

**Zeitschrift:** Bulletin technique de la Suisse romande  
**Band:** 41 (1915)  
**Heft:** 5

**Artikel:** Détermination des encastremets de constructions en béton armé  
**Autor:** Hübner, F.  
**DOI:** <https://doi.org/10.5169/seals-31594>

### **Nutzungsbedingungen**

Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. 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. [Siehe Rechtliche Hinweise.](#)

### **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. [Voir Informations légales.](#)

### **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. [See Legal notice.](#)

**Download PDF:** 14.03.2025

**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 — PARRAISANT DEUX FOIS PAR MOIS

RÉDACTION : Lausanne, 2, rue du Valentin : D<sup>r</sup> H. DEMIERRE, ingénieur.

SOMMAIRE : Détermination des encastresments de constructions en béton armé, par F. Hubner, ingénieur. — La nouvelle rue du Lion d'Or, à Lausanne. — Effets de la guerre sur l'industrie métallurgique en France et en Allemagne. — Le transport des mines marines par les courants sous l'action de la houle. — Société vaudoise et Section vaudoise de la Société suisse des ingénieurs et des architectes. — Nécrologie : Alfred Cuénoud. — Souvenir de l'Exposition Nationale Suisse.

## Détermination des encastresments de constructions en béton armé

par F. HUBNER, ingénieur du contrôle à Berne.

Dans la *Schweiz. Bauzeitung* du 7 mars 1914 l'auteur a développé sommairement les éléments théoriques d'une méthode qui permet de déterminer les encastresments effectifs, ainsi que la qualité moyenne du béton d'une construction finie en béton armé.

Nous voulons maintenant nous occuper plus particulièrement de l'application même de la méthode, parce qu'elle exige certaines précautions, et appeler l'attention sur quelques conceptions particulières auxquelles nous avons été amené par des essais récents.

En principe la méthode exige la mesure, sous l'action d'une surcharge bien déterminée, de la flèche  $\delta_m$  au milieu de la portée à éprouver et des angles  $\alpha'$  et  $\alpha''$  de déformation de l'axe de la poutre aux sections d'encastrement. Au moyen de ces données, et en utilisant certaines formules développées par le Prof. Müller-Breslau, il est alors possible de déterminer successivement le module d'élasticité à la flexion ( $E_f$ ) et les moments d'encastrement ( $M_s$ ). Le module d'élasticité  $E_f$  étant déterminé on peut aussi en déduire le module correspondant du béton à la compression ( $E_c$ ) en divisant ( $E_f$ ) par un certain facteur (généralement  $> 1$ ). La résistance à la compression du béton (rapportée à des cubes d'essai) se trouve alors finalement par une relation développée par M. le Prof. Schüle, et présentée au Congrès international pour la résistance des matériaux à New-York en 1912.

Les inflexions se mesurent au moyen d'appareils Griot ou autres ; il faut cependant qu'ils permettent l'évaluation précise du  $\frac{1}{20}$  de millimètre au moins.

Les angles de déformation, qui doivent être relevés aussi près que possible des appuis, se mesurent au moyen du clinomètre ; c'est un appareil constitué d'un niveau très sensible, relié à une vis micrométrique avec tambour gradué. Aux appareils utilisés par l'auteur<sup>1</sup> une division du tambour détermine un angle de 4" environ ; la sensibilité

de ces appareils est donc relativement grande, tout en n'étant pas exagérée pour le but que nous poursuivons.

Les formules qui nous servent de point de départ pour la détermination de  $E_f$  et de  $M_s$  sont les suivantes : Avec les désignations de la fig. 1 nous pouvons écrire, d'après Müller-Breslau<sup>1</sup>

$$A = l \cdot \alpha'' = \frac{S_A}{E_f \cdot J_m} \quad (I)$$

$$B = l \cdot \alpha' = \frac{S_B}{E_f \cdot J_m}$$

$A$  et  $B$  sont les sections que détachent sur les verticales des appuis les tangentes à la ligne élastique aux sections d'encastrement ;  $S_A$  et  $S_B$  représentent les moments statiques de la surface des moments (hachurée) par rapport aux verticales des points d'appui théorique  $A_0$  et  $B_0$  ;  $J_m$  est le moment d'inertie au milieu de la poutre,  $E_f$  le module d'élasticité à la flexion ; nous parlerons encore de ces deux facteurs. Les moments statiques  $S_A$  et  $S_B$  se déduisent d'une surface indépendante des encastresments, bien déterminée par le cas de surcharge (surface des moments de la poutre supposée sur appuis libres) et d'une surface trapézoïdale qui dépend uniquement des encastresments.

<sup>1</sup> Die Graphische Statik der Baukonstruktionen Band II. Abteilung 2.

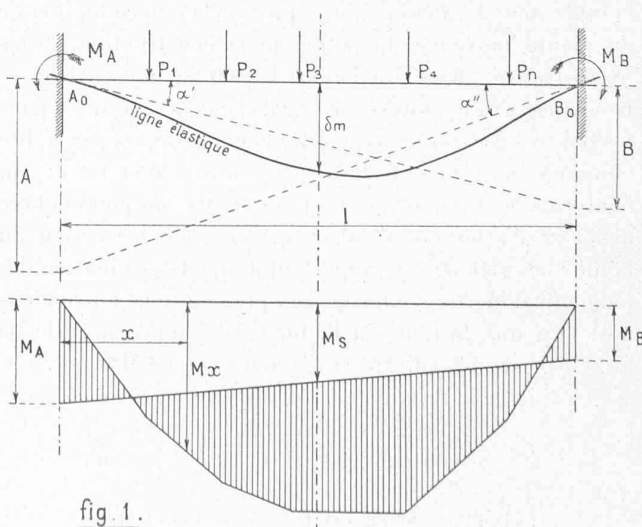


fig. 1.

<sup>1</sup> Constructeur : M. Usteri-Reinacher, à Zurich ; prix de l'appareil environ 110 fr.

La flèche au milieu de la travée est déterminée par la formule :

$$\delta_m = \delta'_m + \delta''_m = \int_0^{l/2} \frac{M_x \cdot x}{E_f \cdot J_m} dx + \frac{M_s \cdot l^2}{8 \cdot E_f \cdot J_m} \quad (\text{II})$$

dans laquelle  $M_x$  représente le moment au point  $x$  de la poutre non encastree.  $M_s$  est le moment d'encastrement pour le milieu de la poutre ; il est égal à  $\frac{1}{2} (M_A + M_B)$  et se déduit des formules (I). En remplaçant alors la valeur trouvée de  $M_s$  dans les formules (II) on arrive à l'expression du module inconnu  $E_f$  en fonction des données :  $\delta_m$  et  $\alpha'$  et  $\alpha''$ .

Le module  $E_f$  varie entre des limites assez grandes et dépend essentiellement de la qualité du béton et de la section des fers d'armature ; de plus il augmente à mesure que la fatigue de la section diminue. Nous voulons nous borner à fixer quelques résultats que nous avons recueillis

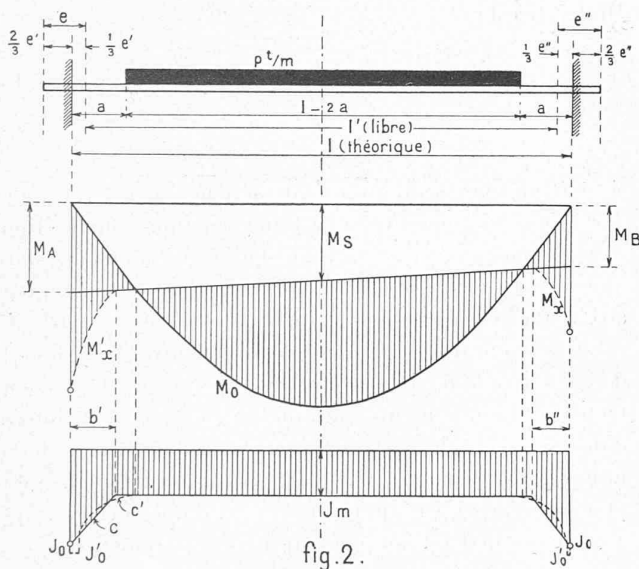


fig. 2.

dans le Volume N° 1 de la Commission autrichienne du béton armé qui nous a permis de faire une première étude sur le rapport des modules d'élasticité à la flexion et à la compression du béton, ainsi que sur la détermination de la qualité moyenne du béton de la construction. Nous avons trouvé : Avec du béton de 300 kg/cm<sup>2</sup> environ de résistance à la compression (sur des cubes d'essai) et pour les poutres rectangulaires de 15/30 cm essayées par la dite commission, le module  $E_f$  a varié entre 840 et 440 t/cm<sup>2</sup> conformément à une variation respective du pourcentage des fers d'armature de 0,52 à 1,51 % de la section du béton ; ces valeurs se rapportent à une détermination des moments d'inertie conforme aux prescriptions autrichiennes<sup>1</sup> et à une fatigue du béton à la compression de 35 kg/cm<sup>2</sup>, calculée suivant la méthode dite de Møersen.

A l'aide de la relation développée par M. Schüle

$$E_c = \frac{\beta_c^2 - 25,16 \cdot \beta_c + 50,38}{0,001646 \cdot \beta_c^2 + 0,224 \cdot \beta_c + 7,65}$$

<sup>1</sup> Voir : « Die Berechnung der Tragwerke aus Eisenbeton », von Haberkalt und Postuvanschitz.

( $\beta_c$  = résistance du béton à la compression) nous avons alors pu déduire que pour les dites poutres d'essai le rapport  $E_f : E_c$  variait entre 2,24 et 1,24 (donc pour une variation respective du pourcentage des fers entre 0,52 et 1,51 %). Si maintenant nous calculons la valeur des moments d'inertie par la méthode de Ritter encore utilisée de préférence chez nous et en admettant pour  $n$  la valeur de 15 le rapport  $E_f : E_c$  variera respectivement entre les valeurs 1,62 et 1,04 (la variation est presque rectiligne).

D'après les résultats d'une poutre fabriquée d'un béton de qualité bien inférieure nous avons pu conclure que les variations du rapport  $E_f : E_c$  restent identiques aux variations indiquées ci-dessus, ce qui permet la conclusion non sans importance que la variation du rapport  $E_f : E_c$  paraît être indépendante de la qualité du béton. Restent la forme de la section de poutre (rectangulaire ou à T) et le cas de surcharge comme facteurs pouvant influencer la dite variation de ce rapport ; nous ne croyons cependant pas que leur influence soit remarquable.

Ces bases fondamentales établies arrêtons-nous un instant à l'application pratique en utilisant, par simplification et pour démonstration, le cas de surcharge d'essai le plus courant, c'est-à-dire la charge uniformément répartie sur une largeur restreinte d'un plancher (fig. 2). La portée théorique  $l$  d'un plancher ne sera généralement pas exactement déterminée. Dans le cas d'une seule travée chargée, et sans dispositions spéciales, le centre de compression sur appui sera situé dans la moitié intérieure de la surface d'appui du plancher sur le mur ; en moyenne nous croyons pouvoir le fixer au tiers intérieur de la largeur d'appui. ( $l = l' + \frac{1}{3} [e' + e'']$ ). L'erreur que l'on peut ainsi commettre influe du reste très peu sur les résultats que nous cherchons. Les espaces  $a$  s'imposent en général pour permettre de placer les clinomètres sur le plancher.

La faculté de tout plancher de prolonger, par suite de sa rigidité, l'effet d'une surcharge au delà de ses limites, exige que la largeur de la surcharge d'essai soit toujours fixée à 3,0 m. au moins ; c'est non seulement dans le but d'obtenir des flèches bien appréciables, mais aussi et surtout pour permettre une détermination quelque peu exacte de la répartition latérale de la surcharge, qui joue un rôle très important dans le calcul du module d'élasticité  $E_f$ . Les inflexions doivent alors être mesurées non seulement dans l'axe de la surcharge d'essai, mais encore au milieu de quelques fibres voisines situées à 1, 2 et 3 mètres environ de la fibre centrale. De plus la charge doit être posée et enlevée par fractions du poids total et par bande de 1,0 m. pour arriver à un contrôle multiple de la ligne de déformation latérale du plancher, c'est-à-dire de la ligne d'influence pour la répartition latérale. Les diverses lectures doivent se faire avec le plus d'exactitude possible ; il est même prudent de relever les variations de la température pendant la durée de l'essai parce qu'elle peut à l'occasion sensiblement fausser les mesures de fleximètres à fil de fer. Quoique ces détails paraissent tout naturels il n'est cependant pas inutile de bien les recommander.

Les angles de déformation  $\alpha'$  et  $\alpha''$  ne peuvent généralement être mesurés qu'à une certaine distance de la section théorique d'encastrement; il s'en suit que l'angle à l'encastrement, qui intervient dans les formules qui suivent, est plus petit. Cette réduction de l'angle ne peut se déterminer que par tâtonnement. On calcule d'abord avec une réduction arbitraire (0,7 par ex.) le module  $E_f$  et le moment  $M_s$ . La surface des moments qui en résulte permet de calculer le rapport correspondant de l'angle d'encastrement à l'angle mesuré. On répète cette opération avec un rapport corrigé, jusqu'à coïncidence des rapports admis et dérivé.

Le moment d'inertie est un facteur important dans les calculs qui nous occupent. Il peut être admis comme étant constant dans le cas de planchers sans nervures et non voûtés au droit des appuis. Signalons cependant que les dalles (avec ou sans nervures) possèdent en réalité souvent des épaisseurs plus fortes que projetées; il est donc important de toujours s'assurer, par des sondages ou autres moyens, des dimensions réelles. Et dans le cas des planchers à nervures, même de hauteur constante, nous devons de plus tenir compte d'une certaine variation du moment d'inertie dans la région des moments négatifs. Car dans le voisinage des appuis le bétonnage plein sur toute la hauteur des nervures se fait d'une manière presque générale que pour les parties de plancher situées dans les murs. Dans ce cas il faut alors remarquer que, la dalle étant située à la partie supérieure, elle est sollicitée à la tension dès que l'on passe dans la région des moments négatifs. Dès lors nous devons admettre que sa contribution au moment d'inertie va en diminuant à mesure que les moments négatifs augmentent. Si les valeurs deviennent suffisamment grandes pour fissurer le béton tendu, nous arriverons au cas extrême d'un moment d'inertie minimum, déterminé par les fers d'armature et le béton comprimé des nervures seulement ( $J_o'$ ). Car, vu la faible étendue du dit bétonnage plein, il ne saurait être question d'une collaboration appréciable des parties de béton qui correspondent aux espaces entre les nervures. Nous avons été amené à ces réflexions à l'occasion d'une application de notre procédé dans le but précisément de déterminer les encastresments réels. Nous avons fait usage de deux cas de chargement (une charge uniformément répartie et une charge concentrée au milieu de la portée) dans l'intention de créer un contrôle pour la valeur cherchée du module d'élasticité  $E_f$ . Or les résultats obtenus par les calculs partant, suivant l'habitude, d'un  $J$  constant, concordent bien mal et ne se rapprochaient sensiblement qu'en introduisant une variation du moment d'inertie qui satisfasse aux réflexions qui précèdent. L'hypothèse admise est la suivante: La diminution du moment d'inertie sur la largeur  $b$ , plus petite naturellement que la région des moments négatifs, s'opère de façon à ce que le rapport  $J_m$  ( $J$  du milieu) à  $J_x$  ( $J$  à la distance  $x$  de l'appui) varie suivant une droite  $c$  (voir fig. 2). La valeur  $J_o$  (pour  $x=0$ ) est supposée déterminée par la section entière du béton de la nervure et par les fers d'armature. Cette droite engen-

dre alors avec la largeur  $b$  en quelque sorte une surface équivalente à celle fixée par la courbe  $c'$  des variations probables.

Partant de cette hypothèse arbitraire, il est vrai, mais certainement tout aussi permise que l'hypothèse également erronée d'un  $J$  constant, les formules qui servent au calcul de  $E_f$  et des moments d'encastrement, se développent de la façon suivante (voir fig. 2).

Les variations du moment d'inertie pouvant s'exprimer graphiquement par une altération des ordonnées de la surface des moments suivant le rapport  $J_m : J_x$ , l'hypothèse faite sur la variation de ce rapport nous amène à la transformation de la surface des moments déterminée par les courbes  $M_o$ ,  $M_x'$  et la droite  $M_A - M_B$ . En posant encore  $\beta = \frac{J_m}{J_o}$  la valeur du moment statique  $S_A$  par exemple sera donnée, pour le cas de surcharge qui nous occupe, par la relation:

$$S_A = \frac{1}{2} l \left[ p (l - 2a) \left\{ \frac{1}{2} a (l - a) + \frac{1}{6} (l - 2a)^2 \right\} + 2 \int_0^b \frac{1}{2} p (l - 2a) x (\beta - 1) \frac{b-x}{b} dx \right] + \\ + M_A \left[ \frac{l}{2} \cdot \frac{l}{3} + \int_0^b \frac{l-x}{l} (\beta - 1) \frac{b-x}{b} x \cdot dx + \frac{x}{l} (\beta - 1) \frac{b-x}{b} (l-x) dx \right] + \\ + M_B \left[ \frac{l}{2} \cdot \frac{2l}{3} + \int_0^b \frac{l-x}{l} (\beta - 1) \frac{b-x}{b} (l-x) dx + \frac{x}{l} (\beta - 1) \frac{b-x}{b} x \cdot dx \right]^4 \quad (\text{III})$$

Le moment statique  $S_B$  s'exprime semblablement en intervertissant simplement les facteurs entre crochets [ ] de  $M_A$  et  $M_B$ . L'intégration de ces équations III, et la substitution des valeurs de  $S_A$  et  $S_B$  ainsi trouvées dans les formules I conduit à des relations qui permettent de calculer les moments d'encastrement  $M_A$  et  $M_B$ . La combinaison des équations I et III conduit en outre à l'expression suivante du moment d'encastrement moyen (qui figure dans la formule II dont nous allons nous occuper ci-après:

$$M_S = \frac{1}{2} (M_A + M_B) = \frac{1}{12 [l + (\beta - 1) b]} \left\{ 12 \cdot E_f \cdot J_m \cdot (\alpha' + \alpha'') - p [l^3 - 6 a^2 l + 4 a^3 + 2 (l - 2 a) + (\beta - 1) \cdot b^2] \right\} \quad (\text{IV})$$

L'inflexion  $\delta_m$  au milieu de la travée est déterminée, en fonction de la variation des moments d'inertie, par la sommation des équations suivantes [d'après la formule II]:

$$\delta_m' = \frac{5 \cdot p \cdot l^4}{384 \cdot E_f \cdot J_m} \left[ 1 - \frac{8}{5} (3 a^2 l^2 - 2 \cdot a^4) \frac{1}{l^4} \right] + \int_0^b \frac{1}{2} p (l - 2 a) x (\beta - 1) \frac{b-x}{b} \cdot x \cdot dx \frac{1}{E_f \cdot J_m} \\ \delta_m'' = M_S \frac{1}{E_f \cdot J_m} \left[ \frac{1}{8} l^2 + \int_0^b (\beta - 1) \frac{b-x}{b} x \cdot dx \right]^4 \quad (\text{V})$$

<sup>1)</sup> L'erreur que l'on commet avec cette formule dès que  $b$  devient un peu plus grand que  $a$  est insignifiante.



Fig. 1. — Face sud des bâtiments de Liège.  
Anciens immeubles situés sur le terrain de la Société immobilière de la rue du Lion d'Or.



Fig. 2. — Débouché de la rue du Lion d'Or dans la rue de Bourg (voir fig. 8).  
Nouveaux immeubles de la rue du Lion d'Or.

Après intégration et en substituant dans l'expression  $\delta_m' + \delta_m'' = \delta_m$  la valeur trouvée pour  $M_S$  (formule IV) on arrive finalement à la relation importante qui permet de calculer le module  $E_f$  cherché en fonction des angles et de l'inflexion trouvés :

$$E_f = \frac{p}{96 \cdot J_m} \left[ \frac{3 l^5 - 48 a^3 \cdot l (l - a) + (\beta - 1) \cdot C}{12 \cdot \delta_m \{l + (\beta - 1) b\} - \alpha \{3 l^2 + 4 (\beta - 1) b^2\}} \right] \quad (VI)$$

dans cette formule  $a = \frac{1}{2} (a' + a'')$  et

$$C = 15 \cdot b \cdot l^4 - 40 \cdot b^2 \cdot l^3 + 48 b^3 \cdot l^2 - 72 a^2 \cdot b \cdot l^2 - 96 \cdot a \cdot b^3 \cdot l + 96 a^2 \cdot b^2 \cdot l - 64 a^5 \cdot b^2 + 48 a^4 b + 48 a b^2 \cdot l^2 + (\beta - 1) (16 b^4 \cdot l - 32 a b^4);$$

mais cette expression peut être simplifiée dans la plupart des cas pratiques, c'est-à-dire quand l'espace libre  $a$  est  $\leq l/8$  environ; elle peut alors s'écrire :

$$C = (15 \cdot l - 40 b) b \cdot l^3 \quad (VI^a)$$

et l'erreur que l'on commettra sera parfaitement négligeable ( $< 3\%$ ).

$E_f$  une fois calculé, on trouve les moments d'encastrement en substituant  $E_f$  dans les expressions de  $M_A$  et  $M_B$  déduites des formules III.

Après avoir exposé le principe d'une méthode qui permet de rechercher les valeurs des encastrements effectifs, nous devons nous arrêter encore un instant à la discussion des moyens constructifs qui réalisent les encastrements de constructions en béton armé. Nous distinguerons deux catégories de constructions encadrées et nous rangerons dans la première les constructions dites continues, et celles qui forment cadres avec des colonnes ou des murs en béton armé. Ces types de constructions peuvent se calculer avec beaucoup de précision suivant les méthodes connues de la statique, à la condition cependant que l'on s'efforce de réaliser des conditions d'appui aussi claires que possible. En ce qui concerne la variation des moments d'inertie et par analogie avec les expériences faites sur des planchers à nervures, nous croyons devoir émettre l'opinion que, contrairement aux habitudes de la pratique usuelle, il sera recommandable d'admettre dans le calcul de cadres, dont la partie horizontale affecte une section T, et pour la région des moments négatifs, une variation des moments d'inertie conforme à l'hypothèse exposée. Pour

ce genre de constructions notre méthode permettra la vérification facile et toujours intéressante des hypothèses théoriques faites.

La deuxième catégorie de constructions encadrées est constituée de la grande masse de planchers et de poutres discontinus, c'est-à-dire plus ou moins encadrés dans des murs. Or c'est là surtout que nous rencontrons cette diver-

sité d'opinions sur la valeur des moments d'encastrement, opinions qui ne sont trop souvent que de simples avis nés de la seule aspiration d'arriver à des offres basses. Avouons plutôt que la question des encastresments réalisables par les murs est actuellement encore peu éclaircie et ajoutons qu'elle ne peut être discutée et résolue que par des *ingénieurs* qui connaissent la pratique et la théorie délicate du béton armé. Ajoutons aussi qu'à l'heure qu'il est la majeure partie des expériences faites dans ce but sur des ouvrages finis ne pourra guère nous renseigner sur la grandeur quelque peu exacte des moments d'encastrement. Car, d'après ce qui précède, il est insuffisant de charger un plancher, suivant l'habitude uniquement économique des entrepreneurs, sur une largeur de 1 m. seulement, de rele-

trement; ces dimensions ressortent essentiellement de conceptions architecturales et nous ne voulons pas nous en occuper pour le moment. C'est plutôt *la qualité des murs* qui doit nous intéresser d'abord, car son influence est remarquable aussi; et alors, vis-à-vis de la grande diversité que l'on rencontre dans la fabrication des murs, nous pouvons prétendre que, pour aussi longtemps que l'on n'arrivera pas à assurer pour chaque genre de mur une qualité relativement uniforme, le problème des encastresments devra être considéré comme étant irrésolu, c'est-à-dire indéterminé. C'est pour cette raison que, pour l'instant du moins, nous devons condamner tout particulièrement la tendance de certains constructeurs de calculer leurs planchers sur la base d'un seul et unique état d'en-



Fig. 3. — Nouveaux immeubles de la rue du Lion d'Or.  
Salle des guichets de la Société suisse de banque et de dépôts.

ver une seule et unique flèche au milieu de la surcharge et de la comparer ensuite à une valeur théorique (toujours plus grande) obtenue sur la base erronée d'un module  $E_f$  constant (généralement admis à  $140 \text{ t/cm}^2$ ), et d'attribuer ensuite la différence à l'action des encastresments. Un autre procédé, plus exact déjà, qui consiste à relever au moyen de plusieurs fleximètres la ligne élastique de l'axe d'une poutre chargée est également insuffisant parce que les appareils usuels sont trop peu sensibles pour la région délicate des moments négatifs.

Remarquons que d'un autre côté le point capital de ce problème des encastresments réels est la question des murs. Les dimensions (hauteur et épaisseur) des murs déterminent évidemment en grande partie déjà l'état d'encas-

trement, et de s'affranchir ainsi de certaines prescriptions pourtant bien claires et établies dans le seul but de nous sauvegarder des conséquences qui peuvent résulter de pareilles hardiesses très déplacées. Nous ne doutons nullement que l'on arrivera avec le temps à régler plus exactement cette évaluation des encastresments, à la condition naturellement que tout ingénieur intéressé et chaque architecte s'efforcent dans la mesure du possible de contribuer à la solution de ce problème non sans importance pour l'économie des bâtiments avec constructions en béton armé. A cet effet nous recommandons à l'ingénieur de ne pas craindre les peines de rechercher autant que possible, par des essais à la surcharge, le jeu variable des encastresments. D'autre part, infligeons à l'architecte

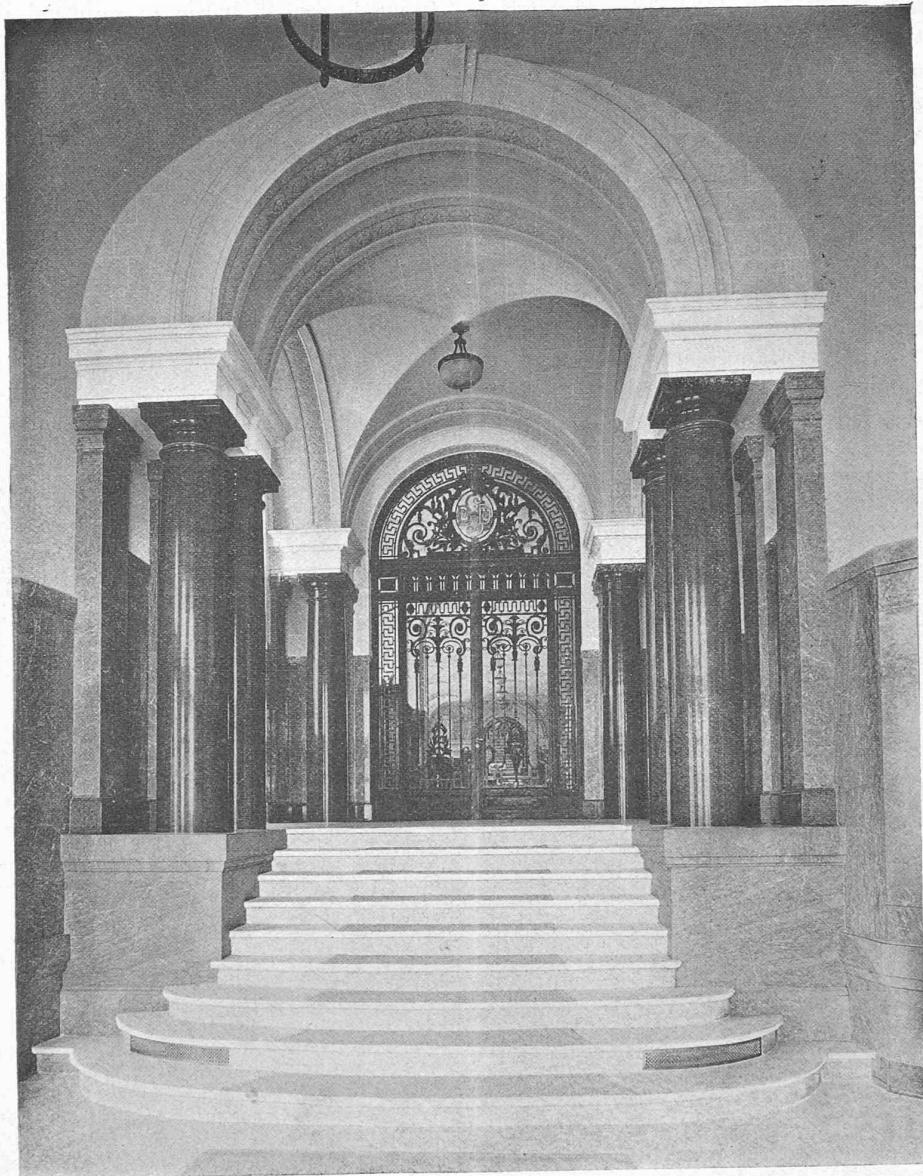


Fig. 4. — Nouveaux immeubles de la rue du Lion d'Or.  
Salle des dépêches de la *Société suisse de banque et de dépôts*.

la responsabilité qui lui incombe pour la qualité des murs, qu'il conçoit, d'une manière presque générale, indépendamment des vœux éventuels de l'ingénieur. Nous créerons ainsi simultanément et les conditions nécessaires à une évaluation plus sûre et par suite plus économique des encastresments effectifs et une garantie importante pour la bonne durée de l'état de travail admis qui fait la base des calculs justificatifs. Pareille collaboration permettra non seulement d'engager MM. les architectes à un contact plus intime et rémunérateur avec les ingénieurs qui leur font du béton armé, mais aussi et surtout de les intéresser plus sérieusement aux grandes difficultés qu'il y a souvent à résoudre à la fois économiquement et avec le degré de sécurité nécessaire les problèmes qu'ils présentent à leurs ingénieurs responsables des travaux en béton armé.

#### La nouvelle rue du Lion d'Or, à Lausanne.

Nous publions, aux pages 52, 53, 54, 55 et 56 les plans des nouveaux bâtiments de la rue du Lion d'Or, construits par MM. *Bezencenet et Durieu*, architectes, excepté l'hôtel de la *Société suisse de banque et de dépôts* dû aux architectes *Jost, Schnell et Bezencenet*. Les travaux, commencés en 1911, furent achevés à fin 1914. Nous reproduisons aussi quelques vues de vieilles maisons qui furent démolies pour faire place aux nouvelles constructions.

#### Effets de la guerre sur l'industrie métallurgique en France et en Allemagne.

*France.*

Nous avons signalé, à la page 252 du *Bulletin technique* de 1913, le développement prodigieux de l'industrie métallurgique française au cours de ces dernières années. Un ingénieur