Zeitschrift: Bulletin technique de la Suisse romande
Band: 53 (1927)
Heft: 15

Artikel: Etudes expérimentales sur des constructions en béton armé
Autor: Guidi, Camille
DOI: https://doi.org/10.5169/seals-41074

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

Coût des installations.

Le montant des frais de construction proprement dits de l'usine et de ses dépendances est le suivant:

	Fr.
Frais généraux de construction, outillage, force motrice, matériel de transport et manutentions, terrains, droits de passage et de riveraineté	2 400 000.—
Routes d'accès, raccordement au chemin de fer, barrage et amorce d'écluse, prise d'eau et bassin de décantation, canal de fuite, travaux de protections des rives, bâtiments de l'usine et ses fondations, bâtiment de l'appareillage 11 000 V, ateliers de montage et réparations	12 800 000.—
Vannes et appareils de levage, installations mécaniques et électriques . . .	7 900 000.—
Fr.	23 100 000.—

Cette somme de Fr. 23 100 000.— ne contient pas les frais de constitution du capital, les intérêts intercalaires, le poste de transformation à 120 000 V, le bâtiment d'administration et les maisons ouvrières, qui sont tout autant de postes pouvant fausser une comparaison avec d'autres usines similaires.

Dans les conditions actuelles, et en tenant compte du débit caractéristique d'étiage de 120 m³/sec. d'un débit maximum de 500 m³/sec. environ que peuvent absorber les turbines dans les meilleures conditions de chute de 10,2 m environ, la production totale annuelle d'énergie peut atteindre 190 millions de kWh dans une année moyenne, dont 82 millions de kWh d'énergie constante. La puissance maximum installée représente dans ces conditions 48 900 chevaux. Le coût d'établissement rapporté au kWh est donc de Fr. 0,122 ; au cheval installé, de Fr. 470.— Ce sont des chiffres certainement bas pour une usine-barrage, construite pendant les années 1920 à 1925, utilisant un débit voisin de 500 m³/sec. et possédant un barrage calculé pour laisser passer des crues de 1900 m³/sec.

Etudes expérimentales sur des constructions en béton armé

par le Professeur Camille GUIDI, ingénieur.
Traduction de M. A. PARIS, ingénieur-conseil, professeur à l'Université de Lausanne.

La XIme session de l'« Association italienne pour l'étude des matériaux de construction », que j'ai eu l'honneur de présider en mai et juin 1926 à Turin, a occasionné quelques essais de constructions en béton armé, établies dans l'enceinte de la Exposition internationale d'édilité.

De précieuses collaborations ont permis d'exécuter ces ouvrages dans les meilleures conditions. Le Ministère des travaux publics et la Commune de Turin ont bien voulu subventionner les recherches. De son côté, l'entreprise Bocca et Comoglio a gracieusement fourni les matériaux et les équipes ; la collaboration de MM. Gianoletti, Pozzo et Negri, ingénieurs, et de M. Comoglio, géomètre, a assuré aux ouvrages les éléments de qualité et tous les soins désirables. Ces essais devant profiter aux techniciens comme aux praticiens, nous adressons ici nos vifs remerciements aux Administrations, aux entreprises et aux collègues qui les ont rendus possibles.

Nous avons réalisé deux types de planchers, un portique à deux étages et une construction spéciale, imaginée par l'auteur de ces lignes pour permettre l'étude des déformations élastiques et du régime statique d'un barrage voûté à arche unique.

L'imperméabilité de la voûte du barrage a été assurée d'une manière remarquable par la Société italienne de métallisation Sismondi, ingénieur, qui a fait gratuitement l'application de son procédé. Nous l'en remercions ici.

D'autres collaborateurs méritent d'être nommés. Ce sont d'abord les assistants de l'Ecole polytechnique royale, pour leur prévenance et leur clairvoyance ; ce sont encore MM. Fano et Sulliotti, ingénieurs, qui, par intérêt pour nos recherches, engagèrent l'entreprise Nebiolo à nous prêter le matériel de chargement ; ce sont de même MM. Audoli et Bertola, qui ont participé à l'essai de la digue sous charge hydrostatique.

Résultats d'essai de laboratoire des matériaux employés.

Le ciment provenait de la fabrique de Morano Pò ; ses résistances en mortier normal (1 poids de ciment pour 3 de sable normal, avec 9 % d'eau de gâchage) ont atteint

	à 7 jours	à 28 jours
Traction	33,4 kg/cm²	37,7 kg/cm²
Compression	339 »	480 »

De son côté, le béton prélevé au chantier de construction a donné à l'écrasement 248 kg/cm², après 46 jours.

L'épreuve par traction de barrettes du fer employé a donné les résultats suivants :

Tableau I.

Calibre mm	CHARGE limite apparente kg/mm²	CHARGE rupture kg/mm²	Allongement %	REMARQUES
5	30,0	41,5	32,0	Rupture dans le secteur utile
8	60,0	83,4	31,0	» »
10	34,4	45,0	29,0	» »
12	30,0	41,7	31,5	» »
18	39,4	58,3	22,7	» »
20	28,6	39,5	30,0	» »
22	29,8	40,3	31,0	» »
24	27,8	40,0	31,3	» »
28	38,2	50,3	25,0	Essai exécuté sur éprouvette normale de 20 mm.

Planchers.

La fig. 1 représente schématiquement l'agencement des deux dalles sur plan rectangulaire. Celles-ci sont portées chacune par quatre poteaux de 25 × 25 cm², hauts de

2, 50 m. et espacés entre axes de 2,80 m. en sens transversal et de 5,25 m. en sens longitudinal. Deux linteaux transversaux de 25 × 25 cm² relient ces poteaux par leurs sommets. Les ossatures porteuses des deux planchers sont semblables ; elles se composent de nervures longitudinales placées à 37 cm. d'axe en axe ; ces poutrelles reposent sur les linteaux, qu'elles dépassent par des encorbellements de 1,10 m. Une nervure transversale raidit les planchers au milieu, et une bordure les encadre. Un hourdis armé de 5 cm. recouvre l'ensemble. Les planchers ont 21 cm. de haut, hourdis compris ; les nervures ont 8 cm. de large. Les nervures sont armées de deux barres de 14 mm., dont l'une remonte à la face supérieure auprès des encastrements ; les encorbellements sont armés haut et bas d'un acier de 10 mm. Les linteaux ont deux barres droites inférieures de 14 mm., deux autres barres de même calibre sont coudées près des extrémités ; deux aciers de 8 mm. arment la face supérieure.

La nervure de raidissement a deux barres de 10 mm., l'une en haut et l'autre en bas. Les piliers ont 4 aciers de 8 mm. Toutes les armatures sont solidarisées par les étriers nécessaires.

L'un des planchers se réduit à cette simple ossature ; l'autre, au contraire, a ses nervures prises entre des blocs artificiels creux, qui remplissent l'intervalle.

Le but des recherches était de fixer si les blocs creux, outre leurs avantages connus, avaient celui d'augmenter la résistance du plancher. La charge accidentelle, prévue à 300 kg/m², a été réalisée par des boulets de fonte de 28 kg. chacun. Les déformations de la nervure centrale ont été mesurées par trois fleximètres Griot, placés au milieu de la portée et au droit des linteaux.

Le tableau qui suit indique en millimètres les flexions constatées ; f et f_1 représentent les flèches nettes de toutes déformations d'appuis. (Tableau II.)

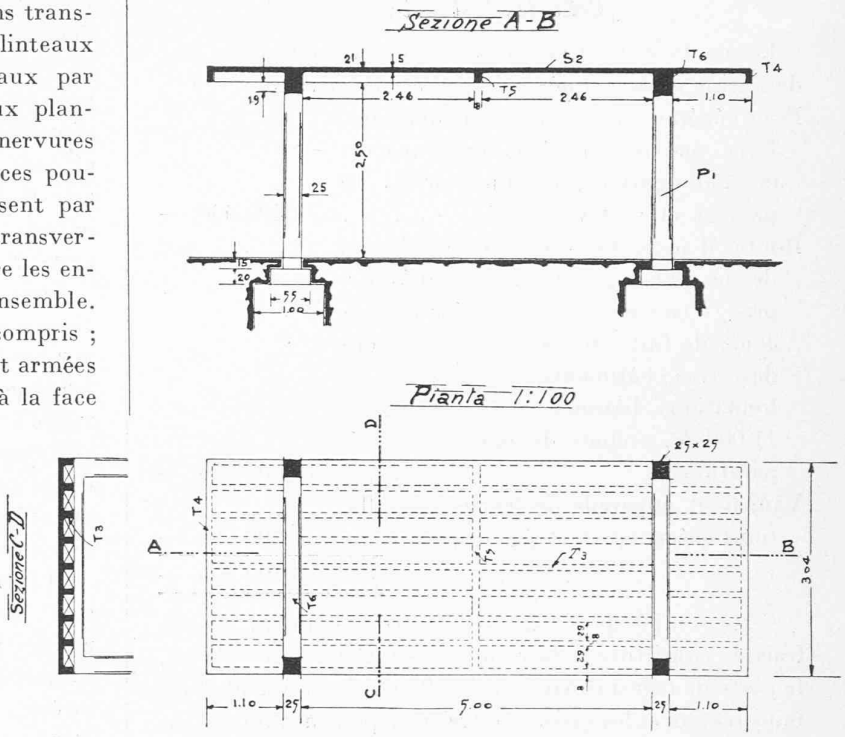

Fig. 1.

Ces résultats montrent clairement l'augmentation de rigidité résultant de l'adjonction des corps creux.

Toutes conditions égales d'ailleurs, les flèches varient en proportion inverse des moments d'inertie des profils résistants ; la dernière colonne du Tableau II montre que l'adjonction des corps creux a augmenté notablement ces moments d'inertie ; cette augmentation s'est visiblement modérée à mesure de l'extension de la charge de part et d'autre de la nervure observée. Statiquement parlant, les corps creux soulagent la nervure chargée en intéressant ses voisines à sa résistance ; mais ce soulagement devait naturellement diminuer à mesure que la charge s'étendait à d'autres nervures. L'expérience

Tableau II.

PLANCHER A CORPS CREUX				PLANCHER SANS CORPS CREUX				$\frac{f_1}{f}$	CONDITIONS DE CHARGE
Appui Est	Milieu	Appui Ouest	f	Appui Est	Milieu	Appui Ouest	f_1		
0	0,26	0	0,26	0	0,48	0	0,48	1,84	Charge de 20 boulets de 28 kg sur la nervure centrale, à l'exclusion des encorbellements ; en tout 560 kg.
0,01	0,80	0,02	0,79	0,02	1,48	0,04	1,45	1,84	Charge comme ci-dessus, augmentée d'une charge égale sur chaque nervure adjacente ; en tout 1680 kg.
0,02	1,33	0,05	1,30	0,06	2,19	0,07	2,13	1,64	La charge est étendue à une autre paire de nervures adjacentes ; elle fait en tout 2800 kg.
0,02	1,83	0,07	1,79	0,08	2,83	0,08	2,75	1,54	Idem, en tout 3920 kg.
0,02	2,11	0,07	2,07	0,08	3,18	0,08	3,10	1,50	Charge comme ci-dessus, mais complétée par la demi-charge sur les nervures bordures ; en tout 4480 kg.
0,07	1,72	0,12	1,63	0,12	2,75	0,12	2,63	1,61	Les encorbellements sont également chargés ; charge totale 6272 kg.

montre néanmoins que le soulagement, au lieu de s'annuler, est resté sensible même sous la charge complète ; les corps creux ajoutent donc effectivement à la résistance de la construction, tant par la légère augmentation du béton que par leur adhérence aux nervures. Le bénéfice s'accentue quand les charges diminuent, comme l'a montré l'augmentation du rapport des flèches, quand on a chargé les encorbellements.

Toutefois, le jointoyage des corps creux, en sens parallèle aux nervures, laisse forcément à désirer dans la construction courante ; de plus, on ne peut pas se fier à la résistance du mortier à la traction ; il faut dès lors rester prudent dans l'estimation de ce renforcement.

Portique double.

Le double portique, représenté en section verticale par la fig. 2 et en plan par la fig. 3, comporte deux étages portés par quatre piliers de 18 × 22 cm² de section, hauts de 6 m. et armés de 4 fers ronds de 12 mm. Les poteaux sont encastrés à leur pied par un dé de fondation ; ils sont espacés de 3 m. en sens longitudinal et de 2 m. en sens transversal. Ils sont solidarisés aux deux niveaux de 3 m. et 6 m. par des architraves de 18 × 22 cm² armées de deux fers inférieurs de 10 mm. et de deux supérieurs de 8 mm. Toutes les armatures sont pourvues des étriers nécessaires.

Un solivage en bois, destiné à recevoir les charges, repose sur les architraves.

Les tractions horizontales agissent sur le portique à la hauteur des deux étages, en prenant appui sur un échafaudage en bois, placé vis-à-vis d'une des faces transversales. Un bois, qui s'appuyait seulement contre les extrémités de l'architrave postérieure de chaque étage, recevait en son milieu l'attache du câble tracteur ; celui-ci passait sur une poulie à billes, fixée à l'échafaudage, et portait le plateau des charges provoquant la traction. Chacun des deux câbles répartissait ainsi son action également sur les deux cadres longitudinaux, à la hauteur des deux étages.

La sollicitation résultait aussi de charges par boulets de 28 kg, et la fig. 3 en représente la disposition sur un des planchers. La recherche visait l'étude de poussées horizontales simulant l'effet des secousses ondulatoires de tremblements de terre sur la construction.

La mesure des déformations élastiques avait lieu comme suit : on avait fixé une poulie montée sur billes au milieu de chacune des deux architraves opposées à celles qui transmettent les tractions ; un fin fil métallique, attaché au bâtiment voisin, passait dans la gorge et s'amarrait au terrain par un ressort à boudin bien tendu. Ces fils actionnaient deux fleximètres enregistreurs Rabut et deux Griot.

Des consoles métalliques, scellées à la base et au sommet des piliers inférieurs, servaient d'appui à des clino-

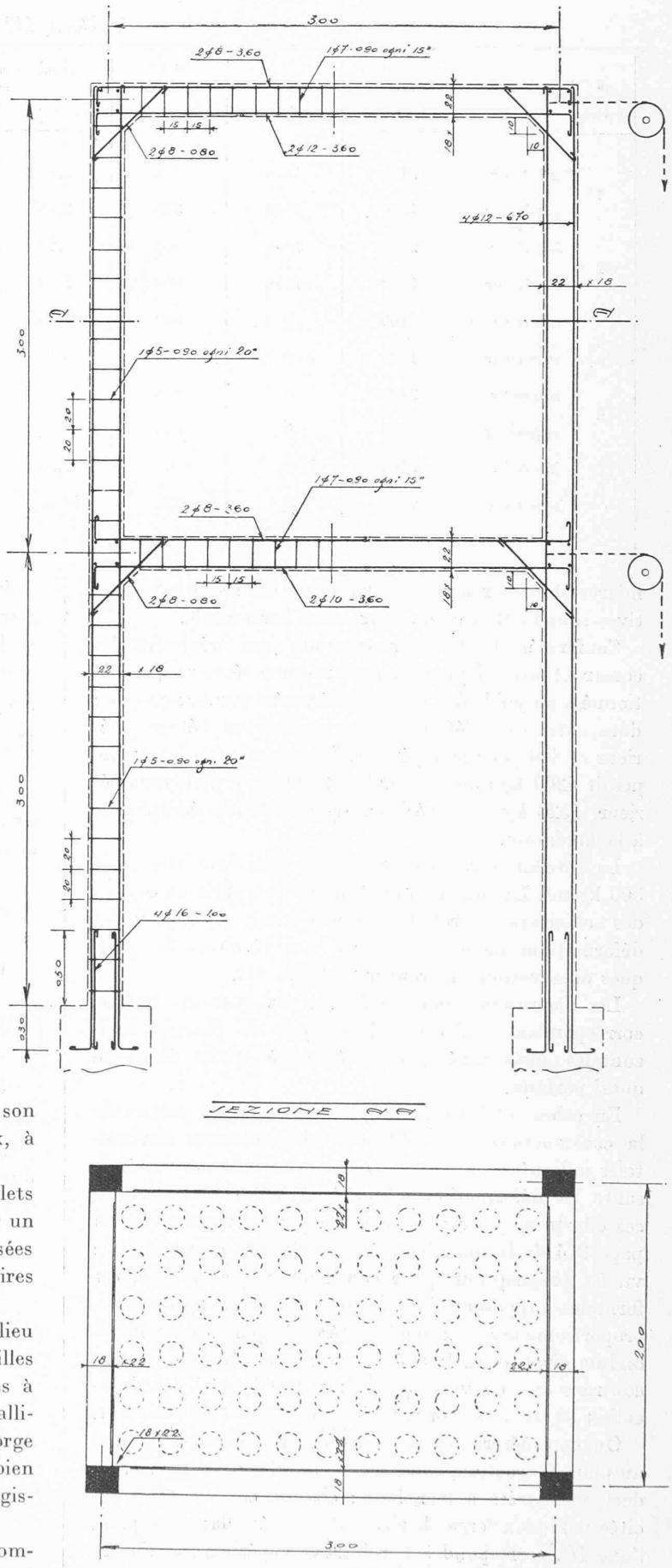

Fig. 2 et 3.

Tableau III.

N° d'ordre	Plan	Poids propre Kg.	Surcharge Kg.	Traction horizontale Kg.	Déplacement horizontal mm. maximum	Déplacement horizontal mm. résiduel	REMARQUES
1	inférieur	2100	1848	252	2,45	0,15	
	supérieur	1520	1848	308	3,80	0,25	L'expérience N° 2 a donné :
2	inférieur	2100	1848	532	5,10	0,22	Moyenne des rotations des sections des piliers sur fondations $\alpha = -0{,}001$;
	supérieur	1520	1848	560	7,70	0,45	idem au sommet des piliers inférieurs $\beta = -0{,}001$.
3	inférieur	2100	0	532	5,60	0,09	
	supérieur	1520	0	560	8,10	0	
4	inférieur	2100	0	840	10,20	1,10	
	supérieur	1520	0	840	15,00	1,10	
5	inférieur	2100	0	0	5,30	0,10	
	supérieur	1520	0	980	10,00	1,40	

mètres Mantel, relevant les rotations des sections respectives sous l'influence de la traction horizontale.

Conformément aux prescriptions qui régissent les constructions asismiques, ces tractions étaient proportionnées au poids des masses intéressées par la secousse ; dans notre cas, c'était 1/8 du poids pour l'étage inférieur et 1/6 pour le supérieur. La construction complète pesait 4200 kg ; on en attribua 2100 kg au plancher inférieur, 1520 kg au supérieur, et le solde immédiatement à la fondation.

La surcharge verticale des deux planchers atteignait 300 kg/m². La construction était un peu grêle en regard des sollicitations probables, car il fallait provoquer des déformations faciles à mesurer. Les résultats de quelques observations figurent au tableau III.

Les diagrammes des fleximètres enregistreurs Rabut, correspondant à l'action dynamique de charges horizontales instantanées, ont témoigné d'une élasticité quasi parfaite.

En calculant les sollicitations des diverses parties de la construction sous l'influence des tractions horizontales indiquées, on arrive à contrôler de manière intéressante les déformations observées. Strictement parlant, ces efforts ne peuvent se calculer par les formules de la page 274 de la quatrième édition de mes « Exercices » ; vu les prescriptions pour constructions asismiques, ces formules supposent l'application de forces horizontales proportionnelles aux poids intéressés par les secousses ondulatoires, et distribuées suivant la même loi ; ici au contraire on a convenu, pour simplifier l'expérience, de localiser les tractions horizontales comme il est dit plus haut.

On considérera les deux cadres verticaux, parallèles au plan de traction, comme des consoles du type Vierendeel, encastrées à leur base ; chaque console est sollicitée par deux forces horizontales situées dans son plan, l'une H_2, correspond à l'architrave supérieure et l'autre H_1, intéresse l'architrave inférieure.

Indiquons par $(m-1)$, m et $(m+1)$ les nœuds du sommet, de l'architrave inférieure et de l'insertion sur la base ; faisant alors, dans la formule générale de la travée Vierendeel à membrures parallèles (*Théorie des ponts*, 7e édition, page 201)

$$M_{m-1} = 0 \qquad M_m = -H_2 \,.\, h \qquad M_{m+1} = -h(H_1 + 2H_2),$$

nous obtenons les formules suivantes dans lesquelles les symboles et leur signification sont les mêmes que pour la théorie générale de ces travées

$$M'_m = \pm \frac{M_m}{4} \qquad M'_{m+1} = \pm \frac{1}{4}(M_{m+1} - M_m)$$

$$V_{m-1} = \frac{H_2}{2} \qquad V_m = \frac{H_1}{2}$$

$$M'_{v_{m-1}} = \frac{M_m}{4} \qquad M'_{v_m} = \frac{M_{m+1}}{4}$$

$$\mathfrak{T}'_{m-1} = \frac{M_m}{2h} \qquad \mathfrak{T}'_m = \frac{M_{m+1}}{2h}.$$

Vu que $\mathfrak{J} = \sim J$ et $\lambda = h$, la formule (131) de ce livre fournit les équations suivantes :

$$8M''_m - M''_{m+1} = -T_{m+1} \cdot \frac{h}{4}$$

$$8M''_{m+1} - M''_m = T_m \cdot \frac{h}{4}$$

d'où résulte

$$M''_m = \frac{h}{252}(T_m - 8\,T_{m+1})$$

$$M''_{m+1} = \frac{2}{63}\,h(T_m - \frac{1}{8}\,T_{m+1}).$$

De plus, la condition

$$T_m = -H_2 \qquad T_{m+1} = -(H_1 + H_2)$$

fait

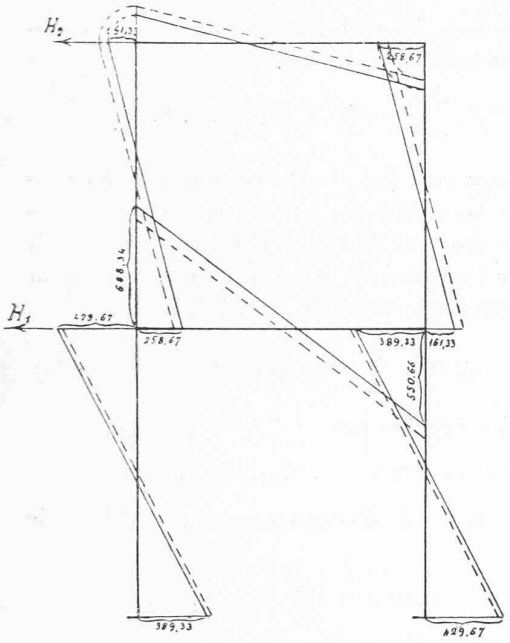

Fig. 4.

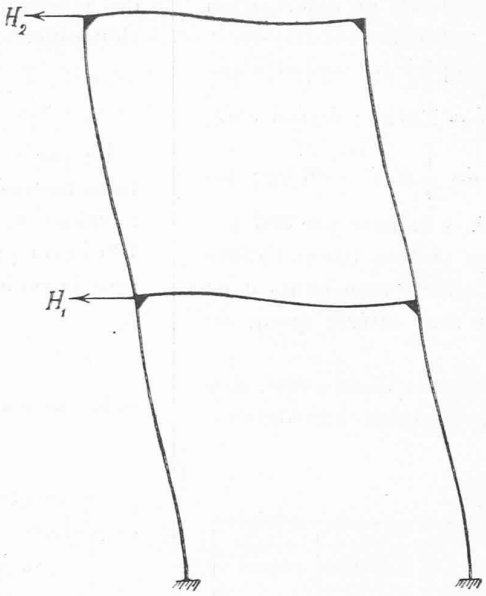

Fig. 5.

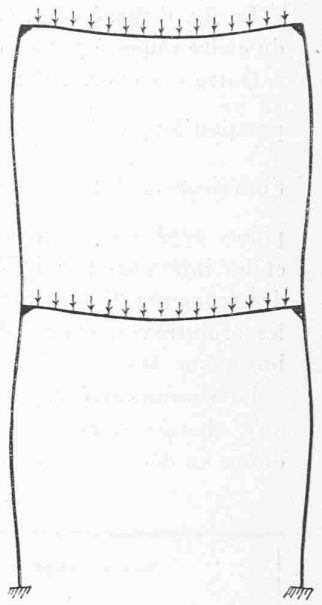

Fig. 6.

$$M''_m = \frac{h}{252}(8H_1 + 7H_2)$$

$$M''_{m+1} = -\frac{h}{252}(7H_2 - H_1).$$

On a en outre

$$\mathfrak{T}''_{m-1} = 2\frac{M''_m}{h} \qquad \mathfrak{T}''_m = 2\frac{M''_{m+1} - M''_m}{h}.$$

Au second essai, les tractions

$$H_1 = \frac{532}{2} = 266 \text{ kg} \qquad H_2 = \frac{560}{2} = 280 \text{ kg} \qquad h = 3 \text{ m.}$$

donnent les valeurs

M_m	$= -840$ mkg	M_{m+1}	$= -2478$ mkg
M'_m	$= \mp 210$ »	M'_{m+1}	$= \mp 409{,}50$ »
$M'_{v_{m-1}}$	$= \pm 210$ »	M'_{v_m}	$= \pm 619{,}50$ »
M''_m	$= 48{,}67$ »	M''_{m+1}	$= -20{,}17$ »

Tenant compte de

$$\overline{M}_m = M'_m + M''_m \; ; \; \overline{M}_{m+1} = M'_{m+1} + M''_{m+1}$$

$$\overline{\mathfrak{T}}_{m-1} = \mathfrak{T}'_{m-1} - \mathfrak{T}''_{m-1}$$

$$\overline{M}_{v_{m-1}} = M'_{v_{m-1}} - M''_m \; ; \; \overline{M}_{v_m} = M'_{v_m} - (M''_{m+1} - M''_m);$$

$$\overline{\mathfrak{T}}_m = \mathfrak{T}'_m - \mathfrak{T}''_m$$

on obtient en mkg les moments aux sections d'encastrement des diverses pièces [1].

La fig. 4 donne les diagrammes correspondants des moments fléchissants, et la fig. 5 représente, fortement amplifiée, l'allure approximative des déformations.

[1] Si la traction avait été répartie aux quatre angles de chaque étage, on aurait eu (v. *Exercices*, 4e édition, page 274) aux encastrements des architraves supérieures et au sommet des piliers supérieurs . . . 250,8 mkg.
à la base des piliers supérieurs . . . . . 169,2 »
à l'insertion des architraves inférieures . . . . . 495,9 »
au sommet des piliers inférieurs . . . . . 326,7 »
à la base » » » . . . . . 492,3 »

Tableau IV.

Section d'encastrement	du côté de la traction	du côté opposé
aux encastrements de l'architrave supérieure et aux sommets des piliers supérieurs	—161,33	+258,67
à la base des piliers supérieurs	+258,67	—161,33
aux encastrements des architraves inférieures.	—688,34	+550,66
au sommet des piliers inférieurs. . . .	—429,67	+389,33
à la base » »	+389,33	—429,67

En sus des flexions indiquées, les architraves supportent les forces suivantes : la supérieure, une traction de 140 kg et un effort tranchant de — 172 kg ; l'inférieure, une traction de 133 kg et un effort tranchant de — 367 kg.

Les piliers supérieurs supportent un effort tranchant de — 140 kg.

Les piliers inférieurs supportent un effort tranchant de — 273 kg, en sus d'efforts axiaux de ± 140 kg. et ± 533 kg.

Les architraves subissent la charge verticale de 400 kg/m de leur poids propre, plus la charge accidentelle ; introduisant cette valeur $p = 400$ kg/m, avec $l = 1{,}50$ m., dans les formules de la page 269 des « Exercices », on obtient en mkg les moments que voici :

à l'encastrement de l'architrave supérieure et au sommet des piliers supérieurs . . $-\frac{5}{21}pl^2 = -214{,}29$ mkg.

à la base des piliers supérieurs $\frac{4}{21}$ » $= +171{,}43$ »

à l'encastrement des architraves inférieures . . . $-\frac{2}{7}$ » $= -257{,}14$ »

au sommet des piliers inférieurs $-\frac{2}{21}$ » $= -85{,}71$ »

à la base des piliers inférieurs $\frac{1}{21}$ » $= +42{,}86$ »

La fig. 6 représente, exagéré, le mode de déformation du cadre sollicité par les charges verticales.

Outre ces efforts, l'architrave supérieure supporte une pression longitudinale de $\frac{3}{14} p \,.\, l = 129$ kg ; de son côté, l'inférieure subit une traction de $\frac{1}{7} p \,.\, l = 86$ kg ; les piliers supérieurs sont comprimés à la base par 987 kg, et les inférieurs par 1974 kg. Ces chiffres fixent l'allure des moments fléchissants et des efforts tranchants dans les architraves, efforts d'ailleurs sans intérêt quant au but même de cet essai.

La somme algébrique des moments fléchissants, dus aux charges verticales et aux tractions horizontales, donne en définitive, en mkg :

Tableau V.

Section d'encastrement	du côté de la traction	du côté opposé
aux encastrements de l'architrave supérieure et aux sommets des piliers supérieurs	—376	+44
à la base des piliers supérieurs	+430	+10
aux encastrements de l'architrave inférieure	—945	+294
au sommet des piliers inférieurs. . . .	—515	+304
à la base » »	+432	—387

Les dimensions et les armatures des diverses parties de la construction, telles qu'elles sont indiquées précédemment, provoquent les sollicitations maxima des matériaux au droit de l'encastrement des architraves inférieures, du côté de la traction.

Les goussets d'encastrement reportent la sollicitation maximum à leur extrémité, sous un moment fléchissant réduit à 650 mkg environ. Cette section a, selon notations convenues, les dimensions

$$y = 3{,}8 \text{ cm} \quad J = 3230 \text{ cm}^4 \quad F_m = 1 \text{ cm}^2 \quad F'_m = 1{,}57 \text{ cm}^2.$$

Négligeant le léger effort de traction qui sollicite en même temps l'architrave, on trouve

$$\sigma_c = 65\,000 \times 3{,}8 : 3230 = 76 \text{ kg/cm}^2$$
$$\sigma_m = 760 \times 16{,}8 : 3{,}8 = 3360 \text{ kg/cm}^2.$$

La construction doit son excellente tenue, sous le complexe des charges verticales et horizontales, à la bonne qualité de ses matériaux, béton et fer (limite apparente d'élasticité des barres de 8 mm constatée égale à 6 t/cm²).

Dans ces conditions, le béton doit avoir largement contribué à la résistance à la traction ; les formules précédentes en faisant abstraction, les tensions maxima effectives en auront été bien diminuées dans le béton et dans l'armature. La recherche des tensions maxima dans les autres travées du portique n'a pas d'intérêt. Mais nous contrôlerons par le calcul les déplacements mesurés à l'expérience.

Faisant abstraction de l'influence des efforts axiaux et tranchants, et admettant le sens positif opposé à la force de traction, nous avons, pour la ligne élastique des piliers inférieurs du côté opposé à l'attache, l'équation différentielle

$$-EJ \,.\, \frac{d^2y}{dx^2} = M_x = M_A + A \,.\, x.$$

Le poids propre n'a pas d'influence sur les déformations mesurées ; on n'en a dès lors pas tenu compte dans l'évaluation du moment M_x. Ce poids propre atteignait 100 kg/m pour l'architrave ; le moment d'encastrement sous la seule surcharge verticale se réduit à

$$42{,}86 \times \frac{3}{4} = 32{,}15 \text{ mkg}$$

et le moment total résulte par

$$429{,}67 - 32{,}15 = 397{,}52 \text{ mkg}.$$

La réaction finie A d'encastrement se déduit de l'équation

$$397{,}52 + A \,.\, 3 = -389{,}33 + \frac{3}{4}\, 85{,}71$$

qui donne

$$A = -240{,}86 \text{ kg}.$$

Exprimé en cm/kg, le moment ressort donc à

$$M_x = -EJ \frac{d^2y}{dx^2} = 39\,752 - 240{,}86 \,.\, x.$$

Remarquons que la base a subi une rotation de

$$\alpha = -0{,}001$$

l'intégration en résulte dès lors par

$$EJ\left(0{,}001 + \frac{dy}{dx}\right) = -39\,752x + 240{,}86\,\frac{x^2}{2}$$

La condition

$$y = 0 \quad \text{pour } x = 0$$

donne en seconde intégration

$$EJ(0{,}001\,x + y) = -39\,752\,\frac{x^2}{2} + 240{,}86\,\frac{x^3}{6}.$$

L'âge et la qualité du béton font admettre le module d'élasticité

$$E = 200\,000 \text{ kg/cm}^2.$$

Si l'on fait en outre

$$x = 300 \text{ cm} \qquad J = 18 \,.\, 22^3 : 12 = 15\,972 \text{ cm}^4$$

on trouve

$$f_1 = -0{,}52 \text{ cm}$$

valeur qui concorde avec la flèche observée.

On trouve de manière analogue, pour le pilier supérieur,

$$M_A = 161{,}33 - \frac{3}{4}\,171{,}43 = 32{,}76 \text{ m/kg}$$

$$32{,}76 + A \,.\, 3 = -258{,}67 + \frac{3}{4}\,214{,}29$$

d'où $\qquad A = -43{,}57$ kg

et conséquemment

$$-EJ \cdot \frac{d^2y}{dx^2} = 3276 - 43{,}57x$$

$$EJ\left(\beta - \frac{dy}{dx}\right) = 3276x - 43{,}57\frac{x^2}{2}$$

$$EJ(\beta x - y) = 3276\frac{x^2}{2} - 43{,}57\frac{x^3}{6}.$$

En introduisant

$$x = 300 \qquad \beta = -0{,}001 \qquad EJ = 3\,194\,400\,000$$

on obtient $\qquad f_2 = -0{,}28$

valeur qui, ajoutée à la flèche du pilier inférieur, donne

$$f = f_1 + f_2 = -0{,}80 \text{ cm}$$

flèche de peu supérieure à celle accusée par l'expérience. La rigidité de la construction explique cette différence.

Ces résultats montrent l'aptitude des constructions en béton armé à résister aux tremblements de terre, à condition d'être exécutées en *bons matériaux et selon les règles de l'art*; les récents tremblements de terre du Japon l'ont d'ailleurs prouvé. *(A suivre.)*

La vente à crédit d'appareils et d'installations électriques.

En vue de stimuler le marché de l'énergie électrique pour les usages domestiques, les *Berliner Städtische Elektrizitätswerke A. G.* ont institué un système de ventes à crédit qui paraît produire des résultats très intéressants. En voici le principe : les Berliner E. W. n'interviennent pas dans les opérations d'achat des appareils ou de pose des installations, qui sont affaires entre les clients et les installateurs-électriciens, mais ils « financent » la vente à crédit, en avançant, comptant au vendeur le prix des appareils vendus ou une partie du prix des installations et en se remboursant au moyen de versements mensuels effectués par l'acheteur. Les modalités de ces ventes à crédit sont différentes selon qu'il s'agit d'*achats d'appareils* ou *d'installations de distribution d'énergie.*

Appareils. — L'acheteur peut se libérer moyennant : 1° soit un versement comptant de 10 % du prix courant de l'appareil et 10 mensualités égales pour couvrir les 90 autres centièmes plus une majoration de 10 % dudit prix ; 2° soit un versement comptant de 30 % du prix courant et 5 mensualités égales pour les 70 % restants plus une majoration de 5 %. Minimum du versement au comptant et de chaque mensualité : 3 M. Les versements au comptant sont faits par l'acheteur entre les mains du vendeur, tandis que les acomptes mensuels sont encaissés chez l'acheteur par les Berliner E. W. en même temps que les factures mensuelles pour la consommation d'énergie. Quant au vendeur, son compte de chèques postaux est immédiatement crédité par les Berliner E. W. du solde, non payé par le client, du prix de vente, déduction faite d'une ristourne égale à 4 % de ce prix. La majoration, à la charge du client, de 10 % ou 5 %, du prix de vente et cette ristourne de 4 % à la charge du vendeur sont destinées à indemniser les Berliner E. W. de leurs dépenses et de la perte d'intérêt sur les avances qu'elles font aux vendeurs.

Sont admis, sans autres, à cette vente à crédit : 1° tous les appareils domestiques conformes aux normes de l'Association allemande des Electriciens ; 2° la lustrerie ; 3° les moteurs à courant continu, jusqu'à une puissance de 3 ch et les moteurs à courant triphasé jusqu'à 5 ch, le tout pour une somme n'excédant pas 500 marks, en principe, mais cette limite peut être dépassée et d'autres appareils peuvent être admis, après entente entre le vendeur et les Berliner E. W.

L'acheteur doit souscrire à une réserve de propriété des appareils en faveur du vendeur, cessible aux Berliner E. W. et valable jusqu'à paiement complet. Il doit s'engager à entretenir ces appareils en bon état, à les assurer contre l'incendie et, en cas de demeure, il reconnaît aux Berliner E. W. le droit de lui couper le courant.

Installations et branchements. — Les avances consenties aux installateurs ne sont plus calculées sur la base des prix effectifs mais à forfait, par exemple 2,80 M par mètre de conduite montante à deux conducteurs ; 3,50 M par mètre de conduite montante à trois conducteurs, etc., avec un maximum de 250 M. Bien entendu, le total de ces avances ne peut excéder le prix de l'installation. Le versement immédiat d'un acompte n'est plus exigé de l'acheteur qui se libère au moyen de mensualités identiques à celles de la vente d'appareils à crédit. Mais comme les Berliner E. W. ne peuvent se réserver utilement un droit de propriété sur les installations, l'installateur doit se porter caution envers elles pour les 80 % des avances et, en outre, effectuer un dépôt de garantie de 100 M.

XIme Congrès international d'architectes.

Ce congrès aura lieu à La Haye, Amsterdam et Rotterdam, du 29 août au 4 septembre prochain.

Thèmes : Les concours internationaux d'architecture. — La protection légale du titre d'architecte. — La protection des droits d'auteur. — Les relations entre l'architecte-conseil et l'entrepreneur-architecte. — Le développement artistique de l'architecture depuis 1900.

Finance d'admission : 14 florins (8 pour les dames).

Adresser les communications au *Comité permanent des Congrès internationaux d'architectes*, Amsterdam (Hollande), Vondelstraat, 19.

BIBLIOGRAPHIE

Eléments de géométrie infinitésimale, par *G. Julia*, professeur à la Faculté des Sciences de Paris. — Un volume in-8 raisin de 242 pages avec 15 figures, 1927. — Fr. 45. — *Gauthier-Villars & Cie* éditeurs, Paris.

Le présent livre contient les leçons professées à la Faculté des Sciences de Paris sur les *applications géométriques de l'Analyse*, en vue du certificat de calcul différentiel et intégral. Il peut servir d'introduction à l'étude des traités de Géométrie supérieure dont le type est le traité de Darboux.

L'auteur n'hésite pas à se servir de la méthode vectorielle, d'abord à cause des grandes simplifications d'écriture et d'exposition qu'elle offre quand on veut établir des théorèmes *généraux*, ensuite parce que dans une première étude des courbes et des surfaces elle rend des services analogues à ceux que rend la méthode cinématique du trièdre mobile [à laquelle elle est d'ailleurs intimement liée].

Mais, dans l'étude des problèmes *particuliers*, le choix judicieux de tel trièdre de coordonnées cartésiennes, ou de tel autre système de référence *canonique* qui convient spécialement à la nature géométrique du problème étudié, entraîne souvent des simplifications d'analyse au moins aussi grandes : c'est pourquoi l'auteur a conservé la méthode analytique en usant très souvent des coordonnées cartésiennes.

Voici un extrait de la table des matières : CHAPITRE I : *Théorie du contact. Enveloppes. Etude particulière des familles de droites ;* CHAPITRE II : *Etude des courbes gauches ou planes ;* CHAPITRE III : *Surfaces ;* CHAPITRE IV : *Représentation des surfaces les unes sur les autres.*