Zeitschrift: Bulletin technique de la Suisse romande

Band: 63 (1937)

Heft: 24

Artikel: La capacité de résistance du béton armé dans le calcul des profils fléchis

Autor: Paris, A.

DOI: https://doi.org/10.5169/seals-48477

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: 15.07.2025

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

La capacité de résistance du béton armé dans le calcul des profils fléchis,

par A. PARIS, ingénieur-conseil,
Professeur à l'Université de Lausanne.

(Suite et fin.) [1]

Une méthode, propre à mettre en valeur les qualités individuelles des matériaux disponibles, consiste à demander de l'ingénieur le respect d'un coefficient de sécurité aussi uniforme que recommandable, dans l'ouvrage et entre les ouvrages. Son critère sera la capacité de résistance, puisqu'y paraissent simultanément le couple fléchissant critique et les caractéristiques du profil, moment d'inertie idéal et hauteur utile, en période élastique du moins. Au delà du domaine de l'acier, quand intervient la plasticité grandissante du béton, la proportionnalité entre contrainte et distance à l'axe neutre s'efface, et, seule, la loi d'équilibre intérieur reste intangible ; mais elle suffit à fournir les éléments du calcul de la capacité de résistance, mise sous forme générale

$$T = \sigma_b + \sigma_a/n. \qquad (4)$$

Le *premier domaine* utilisé, celui de l'élasticité supposée parfaite, se caractérise par les conditions

$$\sigma_a = E_a \cdot \epsilon_a \qquad \sigma_b = E_b \cdot \epsilon_b$$

qui conduisent à la loi de Navier, et introduisent le facteur d'équivalence

$$n = E_a : E_b$$

dont la valeur la plus plausible, à ce degré d'efforts, paraît bien être *dix*, environ. L'équation de l'axe neutre est

$$\xi^2 + 2n\varphi\xi - 2n\varphi = 0 \qquad \xi = x : h'. \qquad (9)$$

Le moment fléchissant limite en résulte par

$$M_I = bh'^2 \times \xi \cdot \rho \cdot \frac{\sigma_b}{2} \qquad \rho = 1 - \xi/3 \qquad (10)$$

et les contraintes s'expriment par les fonctions

$$\sigma_a = n\sigma_b \cdot (1 - \xi) : \xi \quad \text{et} \quad (2) \quad T_I = \frac{\sigma_b}{\xi} = \frac{\sigma_a}{n\,(1 - \xi)}.$$

Le domaine, de l'élasticité du métal accompagnée de *plasticité du béton*, suit immédiatement ; les besoins du calcul demandent qu'on simplifie les conditions en admettant l'horizontalité de la tangente au diagramme du béton ; on a ainsi

$$\sigma_a = E_a \cdot \epsilon_a \qquad \sigma_b = \sigma_p = \text{constante}.$$

L'équation de l'axe neutre peut alors s'écrire

$$\xi^2 + 2n'\varphi\xi - 2n'\varphi = 0 \qquad (11)$$

où

$$n' = \frac{E_a \epsilon_{bB}}{2\sigma_p} = \frac{E_a}{E_B}.$$

ϵ_{bB} représente, ici, le raccourcissement du béton sous la contrainte de plasticité σ_p ; E_B mesure l'angle de la tangente au départ d'un diagramme parabolique de déformation du béton :

$$E_B = \frac{2\sigma_p}{\epsilon_{bB}}$$

c'est le « module de raccourcissement à la rupture », qui prend, selon calculs de M. Friedrich, la valeur de *15* ou un peu plus, basée sur les résultats obtenus de prismes par la Commission allemande. On trouve ensuite

$$M_{II} = bh'^2 \times \xi \cdot \rho \cdot \sigma_p \qquad \rho = 1 - \xi/2$$

$$\sigma_a = E_a \epsilon_a = E_a \epsilon_{br} \cdot \frac{1 - \xi}{\xi} = \sigma_p \cdot \frac{\xi}{\varphi} \qquad (12)$$

où la proportionnalité entre l'allongement ϵ_a de l'acier et le raccourcissement ϵ_{br} à l'arête du béton résulte de la persistance de la loi de Bernoulli. Ce qui donne, en définitive, à la capacité de résistance l'expression

$$T_{II} = \sigma_p \cdot \frac{n\varphi + \xi}{n\varphi}. \qquad (13)$$

Les formules sont donc nettement différentes entre les deux domaines, mais leur parallélisme leur permet de se raccorder ; on notera néanmoins que celles du domaine de l'élasticité bilatérale valent durant tout le premier domaine, tandis que celles qui s'adressent à la plasticité ne valent qu'à la limite, lorsque cette plasticité s'étend théoriquement à toute la zone comprimée ; ce qui ne se produit pas en pratique. Le couple M_{II} ne se réalise donc qu'incomplètement à l'épreuve.

Le fait de disposer de ces deux critères successifs, nous permet d'examiner, comparativement et de plus près, les résultats matériels des spécifications de notre ordonnance suisse.

Les valeurs du nombre n, *dix* en Suisse et *quinze* en Allemagne, se justifient l'une et l'autre, mais marquent, la première, une tendance au calcul théorique des contraintes en période élastique et en présence d'un bon béton et l'autre, la recherche d'un cœfficient de sécurité basé sur le couple de rupture.

La période élastique ne finit à la rupture que pour les pourcentages modérés, d'autant plus faibles que les aciers sont plus résistants ou les bétons moins bons, car alors l'étirage de l'armature précède la faiblesse de la zone comprimée du béton.

Les équations (9) à (12) permettent le calcul d'un profil connu, tandis que les (7) et (8) déterminent le pourcentage limite, qui sépare théoriquement les deux domaines.

Il faut, maintenant, disposer d'un moyen de fixer les dimensions nécessaires à affronter un couple fléchissant donné M ; cette méthode se base sur le rapport connu

$$h' = C \cdot \sqrt{\frac{M}{b}}.$$

Le facteur C conserve, en première période, la valeur

$$C_I = \sqrt{\frac{2}{\xi \cdot \rho \cdot \sigma_b}} \qquad \rho = 1 - \frac{\xi}{3}.$$

Il devient, à la fin du second domaine,

$$C_{II} = \sqrt{\frac{1}{\xi \cdot \rho \cdot \sigma_p}} \qquad \rho = 1 - \frac{\xi}{2}.$$

Ces formules permettent le calcul des projets, dès qu'on a exprimé le facteur ξ, d'ordonnée de l'axe neutre, en fonction des contraintes extrêmes σ_p de plasticité du béton

[1] Voir *Bulletin technique* du 6 novembre 1937, page 293.

et σ_s de limite apparente de l'acier ; ils donnent ainsi la même sécurité théorique pour les deux matériaux.

Un exemple permettra la comparaison de ces calculs avec les prescriptions de l'Ordonnance fédérale.

Celle-ci connaît deux types de béton dosé à 300 kg *C. P.* : normal ($\beta = 220$ kg) et haute résistance ($\beta = 300$ kg), pour lesquels elle fixe des contraintes de 60 et 85 kg/cm² dans le cas fréquent de profils rectangulaires entre 12 et 20 cm de hauteur ; elle autorise en outre une majoration jusqu'à 20 % de ces contraintes, si l'acier n'est sollicité qu'en dessous des taux admis. L'Ordonnance connaît, d'autre part, deux types d'acier d'armature, l'acier doux ($\sigma_s = 2400$ kg/cm²) et l'acier spécial ($\sigma_s = 3500$ kg/cm²), pour lesquels elle autorise des contraintes normales de 1200 et 1600 kg/cm².

Voyons quelle sécurité effective ces chiffres assurent aux profils $b.h'$ critiques, à égale capacité de résistance des deux matériaux ; nous admettons les résistances de prisme suivantes :

béton normal $\sigma_p = 0{,}75 \cdot 220$ kg/cm² $= 165$ kg/cm²
béton de qualité $\sigma_p = 0{,}75 \cdot 300$ kg/cm² $= 225$ kg/cm².

Nous trouvons ainsi :

1. *Béton normal et acier doux.*

Axe neutre critique

$$\xi = \gamma_I = 10 \cdot 165 : (1650 + 2400) = 0{,}408.$$

Armature $\varphi = 0{,}408^2 : 2.10\ (1 - 0{,}408) = 1{,}42\ \%$.

Couple limite

$$M_I : bh'^2 = 0{,}408 . 0{,}864 \cdot \frac{165 \text{ kg/cm}^2}{2} = 29{,}2 \text{ kg/cm}^2.$$

Sécurité S en vertu des normes

$$\frac{\sigma_p}{S} = 60 \text{ kg/cm}^2 + \frac{1200 \text{ kg/cm}^2 - \sigma_s/S}{20} \text{ d'où } S = 2{,}37.$$

Contrôle :

tension admissible acier $\sigma_a = 2400 : 2{,}37 = 1010$ kg/cm²
contrainte admissible béton $\sigma_b = 165 : 2{,}37 = 69{,}5$ »
c'est-à-dire $\sigma_b = 60 + 0{,}05\ (1200 - 1010) = 69{,}5$ kg/cm².
Moment admis $29{,}2 : 2{,}37 = 12{,}4$ kg/cm² $\times\ bh'^2$
correspondant dans le profil calculé à

$$\varphi \cdot \sigma_a \cdot \rho = 0{,}0142 \cdot 1010 \cdot 0{,}864 = 12{,}4 \text{ kg/cm}^2.$$

La concordance est donc complète sur le chiffre $S = 2{,}37$ de la sécurité, à l'instant où les deux contraintes atteignent ensemble la limite admissible, donnant ainsi le maximum de capacité de résistance.

2. *Béton normal et acier spécial.* On trouve de même

$\gamma = 0{,}321$ $\varphi = 0{,}76\ \%$ $M_I : bh'^2 = 23{,}7$ kg/cm²

Sécurité :

$$\frac{\sigma p}{S} = 60 + \frac{1600 - \sigma_s/S}{20} \qquad S = 2{,}44.$$

Contraintes admissibles

acier $3500 : 2{,}44 = 1440$ kg/cm²

$$\text{béton } 165 : 2{,}44 = 68 \text{ kg/cm}^2 = 60 + \frac{1600 - 1440}{20}.$$

3. *Béton de qualité et acier doux.*

$\gamma = 0{,}485$ $\varphi = 2{,}30\ \%$.

Sécurité $S = (20\ \sigma_p + \sigma_s) : 20 \cdot 70 + 1200) = 2{,}64$.

Contraintes admises : acier $2400 : 2{,}64 = 905$ kg/cm²
béton $225 : 2{,}64 = 85$ kg/cm²

$$\sigma_b = 70 + \frac{1200 - 905}{20} = 85 \text{ kg/cm}^2.$$

4. *Béton de qualité et acier spécial.*

$\gamma = 0{,}391$ $\varphi = 1{,}26\ \%$.

Sécurité $S = (20\ \sigma_p + \sigma_s) : (20 \cdot 70 + 1600) = 2{,}67$.

Contraintes admises : acier $3500 : 2{,}67 = 1310$ kg/cm²

$$\text{béton } 225 : 2{,}67 = 84{,}5 \text{ kg/cm}^2 = 70 + \frac{1600 - 1310}{20}.$$

Ainsi, calculée à la limite du domaine de l'acier et du béton, élastiques tous deux, la sécurité oscille autour de 2,4 pour le béton normal ($\beta = 220$ kg/cm²) et de 2,65 pour le béton de qualité ($\beta = 300$ kg/cm²). Ces chiffres, déjà gros, le deviennent encore bien plus en présence de fortes armatures capables de pousser le béton dans l'état plastique.

Il est par conséquent intéressant de comparer, dans un cas concret, les dimensions nécessaires pour un ouvrage, suivant les prescriptions de l'Ordonnance, à celles qui résulteraient de la stricte observance d'un facteur de sécurité $S = 2{,}7$ largement conforme donc aux indications implicites du règlement.

Soit donc à préparer l'avant-projet d'un pont continu à deux travées de 32 m ; les deux poutres maîtresses inférieures portent une chaussée de 3,4 m et deux trottoirs de 0,9 m chacun. On respecte l'ordonnance des charges pour ponts pour camions lourds. On demande le devis, mais sous réserve d'un encombrement limité.

Un premier calcul prévoit l'emploi de béton de qualité ($\beta = 300$ k/cm²) et d'acier spécial ($\sigma_s = 3500$ kg/cm²). Mais on dispose de matériaux de choix, qui permettent de réaliser sûrement une résistance de 450 kg/cm² du béton, que l'on emploierait alors avec de l'acier spécial *St 52* ($\sigma_s = 4250$ kg/cm²), tel que celui dont il est question au rapport *Gehler* (Congrès de Berlin) ; ce contre-projet se fera en assurant au béton une sécurité d'au moins 2,7 avant la plasticité.

La dalle du tablier a 17 cm d'épaisseur et porte une chaussée de 7 cm en enduit et tarmacadam ; le tout pèse 0,575 t/m².

Première proposition. Béton de qualité et acier spécial au sens de l'Ordonnance. Poutres maîtresses de 45.245 cm² dans les travées et de 45.300 sur l'appui médian.

Poids mort $g = 0.45 \cdot 2{,}45 \cdot 2{,}5$ t $+ 1{,}7 \cdot 0{,}575$ t/m² $+ 1{,}0 . 0{,}33$ t/m² $= 3{,}76$ t/m.

Charge utile $1050 - 65 \cdot \sqrt{32} = 685$ kg/m² sur la chaussée, et 5000 kg/cm² sur les trottoirs, faisant en tout

$$p = 1{,}7 . 0{,}685 + 0{,}9 . 0{,}50 \text{ t} = 1{,}62 \text{ t/m}.$$

La charge totale atteint ainsi

$$q = 3{,}76 + 1{,}62 = 5{,}38 \text{ t/m}.$$

Le rapport des charges est

$$p : q = 0{,}30$$

et conduit au moment fléchissant maximum en travée

$$M_m = 5{,}38 \text{ t/m} \cdot \frac{32^2}{12{,}9} = 428 \text{ mt}.$$

et le moment sur appui est

$$M_a = 5{,}38 \text{ t/m} \cdot \frac{32^2}{8} = 691 \text{ mt}.$$

On trouve ainsi, *à l'appui*

$$\sqrt{69\,100\,000 : 45} = 1240$$

$$h' = 290 \text{ cm} = 0{,}232 \cdot \sqrt{M/b}$$

d'où les contraintes béton et acier 98/1200

$$\text{armature } \varphi = 1{,}53\ \%$$

$$F_a = 0{,}0153 \times 45 \cdot 290 \text{ cm}^2 = 200 \text{ cm}^2!$$

Dans les *travées*, pour $M = 428$ mt, on trouve

$$\sqrt{42\,800\,000 : 45} = 976 \quad h' = 235 \text{ cm} = 0{,}240 \sqrt{M/b}$$

Contraintes 92/1200

armature $\varphi = 1{,}65\ \%$ $\quad F_a = 0{,}0165 \times 45.235 = 174 \text{ cm}^2$.

Les *quantités* nécessaires pour un mètre courant de pont sont, réserve faite des trottoirs, des entretoises ou autres accessoires, approximativement :

Béton

Dalle chaussée 3,4 m × 0,17 m	= 0,58 m³/m
deux poutres maîtresses 2 × 0,45 · 2,45	= 2,20 »
goussets d'appui 2 × 0,45 . 0,55 : 10	= 0,05 »
	2,83 m³/m

Acier

Dalle chaussée 165 % de 3,8 m à 25 kg/m²	= 147 kg/m
deux poutres maîtresses 2 · 174 kg/m · 37/32	= 405 »
appuis 2 × 26 kg/m × $^1/_5$	= 10 »
	562 kg/m

Seconde proposition. Emploi de béton à haute résistance ($\beta = 450$ kg/cm²) et d'acier *St 52* ($\sigma_s = 4250$ kg/cm².) On choisit le profil, qui mettra l'axe neutre dans sa position limite γ_I, en assurant une sécurité de 2,7.

La dalle-chaussée peut être réduite à 14 cm, grâce à la haute qualité du béton.

Le poids mort des poutres maîtresses se réduit à

poids propre	0,40 · 2,35 × 2,5 t/m³	= 2,35 t/m
dalle chaussée	1,7 m à 0,50 t/m²	= 0,85 »
trottoir	1,0 m à 0,33 t/m²	= 0,33 »
		g = 3,53 t/m

La charge utile reste $p = 1{,}62$ t/m

et le cumul des deux éléments donne

$$q = g + p = 5{,}15 \text{ t/m}.$$

Les moments maxima en résultent par

appuis $\quad 5{,}15 \text{ t/m} \times 32{,}0^2 : 8 = 660$ mt

travées $\quad 5{,}15 \text{ t/m} \times 32{,}0^2 : 12{,}9 = 410$ mt.

On trouve les profils que voici :

Appui. Les efforts extrêmes de l'état élastique

$\sigma_p = 0{,}75 \cdot 450 \text{ kg/cm}^2 = 337 \text{ kg/cm}^2$ pour le béton

$\sigma_s = 4250 \text{ kg/cm}^2$ pour l'acier

fixent l'ordonnée critique à

$$\gamma_I = \frac{10 \cdot 337}{10 \cdot 337 + 4250} = 0{,}441$$

faisant

armature $\quad \varphi = 0{,}441^2 : 20 \cdot 0{,}559 = 1{,}75\ \%$ (Eq. 8)

La sécurité 2,7 demande un couple limite

$$M_I = 2{,}7 \times 660 \text{ mt} = 1780 \text{ mt}$$

d'où résulte, pour la largeur admise du profil $b = 40$ cm l'équation (Eq. 10)

$$178\,000\,000 \text{ kg} \cdot \text{cm} =$$

$$= 40 \text{ cm} . 0{,}441 \cdot (1 - 0{,}147) \cdot \frac{337 \text{ kg/cm}^2}{2} \times h'^2$$

d'où $\quad h' = 264$ cm

chiffre qui correspond suffisamment à une hauteur brute de 275 cm ; on admet conséquemment le profil

$$40 \times 275 \text{ cm}^2 \quad \text{à l'appui}$$

avec l'armature

$$F_a = 1{,}75\ \% \text{ de } 40 \cdot 264 \text{ cm}^2 = 184 \text{ cm}^2.$$

Travées. Le profil limite résulte du couple

$$M_I = 2{,}7 \cdot 410 \text{ mt} = 1110 \text{ mt}$$

il a la hauteur utile

$$(\xi = \gamma_1 = 0{,}441) \text{ comme ci-dessus}$$

$$h' = \sqrt{\frac{111\,000\,000 \times 2}{40 \cdot 0{,}441 \cdot 0{,}853 \cdot 337}} = 210 \text{ cm}$$

c'est-à-dire une hauteur brute de 220 cm. Mais on choisit un profil un peu plus haut

$$40 \times 235 \text{ cm}^2$$

qui permettra une économie d'acier. L'axe neutre du profil connu 40.235 s'obtient des équations du couple (Eq. 10) et des contraintes σ, d'où résulte

$$M_I = b \cdot h'^2 \cdot (1 - \xi/3) \cdot \frac{\sigma_b}{2} = b \cdot h'^2 \cdot \xi^2 \cdot \frac{(1 - \xi/3)}{(1 - \xi)} \cdot \frac{\sigma_a}{2n}$$

c'est-à-dire l'équation du troisième degré en ξ

$$\frac{bh'^2}{3} \cdot \sigma_s \cdot \xi^3 - bh'^2 \sigma_s \cdot \xi^2 - 2\,nM_I \cdot \xi = 2\,nM_I.$$

On a ici $\quad \sigma_s = 4250 \text{ kg/cm}^2$

$$M_I = 111\,000\,000 = 111 \cdot 10^6 \text{ cm} \cdot \text{kg}$$

$$bh'^2 = 40 \cdot 225^2 = 2{,}03 \cdot 10^6 \text{ cm}^3$$

ce qui donne, après simplifications,

$$\xi^3 - 3\xi^2 - 0{,}772\,\xi = -0{,}772.$$

Quelques approximations successives conduisent à la solution $\quad \xi = 0{,}417$

d'où (Eq. 8)

$$\varphi = 0{,}417^2 : 2 \cdot 10 \cdot 0{,}583 = 1{,}50\ \%$$

armature $\quad F_a = 0{,}015 \cdot 40 \cdot 225 \text{ cm}^2 = 135 \text{ cm}^2.$

On a, pour contrôle, le bras de levier et la traction dans l'armature

$$r = (1 - 0{,}139)\ 225 \text{ cm} = 194 \text{ cm}$$

$$Z = 410 \text{ mt} : 1{,}94 \text{ m} = 212 \text{ t}$$

$\sigma_a = 1{,}57$ t/cm² $S_a =$ Sécurité acier $4{,}25 : 1{,}57 = 2{,}7$.

La sécurité est naturellement un peu supérieure dans le béton, puisque

$\sigma_b = \sigma_a \cdot \xi : n(1 - \xi) = 112$ kg/cm² $S_b = 337 : 112 = 3{,}0$.

Les *quantités* s'établissent ainsi à

béton dalle chaussée 3,4 m

à 0,14 m	= 0,48 m³
2 poutres maîtresses	
2 × 0,40 · 2,35	= 1,88 m³
goussets 0,5 · 2 · 0,40 · 0,40	= 0,02 m³
	2,38 m³/m

acier dalle chaussée

165 % de 3,8 m à 29 kg	= 188 kg
2 poutres maîtresses	
2 × 135 kg/m × 37/32	= 312 kg
appuis 2 × 49 kg/m × 1/5	= 20 kg
	514 kg/m

La *comparaison des deux propositions* s'établit dès lors comme suit.

I. *Béton de qualité.* Dalles de 17 cm
Poutres maîtresses 45.245 : béton $\beta = 300$ kg/cm²
Armature $F_a = 174$ cm² : acier $\sigma_s = 3500$ kg/cm²
Appui : 45.300 cm² avec 200 cm² d'acier.

II. *Béton haute résistance.* Dalle de 14 cm.
Poutres maîtresses 40 · 235 : béton $\beta = 450$ kg/cm²
Armature $F_a = 135$ cm² : acier $\sigma_s = 4250$ kg/cm²
Appui : 40 · 275 avec 184 cm² d'acier.

On trouve, grâce à cette seconde proposition, une économie de profil libre, pour le béton, et un moindre poids d'acier ; le kilog d'armature haute résistance ($\sigma_s = 4250$) ne coûtant guère plus que celui d'acier spécial ($\sigma_s = 3500$) prévu à l'Ordonnance, le contre-projet, garanti par les qualités effectives des matériaux utilisés, conduit à une économie de 16 % du béton et de 8,5 % du poids d'acier.

Le calcul est évidemment moins simple que celui par la méthode de Navier, mais il renseigne l'ingénieur sur la sécurité effective de son travail ; ce qui paraît de grande importance, s'il s'agit d'ouvrages à lourdes responsabilités.

DIVERS

Exposition internationale de l'art des jardins, des cimetières, de l'urbanisme et habitations légères de week-end. Genève 1938 (15 avril-15 juillet).

Pour la première fois à Genève les constructeurs suisses et étrangers sont conviés à exposer des constructions légères de « week-end ».

L'exposition qui sera placée dans un des plus beaux parcs de Genève, comprendra aussi des plans, maquettes, photos, etc.

Le délai d'inscription est fixé au 15 novembre 1937.

Toutes demandes de renseignements, ainsi que les bulletins d'inscription doivent être envoyés au secrétariat général de l'Exposition, rue de Lausanne 112, à Genève.

Les nouvelles voitures légères en acier des C. F. F.

On nous fait observer que le *bogie* que représente la figure 7, page 270, de notre numéro 21, du 9 octobre dernier, se rapporte non pas aux voitures légères en acier, mais aux trains automoteurs rapides qui seront mis en service prochainement.

Deux nominations.

Celle de M. *Fernand Chenaux*, ingénieur, directeur du Ier arrondissement des Chemins de fer fédéraux, au poste de « chargé du cours d'exploitation des chemins de fer », à l'Ecole d'ingénieurs de l'Université de Lausanne ;

celle de notre cher collaborateur *Jean Peitrequin*, ingénieur, à la magistrature de Conseiller municipal de la Ville de Lausanne, direction des Travaux.

CORRESPONDANCE

La montagne des brevets suisses.

Les notes parues sous ce titre dans nos deux derniers numéros nous ont valu toute une correspondance. Nous extrayons le passage suivant d'une lettre émanant d'un professeur d'une Université suisse :

« L'industrie suisse moyenne est aujourd'hui très mal protégée par les brevets suisses ; dans certains cas elle est même écrasée par le poids de brevets de tous genres, aussi quelque chose doit être fait de la part de notre gouvernement. »

NÉCROLOGIE

Maurice de Blonay, ingénieur.

MAURICE DE BLONAY

A Nyon, est décédé récemment dans sa cinquante-sixième année, après une longue maladie, M. Maurice de Blonay-van Muyden, ingénieur, qui s'était spécialisé dans la construction des chemins de fer.

Maurice de Blonay était né en 1882 et avait obtenu, en 1905, son diplôme de l'Ecole d'ingénieurs de Lausanne. Il fut, de 1905 à 1909, ingénieur à l'entreprise du chemin de fer à crémaillère Chamonix-Montenvers, comme conducteur de travaux, sous-chef, puis chef de section ; de 1909 à 1912, ingénieur-directeur à la Société anonyme Ceretti-Tafani de Milan, chargé des études et de la construction de la première section du funiculaire aérien de l'Aiguille du Midi-Mont Blanc ; de 1912 à 1918, ingénieur au bureau de Vallière et Simon, à Lausanne, puis ingénieur en chef de la Société anonyme de travaux Dyle et Bacalan, de Paris, chargé des études et de la construction du chemin de fer électrique Nyon-Saint-Cergue-Morez ; lors de l'inauguration du Saint-Cergue-Morez, en septembre 1921, il reçut de M. Vidal, alors sous-secrétaire d'Etat, la croix de la Légion d'honneur. Il fut également chargé des études et de la construction de la deuxième section du funiculaire aérien qui, dans la vallée de Chamonix, conduit les touristes des Pèlerins au sommet de l'Aiguille du Midi, funiculaire inauguré en août 1927 et qui permet d'arriver sans fatigue aux Grands Mulets. Il s'occupa aussi du funiculaire du Pic du Midi de Bigorre, du Cannes à super-Cannes,