

Zeitschrift: Bulletin technique de la Suisse romande
Band: 42 (1916)
Heft: 4

Artikel: Construction en béton armé des nouveaux magasins Bonnard Frères, à Lausanne
Autor: Hoeter, M.
DOI: <https://doi.org/10.5169/seals-32349>

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: 30.06.2025

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

Bulletin technique de la Suisse romande

ORGANE EN LANGUE FRANÇAISE DE LA SOCIÉTÉ SUISSE DES INGÉNIEURS ET DES ARCHITECTES — PARAÎSSANT DEUX FOIS PAR MOIS

RÉDACTION : Lausanne, 2, rue du Valentin : D^r H. DEMIERRE, ingénieur.

SOMMAIRE : Construction en béton armé des nouveaux magasins Bonnard Frères, à Lausanne, par M. Hoeter, ingénieur (suite). — Aperçu du Développement de l'Architecture moderne en Suisse, par A. Laverrière, architecte. — Société fribourgeoise des Ingénieurs et des Architectes. — Bibliographies. — Service de placement de la Société suisse des Ingénieurs et des Architectes.

Construction en béton armé des nouveaux magasins Bonnard Frères, à Lausanne.

Par M. HOETER, ingénieur.

(Suite)¹.

Poutraison sur le rez-de-chaussée.

Surcharge 350 kg. par m².

Deux considérations d'ordre architectural ont servi de base à l'établissement du plan de béton armé :

1° la forme voûtée à donner au plafond ;

2° la hauteur maxima imposée de 38 cm. à la naissance de la voûte par suite de la hauteur limitée des linteaux de façade G (fig. 10).

Ces deux conditions imposées, nous ont amenés à l'adoption d'une solution en « cantilever » : une dalle de 16 cm. d'épaisseur repose à ses deux extrémités sur une console continue ayant 38 cm. à sa naissance.

Les consoles du côté de la façade viennent s'ancrer dans les linteaux G', qui ont donc à supporter un effort de torsion entre les piliers 7 (voir coupe C-D).

Les divers cas de charge les plus défavorables et les courbes enveloppées des moments fléchissants correspondants sont représentés sur l'épure (fig. 11).

1° Dalle de 16 cm., portée 4.50 m.

$$\left. \begin{aligned} \text{Charge morte par} \\ m^2 0.16 \times 1.00 \times 1.00 \times 2.5 t = g = 0.400 t \\ \text{Surcharge par} \\ m^2 0.35 \times 1.00 \times 1.00 = \rho = 0.350 t \end{aligned} \right\} 0.750 t = \rho + g.$$

$$R. \text{ max. } = 0.750 \times 2.25 = 1.69 t$$

$$R. \text{ minim. } = 0.4 \times 2.25 = 0.90 t.$$

$$M. \text{ max. } = \frac{0.750 \times 4.50^2}{8} = + 1.9 \text{ mt.}$$

¹ Voir N° du 10 février 1916, page 33.

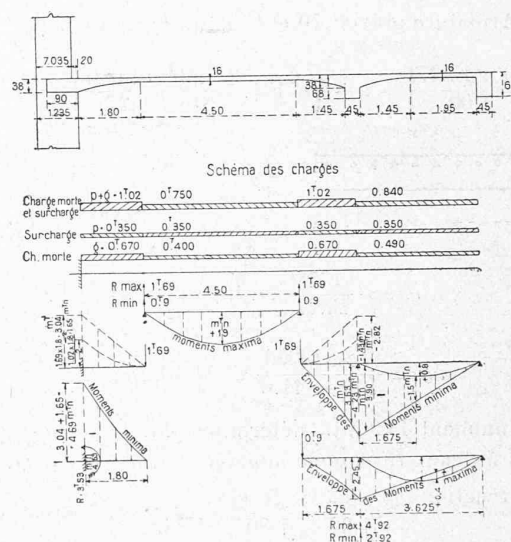


Fig. 11. — Poutraison sur rez-de-chaussée. — Coupe C-D.

Epures. — Surcharges : 350 kg.

Armature prévue 10 ϕ 14 mm. $F_e = 15.39 \text{ cm}^2$.

$$x = \frac{20 \times 15.39}{100} \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 100 \times 14.5}{20 \times 15.39}} \right] = 6.95 \text{ cm.}$$

$$z = 14.5 - \frac{6.95}{3} = 12.18 \text{ cm.}$$

$$Z = \frac{190.000}{12.18} = 15.6 t.$$

$$\sigma_e = \frac{15.600}{15.39} = 1015 \text{ kg/cm}^2; \sigma_b = \frac{2 \times 15600}{100 \times 6.95} = 44.9 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\sigma_e \text{ ad. } = 1200 \text{ kg/cm}^2; \sigma_b ;$$

$$\sigma_b \text{ ad. } = 40 + \frac{5}{100} (1200 - 1015) = 49.25 \text{ kg/cm}^2.$$

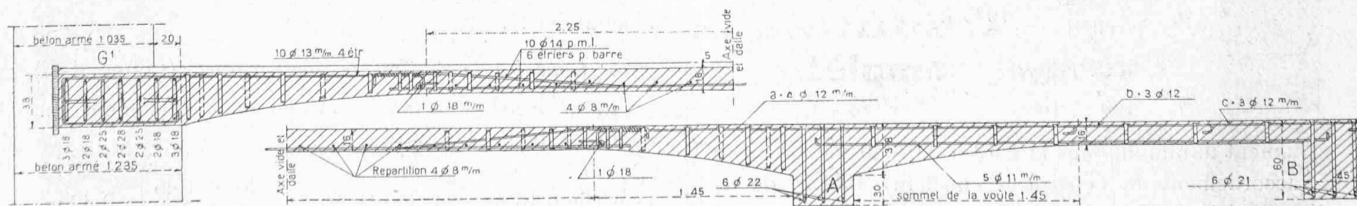


Fig. 10. — Armatures de la poutraison sur le rez-de-chaussée. — Demi-coupe C-D.

2° *Porte-à-faux de 1.80 m.*

$$\left. \begin{array}{l} \text{Charge morte} \\ \text{par m}^2 \frac{0.38 + 0.16}{2} \times 1.00 \times 1.00 \times 2.5 \text{ t} = 0.670 \\ \text{Surcharge par m}^2 \dots \dots \dots 0.350 \end{array} \right\} 1.02 \text{ t.}$$

$$\text{Moment charge concentrée } M_1 = 1.69 \times 1.80 = -3.04 \text{ mt.}$$

$$\text{Moment charge uniforme } M_2 = \frac{1.02 \times 1.80^2}{2} = -1.65 \text{ mt.}$$

$$\text{Moment total} = -4.69 \text{ mt.}$$

Armature prévue 10 ϕ 13 mm. $F_e = 13.27 \text{ cm}^2$.

$$x = \frac{20 \times 13.27}{1.00} \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 100 \times 36.5}{20 \times 13.27}} \right] = 11.6 \text{ cm.}$$

$$z = 36.5 - \frac{11.6}{3} = 33 \text{ cm.}$$

$$Z = \frac{469000}{33} = 14.2 \text{ t.}$$

$$\sigma_e = \frac{14.200}{13.27} = 1070 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\sigma_b = \frac{2 \times 14200}{100 \times 11.6} = 24.4 \text{ kg/cm}^2.$$

Le moment 4.69 mt., déterminé plus haut, se reporte sur les linteaux G' comme moment de torsion par m . 1.

La réaction par m . 1 de G' est :

$$1.02 \times 1.80 = 1.84.$$

$$\text{Charge concentrée} = 1.694 \text{ } 3.53 \text{ t.}$$

Il y aura lieu de tenir compte de ces deux efforts lors de la détermination des tensions dans les linteaux G (voir plus bas).

3° *Porte-à-faux de 1.45 m. et travée attenante de 3.40 m. de portée libre.*

Moment minimum dans la console au droit du sommier $A = -3.90 \text{ mt.}$ (voir épure).

Armature prévue 10 ϕ 12 mm. $F_e = 11.31 \text{ cm}^2$.

$$x = \frac{20 \times 11.31}{1.00} \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 100 \times 36.5}{20 \times 11.31}} \right] = 10.8 \text{ cm.}$$

$$z = 36.5 - \frac{10.8}{3} = 32.9 \text{ cm.}$$

$$Z = \frac{390000}{32.9} = 11.85 \text{ t.}$$

$$\sigma_e = \frac{11.850}{11.31} = 1045 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\sigma_b = \frac{2 \times 11850}{100 \times 10.8} = 22 \text{ kg/cm}^2.$$

Moment minimum dans la travée de 3.40 m. au droit du raccordement de l'épaisseur constante 16 cm. de la dalle avec l'épaisseur variable $M = -1.5 \text{ mt.}$

Armature prévue 10 ϕ 12 mm. $F_e = 11.31 \text{ cm}^2$.

$$x = \frac{20 \times 11.31}{100} \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 100 \times 14.5}{20 \times 11.31}} \right] = 6.18 \text{ cm.}$$

$$z = 14.5 - \frac{6.18}{3} = 12.44 \text{ cm.}$$

$$Z = \frac{150000}{12.44} = 12 \text{ t.}$$

$$\sigma_e = \frac{12000}{11.31} = 1060 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\sigma_b = \frac{2 \times 12000}{100 \times 6.18} = 39 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\sigma_b = \text{ad.} = 40 + \frac{5}{100} (1200 - 1060) = 47 \text{ kg/cm}^2.$$

Moment positif dans la travée = + 0.400 mt.

Armature inférieure prévue 5 ϕ 9 mm. $F_e = 3.18 \text{ cm}^2$.

$$x = \frac{20 \times 3.18}{100} \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 100 \times 14.5}{20 \times 3.18}} \right] = 3.7 \text{ cm.}$$

$$z = 14.5 - \frac{3.7}{3} = 13.3 \text{ cm.}$$

$$Z = \frac{40000}{13.3} = 3 \text{ t.}$$

$$\sigma_e = \frac{3000}{3.18} = 945 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\sigma_b = \frac{2 \times 3000}{100 \times 3.7} = 16.2 \text{ kg/cm}^2.$$

Réaction maximum sur A .

$$\text{Console } 1.02 \times 1.675 = 1.71 \text{ t.}$$

$$\text{Travée } 0.840 \times \frac{3.625}{2} = 1.52 \text{ t.}$$

$$\text{Charge concentrée} = 1.69 \text{ t.}$$

$$4.92 \text{ t.}$$

Réaction minimum sur A .

$$\text{Console } 0.670 \text{ t.} \times 1.675 = 1.12 \text{ t.}$$

$$\text{Travée } 0.490 \text{ t.} \times \frac{3.625}{2} = 0.9 \text{ t.}$$

$$\text{Charge concentrée} = 0.9 \text{ t.}$$

$$2.92 \text{ t.}$$

Il y aura lieu de tenir compte de ces deux forces lors de la détermination des moments maxima et minima dans le sommier A .

4° *Consoles de 1.45 m. de porte-à-faux. (Coupe A-B).*

Premier cas. Les deux consoles sont également surchargées de 350 kg/m² (fig. 12).

$$\text{Dalle de 0.16 m.} = 0.400 \text{ t. } M_1 = \frac{0.40 \times 1.45^2}{2} = 0.42 \text{ mt.}$$

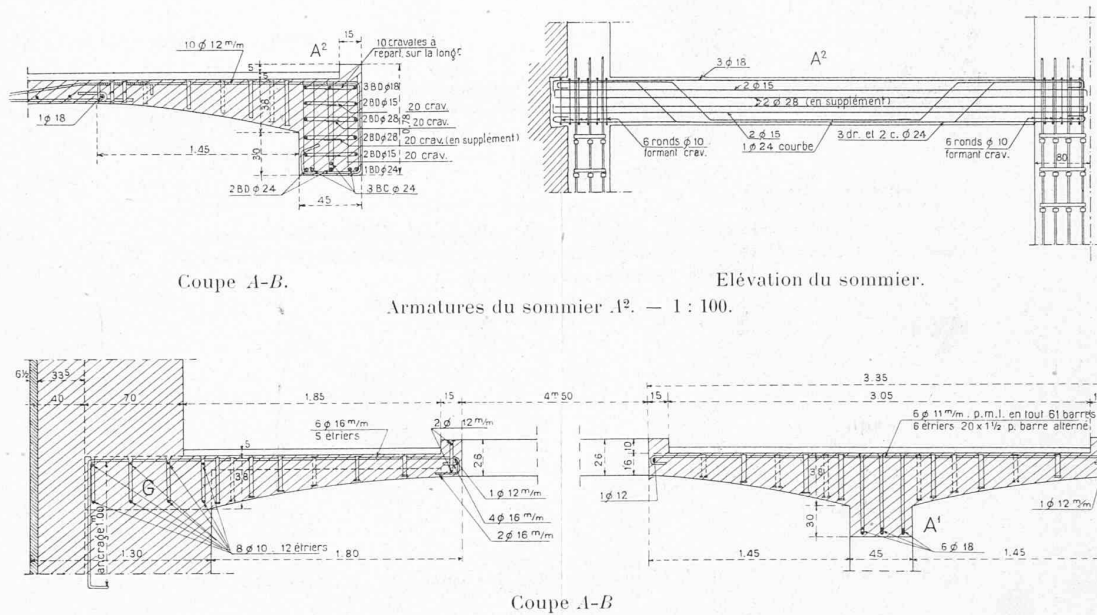
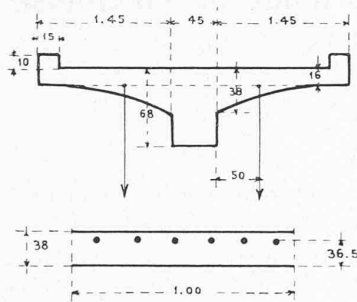


Fig. 12. — Armatures de la poutraison sur le rez-de-chaussée. — 1 : 100.



$$\begin{aligned} & \text{Charge triangulaire} \\ & \frac{0.38 - 0.16}{2} \times 1.45 \times \\ & \times 1.00 \times 2.5 = 0.40 \text{ t.} \\ & M_2 = 0.4 \times 0.50 = \\ & = 0.2 \text{ mt.} \\ & M \text{ surch. } \frac{0.350 \times 1.45}{2} \\ & = 0.367 \text{ mt.} \\ & \quad 0.420 \\ & \quad 0.200 \\ & \quad 0.367 \\ & M \text{ tot.} = 0.987 \text{ mt.} \end{aligned}$$

Armature 6 Ø 11 mm, $F_e = 5.7$ cm.

$$x = \frac{20 \times 5.7}{100} \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 100 \times 36.5}{20 \times 5.7}} \right] = 8.07 \text{ cm.}$$

$$z = 36.5 - \frac{8.07}{3} = 33.08 \text{ cm.}$$

$$Z = \frac{98700}{33.8} = 2.92 \text{ t.}$$

$$\sigma_e = \frac{2920}{57} = 510 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\sigma_b = \frac{2 \times 2920}{100 \times 8.07} = 7.23 \text{ kg/cm}^2.$$

Deuxième cas. Une seule console surchargée. Il y a, dans ce cas, un moment de torsion de 0.367 mt. par m. 1 de sommier A. 1.

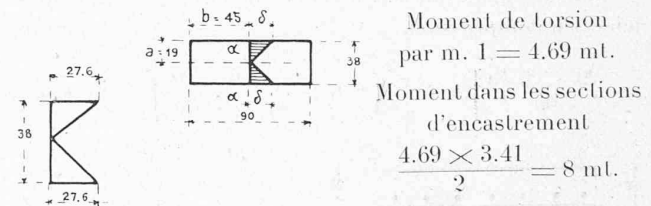
Réaction maximum par console sur sommier A.
Dalle de 16 = $0.16 \times 1.45 \times 1.00 \times 2.5 \text{ t.} = 0.58 \text{ t.}$
Charge triangulaire = 0.40 t. 1.49 t.
Surcharge $0.350 \text{ t.} \times 1.45 \times 1.00$. . . = 0.51 t.

Réaction minimum par console $0.580 + 0.40 = 0.980 \text{ t.}$

Réaction maximum pour deux consoles $2 \times 1.49 = 2.98 \text{ t.}$
Réaction minimum pour deux consoles $2 \times 0.98 = 1.96 \text{ t.}$

5° Linteau G. Portée libre 3.41.

Calcul à la torsion.



Moment de torsion par m. 1 = 4.69 mt.

Moment dans les sections d'encastrement
 $\frac{4.69 \times 3.41}{2} = 8 \text{ mt.}$

$$\sigma \text{ torsion} = \frac{9 M t}{16 \times a^2 \times b} = \frac{9 \times 800000}{16 \times 19 \times 45} = 27.6 \text{ kg/m}^2.$$

$$\text{Tension totale de cisaillement } \frac{27.6}{2} \times 38 \times 90 = 47.2 \text{ t.}$$

Cette tension est entièrement prise par les armatures du sommier.

$$2 \text{ Ø } 28 = F_e = 12.31$$

$$4 \text{ Ø } 25 = F_e = 19.63$$

$$10 \text{ Ø } 18 = F_e = 25.45$$

$$57.39.$$

$$\sigma_e \text{ cis.} = \frac{47.200}{57.390} = 822 \text{ kg/cm}^2.$$

Ces aciers sont réunis :

1° par les aciers de la console qui les contournent ;

2° par les étriers qui se rapprochent vers les appuis.

Calcul à la flexion.

Charge transmise par la console = 3.53 t. par m. 1.

p. p. $0.38 \times 0.90 \times 1.60 \times 2.5 \text{ t.} = 0.855$ Surcharge $0.350 \text{ t.} \times 0.90 \times 1.00 = 0.315$

$$4.700.$$

$$\text{Moment maximum au milieu} = \frac{4.7 \times 3.41}{10} = 5.47 \text{ mt.}$$

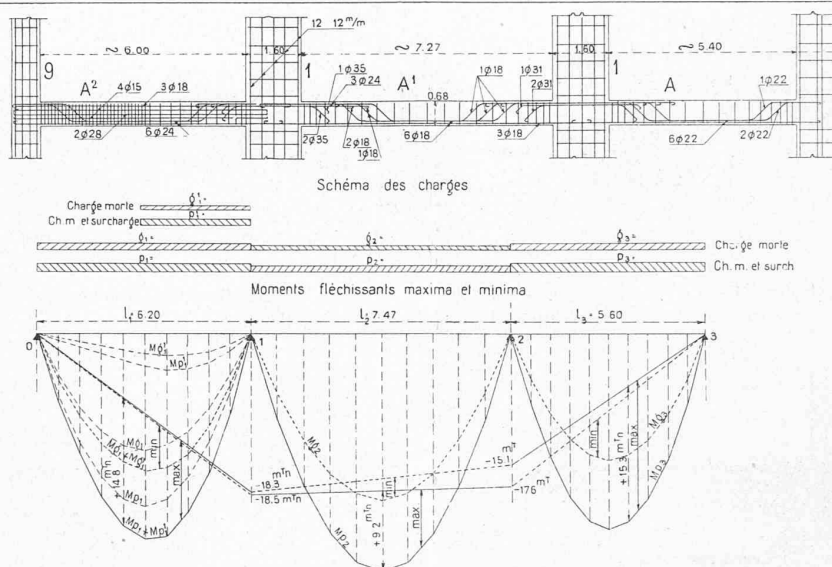


Fig. 13. — Poutraison du rez-de-chaussée. Détail des armatures. — Surcharge : 350 kg.

$$\begin{aligned} \text{Armature en tension } 1 \text{ } \phi 28 &= 6.15 \\ 2 \text{ } \phi 25 &= 9.82 \\ 4 \text{ } \phi 18 &= 10.18 \\ &= 26.15. \end{aligned}$$

Dans le calcul qui suit nous ne tenons pas compte des aciers en compression.

$$x = \frac{20 \times 26.15}{90} \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 90 \times 32}{20 \times 26.15}} \right] = 14.3 \text{ cm.}$$

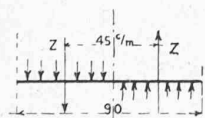
$$z = 32 - \frac{14.3}{3} = 27.2 \text{ cm.}$$

$$Z = \frac{547000}{27.2} = 20 \text{ l.}$$

$$\sigma_e = \frac{20.000}{26.15} = 765 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\sigma_b = \frac{2 \times 20.000}{90 \times 14.3} = 31 \text{ kg/cm}^2.$$

La charge du pilier N° 7, au-dessus du linteau G_1 , est de 106 t. Le moment de torsion 8 mt. à l'appui est équilibré par un couple :



$$Z \times 45 \text{ cm.} = 8 \text{ mt. ;}$$

$$Z = \frac{800000}{45} = 17.8 \text{ t.}$$

Cette force est à doubler pour tenir compte des deux sections de G_1 de part et d'autre du pilier.

$$Z = 2 \times 17.8 = 35.6 \text{ t.}$$

La sécurité contre le soulèvement du pilier N° 7 est donc de :

$$\frac{106}{35.6} = 2.98 \text{ soit } 3.$$

(A suivre).

Aperçu du Développement de l'Architecture moderne en Suisse.

Conférence faite devant la Société vaudoise des Ingénieurs et des Architectes, par M. A. Lavèrrière, architecte.

MESSIEURS,

Monsieur le Président a bien voulu me faire l'honneur de me demander quelques mots — éventuellement sur l'Architecture moderne. Très perplexe, tout d'abord, d'avoir à dire quelque chose sur ce qui paraît aujourd'hui encore si confus, j'ai cru bien faire en acceptant et je reste très flatté d'avoir à vous exposer ce soir, quelques idées sur le mouvement de l'architecture moderne, principalement en Suisse. Je dis principalement, car il est de toute évidence que nous ne pouvons aborder ce sujet qu'après avoir examiné, au moins dans leurs grandes lignes, les caractéristiques des mouvements et des manifestations modernes dans les pays avec lesquels nos rapports artistiques et intellectuels sont les plus étroits.

Puisqu'il s'agit d'Art, je pense qu'il est impossible de ne pas commencer par les manifestations modernes du génie français.

Depuis la Renaissance italienne, c'est en France que l'architecture se développe en vigueur et en noblesse, et c'est de France qu'elle rayonne dans presque tous les pays d'Europe et ceci jusqu'au commencement du XIX^{me} siècle.

A partir de ce moment, les grandes transformations politiques, sociales, économiques semblent avoir coupé court à toute évolution normale en architecture, et, chose curieuse, elle ne suit pas solidement le développement si intéressant des autres arts plastiques et spécialement celui de la peinture ; pour elle, la tradition est rompue. Il semblerait même que l'effacement de l'architecture ait provoqué plus d'intensité à l'éclosion d'idées créatrices en peinture ; n'est-ce pas pendant que sans énergie l'archi-