21,90 m²).

$$P = 21{,}9 \times 0{,}580 = 12{,}7 \text{ t}; \; M_1 = 12{,}7 \times 0{,}030 = 0{,}381 \text{ t} \; M_2 = 0.$$

Sous surcharges (S = 40 t.).

$$M_1 = 40 \times 0{,}090 = 3{,}6 \text{ t} \; M_2 = 40 \times 0{,}012 = 0{,}48 \text{ t}$$

$$\textit{Total:} \; M_1 = 0{,}381 + 3{,}6 = 3{,}981 \text{ t} \; M_2 = 0{,}48 \text{ t}$$

Du fait de la flexion longitudinale du tablier, le hourdis est soumis à une compression longitudinale telle que la décompression dûe au moment M_2 n'est généralement pas dangereuse. Nous vérifierons uniquement la résistance sous le moment M_1.

Effort de précontrainte F nécessaire: $\frac{M}{f} = \frac{3{,}981}{0{,}16} = 24{,}9$ t/m. lin.

Contrainte n du béton (d = 7,5 cm) $n = \frac{24{,}900 \times 2}{100 \times 7{,}5} = 66{,}4$ k/cm².

Dans le cas où la charge peut se trouver sur un panneau de rive, $f = \frac{2}{3} \times 0{,}075 + \frac{1}{3} \times 0{,}065 = 0{,}105$.

$$F = 37{,}9 \text{ t/m. lin. et } n = 100 \text{ k/cm}^2$$

REMARQUE

Nous vérifions ainsi que, même si le fonctionnement supposé, qui admet la fissuration, se produisait, il resterait une large sécurité vis à vis de la fissuration préjudiciable.

RÉSUMÉ

Méthode de calcul de hourdis tenant compte de la possibilité d'un deuxième fonctionnement élastique.

SUMMARY

Method of calculation of a slab taking into account the possibility of a second elastic behaviour.

ZUSAMMENFASSUNG

Berechnungsmethode von Brückenträgern unter Berücksichtigung der Möglichkeit eines weiteren elastischen Verhaltens.

RESUMO

Método para o cálculo de lages entrando em conta com a possibilidade de existência de um segundo comportamento elástico.

Leere Seite
Blank page
Page vide