

# Etude de l'encastrement des planchers en béton armé

Autor(en): **Vautier, Alph.**

Objektyp: **Article**

Zeitschrift: **Bulletin technique de la Suisse romande**

Band (Jahr): **32 (1906)**

Heft 15

PDF erstellt am: **24.09.2024**

Persistenter Link: <https://doi.org/10.5169/seals-25581>

## **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.

# Bulletin technique de la Suisse romande

ORGANE EN LANGUE FRANÇAISE DE LA SOCIÉTÉ SUISSE DES INGÉNIEURS ET DES ARCHITECTES. — Paraissant deux fois par mois.

Rédacteur en chef: M. P. HOFFET, professeur à l'École d'Ingénieurs de l'Université de Lausanne.

Secrétaire de la Rédaction: M. F. GILLIARD, ingénieur.

SOMMAIRE: *Etude de l'encastrement des planchers en béton armé*, par M. Alph. Vautier, ingénieur. — *Le tunnel du Simplon. Résultats obtenus et observations faites du 1<sup>er</sup> juillet 1904 au 31 mars 1906* (suite et fin), par M. Pierre de Blonay, ingénieur. — **Divers**: Concours pour un Hôtel de la Caisse d'épargne de Neuchâtel, à Chaux-de-Fonds. III<sup>e</sup> prix: Projet « C.-E. ». Architectes: MM. Prince et Béguin, à Neuchâtel. — Concours pour l'aménagement de la rue de la Cathédrale, à Lausanne: Rapport du jury. 1<sup>er</sup> prix: Projet: « Davel ». Architecte: M. M. Braillard, à Genève. II<sup>e</sup> prix: Projet: « Ecusson-Cité ». Architecte: M. G. Epitoux, à Lausanne. III<sup>e</sup> prix: Projet: « Croix blanche ». Architecte: M. Henri Meyer, à Lausanne. — *Sociétés*: Société fribourgeoise des ingénieurs et des architectes: Séance du 20 avril 1906. — Association amicale des anciens élèves de l'École polytechnique fédérale. Société suisse des ingénieurs et des architectes. Circulaire. — *Concours*: Procédé de purification des eaux potables. — Association amicale des anciens élèves de l'École d'Ingénieurs de l'Université de Lausanne: Demande d'emploi.

## Etude de l'encastrement des planchers en béton armé.

Par M. ALPH. VAUTIER, ingénieur.

Les projets de planchers en béton armé utilisant fréquemment l'encastrement dans les murs pour alléger les dimensions et armatures de ces ouvrages, il nous a paru utile d'examiner quelles sont les conditions qui autorisent cet emprunt de force et quelles dispositions doivent être prises pour en bénéficier.

Les relations d'équilibre que nous établirons ci-après supposent que les matériaux employés pour former les planchers et les murs sont élastiques, c'est-à-dire qu'ils se déforment et réagissent proportionnellement aux efforts qui leur sont imposés.

Cette propriété est pleinement assurée pour le fer et pour le bois, elle l'est aussi avec une approximation suffisante pour le béton armé et même pour la maçonnerie dans la limite des efforts admis par la pratique.

Lorsqu'une poutre ou une dalle, posée sur deux appuis, est soumise à des charges, son axe neutre s'infléchit selon une courbe nommée *ligne élastique*.

Les tangentes menées à cette courbe par les points d'appui s'inclinent jusqu'à ce que les résistances moléculaires arrêtent ce mouvement.

En prolongeant la poutre au delà de ses appuis et en chargeant les extrémités, la ligne élastique prendra une double courbure et sa flèche, moins prononcée, indiquera une diminution d'efforts dans la partie médiane au détriment des sections voisines des appuis, qui seront fléchies en sens inverse.

La charge des extrémités pourra être suffisante pour maintenir la tangente horizontale, on dira alors que l'encastrement est complet. On peut aussi soulager la partie médiane par un encastrement partiel. Les mêmes résultats seraient obtenus en scellant les extrémités des poutres dans les murs.

Dans ce qui suit, nous aurons en vue les procédés d'encastrement qui se rencontrent le plus souvent dans la pratique. Les autres cas se déduiraient facilement des mêmes principes.

## CHAPITRE I. — DES ENCASTREMENTS DANS LES MURS

Les poutres et dalles pénètrent plus ou moins profondément dans les murs et ceux-ci ont des épaisseurs très diverses, ce qui donne lieu à deux cas distincts.

### Premier cas.

*La dalle ou la poutre dépasse dans l'intérieur du mur la verticale du centre de gravité du mur et de ses surcharges.*

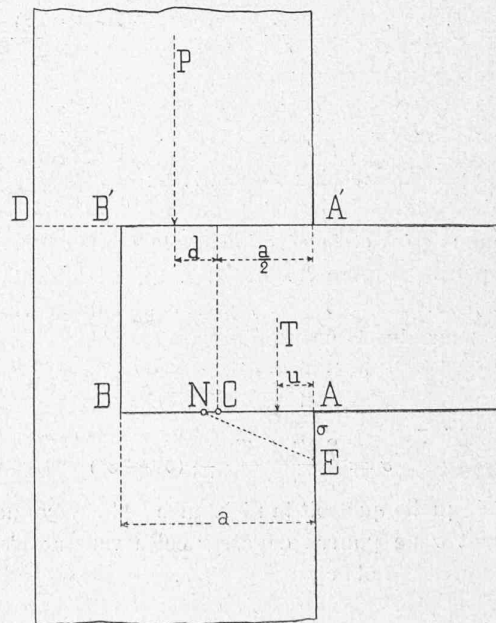


Fig. 1.

Nous désignerons dans tout ce qui suit le poids du mur et de ses surcharges au-dessus du niveau du plancher par la lettre  $P$ .

Le plan de pose  $A-B$  est un rectangle de largeur  $a$  et de longueur  $b$ , son centre est désigné par  $C$ .

Le plancher ou la poutre transmet à ce plan de pose une charge  $T$  qui est égale à l'effort tranchant maximum dans la section  $A-A'$ .

Cette charge dépend en quelque mesure des conditions d'encastrement des deux extrémités de la poutre; si celles-ci sont identiques, elle est la moitié de sa charge totale. Dans d'autres cas elle devra être évaluée approximativement.

La charge  $T$  a évidemment le même point d'application que la résultante des réactions du lit de pose. Nous désignerons par  $\sigma$  le taux de compression par unité de surface et par  $\sigma^*$  le taux admissible maximum.

Cette valeur dépend de la qualité des maçonneries ou du béton.

Nous nous proposons de rechercher le moment d'encastrement  $M$  que peut procurer la maçonnerie sans subir d'efforts dépassant le taux admissible.

Les équations que nous établirons ci-après pourraient servir aussi à déterminer les efforts que produiraient dans la maçonnerie un moment d'encastrement donné, mais ce problème est moins usuel que le précédent.

Dans le cas représenté par les figures 1, 2 et 3, la partie supérieure du mur repose en tout ou en partie sur la partie encastree du plancher.

Cette charge  $P$  ou  $P'$  peut être remplacée par une charge égale agissant sur le centre de gravité  $C$  du lit de pose et par un moment  $Pd$ .

De même  $T$  produit un moment  $Tz$ .

Pour l'équilibre on doit avoir :

$$\sigma' = \frac{P + T}{ab} \quad \text{et} \quad \sigma'' = \frac{6(M - Pd + Tz)}{a^2 b}$$

L'arête  $A$  subit la somme de ces efforts :

$$\sigma = \sigma' + \sigma'' = \frac{P + T}{ab} + \frac{6(M - Pd + Tz)}{a^2 b} \quad (1)$$

L'arête  $B$  subit leur différence :

$$\sigma' - \sigma'' = \frac{P + T}{ab} - \frac{6(M - Pd + Tz)}{a^2 b} \quad (2)$$

Ici se présentent deux alternatives :

Si  $\sigma''$  est plus petit que  $\sigma'$ , l'effort en  $B$  est une compression comme en  $A$  et la réaction totale pourra être représentée par le trapèze  $AmnB$  (fig. 3), en faisant  $Am = (\sigma' + \sigma'')b$  et  $Bn = (\sigma' - \sigma'')b$ . Le centre de gravité de ce trapèze détermine la position de la force  $T$  et sa surface est

$$F = \frac{\sigma + \sigma' - \sigma''}{2} ab = P + T,$$

d'où l'on tire :

$$\sigma = \frac{2(P + T)}{ab} - (\sigma' - \sigma'') \quad (3)$$

Ainsi, quelle que soit la résistance de la maçonnerie, le coefficient  $\sigma$  ne pourra dépasser cette valeur ; c'est une réaction créée par la charge  $P + T$ .

Si  $\sigma''$  est plus grand que  $\sigma'$ , l'arête  $B$  subit une tension. Or la maçonnerie n'oppose qu'une résistance faible et incertaine à ce genre d'efforts ; nous devons la négliger.

Ces deux alternatives donnent lieu à des calculs différents du moment d'encastrement.

Examinons d'abord la plus simple.

§ A. Une partie seulement du plan de pose est soumise à une compression.

L'axe neutre qui sépare les parties tendues des parties comprimées et autour duquel se produit la rotation virtuelle du plan  $AB$ , est au point  $N$ , que nous déterminons comme suit :

Les réactions moléculaires exercées par la partie  $AN$  sont proportionnelles aux ordonnées de la ligne  $EN$ .

En représentant par  $AE$  la compression maximum  $\sigma$  par unité de surface, le triangle  $AEN$  figure la somme des réactions par unité de longueur.

Leur résultante est, à la distance du point  $A$  :

$$u = \frac{AN}{3}$$

et a pour valeur :

$$\frac{3}{2} ub\sigma.$$

La charge  $T$  transmise par la poutre s'applique au même point que cette résultante.

Pour l'équilibre, la somme des forces et de la réaction doit être nulle, d'où :

$$P + T - \frac{3}{2} ub\sigma = 0,$$

d'où : 
$$u = \frac{2}{3} \frac{P + T}{\sigma^* b} \quad \text{O axe neutre (4)}$$

L'équation d'équilibre des moments autour de  $N$  donne :

$$M = P \left( d + \frac{a}{2} - u \right) \quad (5)$$

C'est le moment maximum d'encastrement compatible avec la compression maximum admissible  $\sigma^*$  par unité de surface.

L'équation (4) donne un moyen rapide de discerner si l'axe neutre est bien situé entre  $A$  et  $B$  comme le suppose l'énoncé du problème.

Il faut en effet que  $u < \frac{a}{3}$ .

Dans le cas contraire, la surface de pose est entièrement comprimée.

Pour  $u = \frac{a}{3}$ , 
$$M = P \left( d + \frac{a}{6} \right) \quad (6)$$

$NB$ . — Si  $P$  est situé entre  $A$  et  $C$ ,  $d$  est négatif.

§ B. La surface de pose  $A-B$  est entièrement comprimée et a la même largeur que le mur.

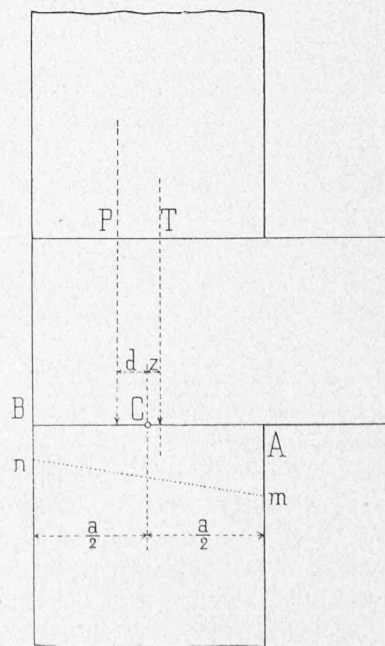


Fig. 2.



Le mur repose entièrement sur le plancher, la position de  $P$  par rapport à  $C$  est connue par les conditions du problème et  $z$  peut être évalué approximativement entre 0 et  $\frac{a}{6}$ .

De l'équation (1) nous tirons :

$$M = \frac{a^2 b \sigma^* - (P + T) a}{6} + Pd - Tz. \quad (7)$$

Nous donnerons d'abord à  $\sigma$  la valeur maximum admissible pour la maçonnerie et nous obtiendrons ainsi une première valeur de  $M$ , mais il faut vérifier que ce  $\sigma^*$  soit bien réalisé.

Nous calculerons donc  $\sigma' - \sigma''$  au moyen de l'équation (2), puis  $\sigma$  par l'équation (3).

Si cette dernière valeur est inférieure à celle introduite dans l'équation (7), nous corrigerons le moment  $M$  en calculant à nouveau le terme  $a^2 b \sigma$  avec cette valeur moindre et vérifierons de nouveau l'équation (3).

Le problème ne comportant pas une exactitude minutieuse, les tâtonnements aboutissent rapidement à une approximation suffisante.

On remarque que pour  $P = 0$ ,  $\sigma = \frac{T}{ab}$ , d'où  $M = 0$ .

§ C. La surface de pose a une largeur inférieure à celle du mur, tout en étant traversée par la verticale du centre de gravité du mur et de ses surcharges.

Elle est en outre entièrement comprimée.

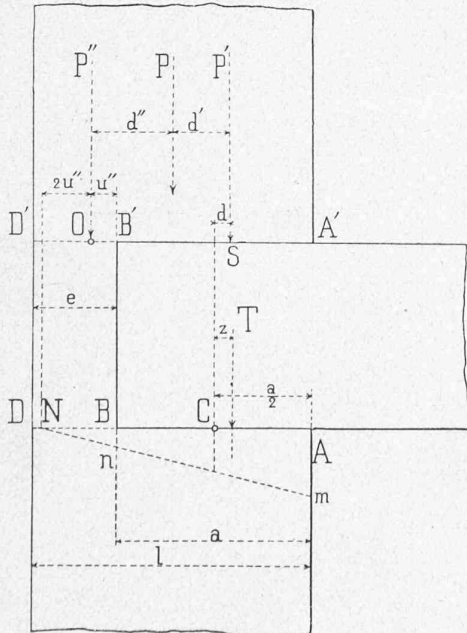


Fig. 3.

Dans ce cas, qui diffère en cela du problème A, l'axe neutre est en dehors de la base  $AB$ . Il en résulte que tous les points de la partie encastree s'abaissent en pivotant autour de cet axe et qu'une partie du mur continue à reposer sur la maçonnerie  $B'D'$  tandis que, dans l'hypothèse du problème A, la partie  $B'$  soulevait le mur en pivotant autour de l'axe neutre compris entre  $A$  et  $B$ .

Nous désignons par  $P''$  la partie du poids du mur qui repose sur  $B'D'$ , tandis que la partie  $P'$  s'appuie sur l'encastrement. En supposant que la maçonnerie soit bien liée, ces deux zones s'inclinent ensemble parallèlement au lit de pose  $AB$ , en pivotant autour de l'axe neutre  $N$ . Cet axe est à la distance  $3u''$  du point  $B$ .

En désignant par  $\sigma_1$  le maximum de compression de la maçonnerie en  $B'$  et par  $b'$  la largeur normale au plan de la figure de l'assise  $D' - B'$  :

$$u'' = \frac{2}{3} \frac{P''}{\sigma_1 b'}$$

Le poids en équilibre sur  $O$  est :  $P'' = 2(e - u'') \frac{P}{l}$ , d'où

$$P'' = \frac{6 e b' \sigma_1 P}{3 l b' \sigma_1 + 4 P}$$

en supposant que  $P$  se répartit uniformément sur la largeur  $l$  du mur. On a donc :

$$P' = P - P'' \quad \text{et} \quad d' = e - u''.$$

La force  $P'$  et sa position sont ainsi déterminées et l'on en déduit le bras de levier  $d$ .

La position de  $T$  et son bras de levier  $z$  seront évalués comme il a été dit au § B ci-dessus, et l'on aura comme précédemment :

$$M = \frac{a^2 b \sigma^* - (P' + T) a}{6} + P' d - Tz; \quad (8)$$

$b$  est la largeur du lit de pose  $A - B$ . Pour les dalles,  $b$  et  $b'$  sont égaux (ordinairement 1 m.) ; pour les planches à nervures ou à solives,  $b$  doit représenter la largeur des nervures ou solives correspondant à la largeur  $b'$  du hourdis ou du plancher.

Le  $\sigma$  de la formule 8 doit être déterminé selon la qualité de la maçonnerie en  $A$  et ne peut dépasser en aucun cas le  $\sigma$  calculé d'après la formule (3).

Le bras de levier  $d$  est négatif si  $P'$  est entre  $C$  et  $A$ .

Les conditions du présent problème sont bien plus défavorables à l'encastrement que celles des problèmes précédents, mais il importe de remarquer que la condition  $u > \frac{a}{3}$  suppose que le mur est soumis à une forte charge eu égard à la qualité des maçonneries, il y a peu ou point de marge pour l'encastrement.

**Cas particuliers.**

1° Dans le cas où  $u''$  serait plus grand que  $\frac{e}{3}$ , la méthode indiquée ci-dessus ne serait plus rigoureusement exacte, et si  $\frac{P'}{e b}$  était plus grand que le  $\sigma$  admissible cela indiquerait que la murette  $DBB'D$  est trop faible.

Dans ces deux cas il faudra, ou bien renoncer à tout encastrement, ou constituer la région du mur qui le procure en matériaux très résistants, de manière à augmenter la valeur de  $\sigma$  jusqu'à atteindre celle relative au béton. On arriverait ainsi dans la plupart des cas à réaliser les conditions du § A.

Il sera nécessaire alors de vérifier si les autres régions du mur, construites en matériaux moins résistants admettent les effets du moment d'encastrement.

2° Dans le cas où le poids du mur et de ses surcharges n'a pas sa résultante au milieu de la largeur  $l$ , il faudra tracer le trapèze des pressions sur l'assise  $A'D$  et déterminer quelle partie de ce trapèze est en équilibre sur le point  $O$ . Le reste du trapèze formera le poids  $P'$ .

(A suivre).

## Le tunnel du Simplon.

Résultats obtenus et observations faites du 1<sup>er</sup> juillet 1904  
au 31 mars 1906.

(Suite et fin)<sup>1</sup>.

La Compagnie du Jura-Simplon avait, le 13 août 1898, officiellement autorisé l'Entreprise à commencer les travaux du tunnel. D'après le contrat, la perforation mécanique devait commencer trois mois au plus après cette date (en réalité elle fut mise en marche le 22 novembre à Brigue et le 21 décembre à Iselle), et le tunnel devait être percé dans le délai de 5 ans dès ce moment, soit le 13 novembre 1903; six mois étaient ensuite prévus pour l'achèvement complet du tunnel I; c'était donc le 13 mai 1904 que ce dernier devait être prêt pour l'exploitation. Le délai ci-dessus a été prolongé le 9 octobre 1903 par les Chemins de fer fédéraux jusqu'au 30 avril 1905, ceci pour tenir compte à l'Entreprise des difficultés considérables et imprévues que celle-ci avait rencontrées.

Le revêtement du tunnel I a été terminé le 13 octobre 1905; les travaux d'achèvement de la pose de la voie, des câbles, etc., ont duré jusqu'au 19 février 1906, et le 23 février a été admis comme date de la fin des travaux. Enfin le 1<sup>er</sup> juin a commencé l'exploitation régulière de la ligne Brigue-Iselle-Domo d'Ossola.

D'après le contrat primitif, la Compagnie du Jura-Simplon devait dans les quatre ans qui suivraient l'achèvement du premier tunnel décider si elle voulait faire terminer le second tunnel et éventuellement donner l'ordre d'exécution. Dans ce cas, l'Entreprise devait achever le second tunnel dans le délai de 4 ans qui suivrait la date de l'ordre d'exécution. La convention de 1903 éleva de Fr. 15 millions à Fr. 19 500 000 le forfait pour la construction du tunnel II, sous cette réserve que les Chemins de fer fédéraux restaient libres de faire exécuter ce travail en régie ou de le confier à une autre entreprise s'ils le jugeaient avantageux.

D'après la détermination primitive de la longueur du tunnel, la distance entre les têtes des galeries de direction devait être de 19 729 m. (exactement 19 728,71 m.), celle entre les portails du tunnel I de 19 769 m. et la longueur de la galerie parallèle de 19 795 m. Ces longueurs, qui étaient celles du projet, avaient été admises au début d'accord avec l'Entreprise, et ont été inscrites à ce titre dans les rapports. En réalité, les portails du tunnel ont été déplacés

<sup>1</sup> Voir N° du 25 juillet 1906, page 157.

TABLEAU X. — Résultats de la perforation mécanique dans la galerie de base.

(Résumé pour toute la durée des travaux).

	Côté Nord.										Côté Sud.					Total
	1898	1899	1900	1901	1902	1903	1904	1904	1900	1901	1902	1903	1904	1905	1906	
Section moyenne . . . . . m <sup>2</sup>	4,6	5,14	5,8	5,79	5,96	6,45	6,45	6,45	5,6	5,75	6,10	6,0	6,5	6,8	6,08 <sup>1</sup>	
Jours de perforation mécanique	40	352	312,5	349,5	352	287,5	57	1750,5	362	262,5	222	345,5	265	46	1864	
Avancement total . . . . . m.	149	1967	1767	2211	2132	1656	232	10 114	1490	1268	1379	1887	1406	187	9209	
Attaques . . . . .	80	1052	1132	1680	1683	1327	209	7163	1231	1179	1271	1869	1244	161	8377	
Nombre de trous de mine . . .	571	6657	9020	16 330	17 878	14 357	2289	67 102	12 749	11 543	14 571	24 019	14 780	2083	95 087	
Profond. totale des trous . . . m.	1064	13 571	15 517	23 504	24 701	18 171	2590	99 118	17 032	13 830	18 074	28 893	17 757	2500	117 193	
Dynamite, poids total . . . . . kg	2492	44 833	38 603	48 841	56 400	43 994	6080	242 243	30 850	33 079	42 098	62 422	42 017	6583	257 325	
Cubes excavés . . . . . m <sup>3</sup>	685	10 102	10 160	12 937	12 690	10 264	1414	58 252	8152	7343	8274	11 343	9161	1251	54 391	
Affûtages de fleurets . . . . .	1001	20 615	42 594	78 601	129 837	88 138	16 340	383 126	88 938	84 606	64 401	124 264	85 396	15 325	576 239	
Heures de perforation . . . . .	417	2682	2259	2930	3768	2617	470	15 143	4739	3416	2742	4169	2589	525	22 704	
» de marouflage . . . . .	508	5731	5705	5439	4645	3993	783	26 804	3779	2832	2570	4087	3518	575	21 390	

<sup>1</sup> Moyenne.