

**Zeitschrift:** Bulletin technique de la Suisse romande  
**Band:** 81 (1955)  
**Heft:** 15

**Artikel:** Problèmes techniques posés par la construction des nouveaux bâtiments du Comptoir Suisse à Lausanne  
**Autor:** Birchmeier, A. / Matter, F.  
**DOI:** <https://doi.org/10.5169/seals-61343>

### **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:** 01.04.2025

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

# BULLETIN TECHNIQUE DE LA SUISSE ROMANDE

Paraissant tous les quinze jours

**Abonnements :**  
Suisse : 1 an, 24 francs  
Etranger : 28 francs  
Pour sociétaires :  
Suisse : 1 an, 20 francs  
Etranger : 25 francs  
Prix du numéro : Fr. 1.40  
Ch. post. « Bulletin technique de la Suisse romande »  
N° II. 67 78, à Lausanne.  
**Expédition**  
Imprimerie « La Concorde »  
Terreaux 31 — Lausanne.  
**Rédaction**  
et éditions de la S. A. du  
Bulletin technique (tirés à  
part), Case Chauderon 475  
**Administration générale**  
Ch. de Roseneck 6 Lausanne

Organe de la Société suisse des ingénieurs et des architectes, des Sociétés vaudoise et genevoise des ingénieurs et des architectes, de l'Association des Anciens élèves de l'Ecole polytechnique de l'Université de Lausanne et des Groupes romands des anciens élèves de l'Ecole polytechnique fédérale.

Comité de patronage — Président: R. Neeser, ingénieur, à Genève; Vice-président: G. Epitiaux, architecte, à Lausanne; Secrétaire: J. Calame, ingénieur, à Genève — Membres, Fribourg: MM. P. Joye, professeur; † E. Latelin, architecte — Vaud: MM. F. Chenaux, ingénieur; A. Chevalley, ingénieur; E. d'Okolski, architecte; Ch. Thévenaz, architecte — Genève: MM. † L. Archinard, ingénieur; Cl. Groscurin, architecte; E. Martin, architecte — Neuchâtel: MM. J. Béguin, architecte; R. Guye, ingénieur — Valais: MM. J. Dubuis, ingénieur; Burgener, D. architecte.

Rédaction: D. Bonnard, ingénieur. Case postale Chauderon 475, Lausanne.

Conseil d'administration  
de la Société anonyme du Bulletin technique: A. Stucky, ingénieur, président;  
M. Bridel; G. Epitiaux, architecte; R. Neeser, ingénieur.

## Tarif des annonces

1/1 page	Fr. 264.—
1/2 »	» 134.40
1/4 »	» 67.20
1/8 »	» 33.60

Annonces Suisses S. A.  
(ASSA)



Place Bel-Air 2. Tél. 22 33 26  
Lausanne et succursales

SOMMAIRE : *Problèmes techniques posés par la construction des nouveaux bâtiments du Comptoir Suisse, à Lausanne*, par M. A. BIRCHMEIER, ingénieur; collaborateur : F. MATTER, ingénieur. — Société suisse des ingénieurs et des architectes : 64<sup>e</sup> assemblée générale. — *DIVERS* : 14<sup>e</sup> journée suisse de la technique des télécommunications. — BIBLIOGRAPHIE. — SERVICE DE PLACEMENT. — DOCUMENTATION GÉNÉRALE.

## PROBLÈMES TECHNIQUES POSÉS PAR LA CONSTRUCTION DES NOUVEAUX BÂTIMENTS DU COMPTOIR SUISSE, A LAUSANNE

par M. A. BIRCHMEIER, ingénieur. — Collaborateur : F. MATTER, ingénieur.

### I. Généralités

Le programme d'agrandissement des locaux du Comptoir Suisse s'est poursuivi de 1952 à 1954 par l'aménagement de toute la partie sud et est de la place de Beaulieu. Ce vaste complexe de bâtiments posait d'emblée le problème des joints de dilatation et de tassements. En effet, sur une longueur de près de 300 mètres le terrain de fondation a passé de la marne très tendre dans le voisinage des bâtiments existants à la molasse dure à l'angle des avenues Jomini et des Bergières. La pression sur le sol des fondations a ainsi varié de 1,5 à 5,0 kg/cm<sup>2</sup>. On a profité des différents types de bâtiments pour créer des joints à leurs extrémités. Les trois grands pavillons sont reliés entre eux par deux corps intermédiaires. Ceux-ci posant des problèmes statiques spéciaux, il était logique de les séparer entièrement des pavillons eux-mêmes. Comme le Pavillon I est relié aux bâtiments existants par un passage souterrain, celui-ci fut réalisé entièrement indépendant des autres constructions. A l'autre extrémité se trouvait le bâtiment d'angle séparé du Pavillon III. Enfin, plus à l'est, le bâtiment de l'entrée, de conception totalement diffé-

rente, devait, bien entendu, être indépendant des autres bâtiments.

Restait le problème de chaque pavillon proprement dit, qui mesurait 38 m sur 55 m. Cette dernière mesure se trouvant à la limite des longueurs possibles sans joints de dilatation on a préféré couper le bâtiment en deux, vu la légèreté de toute la construction et la grande rigidité des pignons aux deux extrémités. Au cours de ces deux dernières années, on a en effet constaté un mouvement dans la superstructure métallique de l'ordre de 20 mm et dans l'ossature en béton armé de 5 mm environ.

Comme le passage souterrain et le bâtiment d'angle ne posaient pas de problèmes dignes de remarques, nous ne donnerons ci-dessous que quelques précisions sur les pavillons, les corps intermédiaires et le bâtiment de l'entrée.

### II. Les pavillons sud

Les pavillons sud proprement dits, au nombre de trois, ont chacun une surface utile d'environ 2100 m<sup>2</sup> au niveau de l'avenue des Bergières et environ 1800 m<sup>2</sup>

au niveau de la place de Beaulieu. Comme la destination des locaux inférieurs permettait de prévoir des piliers intermédiaires, on a logiquement recouru à une construction en béton armé. Au niveau supérieur par contre, la surface complète devait être recouverte sans aucun appui intermédiaire. Les délais de construction impartis et devant être tenus coûte que coûte militaient en faveur d'une construction en acier qui, soigneusement étudiée, pouvait avec succès rivaliser économiquement avec une couverture en béton armé.

La destination des locaux obligeait les architectes à prévoir le raccordement en eau, électricité, gaz, etc., de n'importe quel point de la dalle. La chose n'était faisable qu'en prévoyant des caniveaux de distribution transversaux avec couvercles amovibles suffisamment profonds pour permettre les écoulements et raccordements nécessaires et suffisamment rapprochés les uns des autres. Comme la face inférieure de la dalle ne devait présenter aucun sommier apparent, il fallait prévoir une dalle assez épaisse pour y loger des aciers profilés enrobés, mais suffisamment légère pour rester économique. Finalement, on a prévu une dalle de 45 cm d'épaisseur brute totale, continue sur trois travées, deux de 8,60 m et une médiane de 14 m, avec nervures et double-dalle de 5 cm d'épaisseur chacune, les vides étant formés par des coffres en bois perdus. Cette disposition a le gros avantage d'éviter les remplissages entre nervures au droit des appuis pour les moments de flexion négatifs, remplissages qui auraient surchargé d'autant les sommiers. Les caniveaux de distribution sont ainsi prévus chaque fois entre les deux nervures et les différentes conduites de raccordement traversent l'âme des profilés noyés en des points convenablement choisis. Les profilés sont des DIE 34 et 36, renforcés aux appuis par des plaques soudées entre ailes. Ces porteurs reposent sur un groupe des huit colonnes en béton armé distantes de 6,60 m les unes des autres.

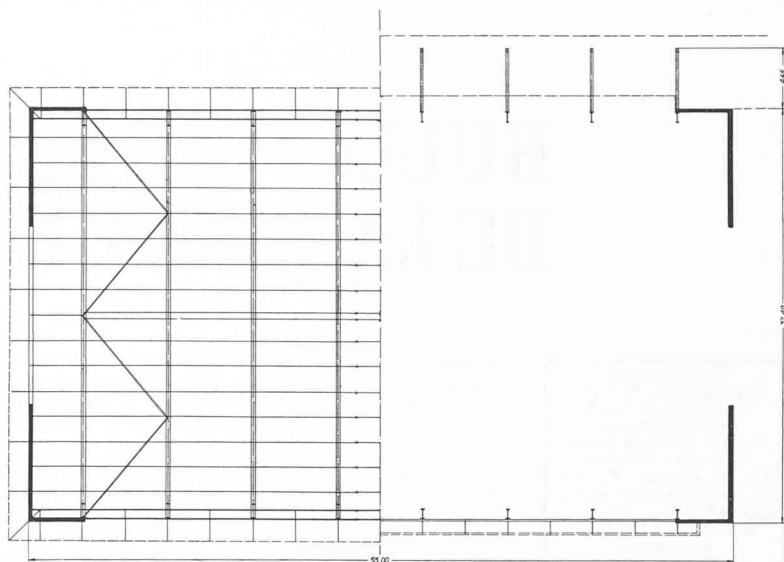


Fig. 1. — Pavillons sud — Plan de la charpente — Echelle 1 : 600.

Dans la travée médiane, les profilés sont interrompus pour créer le joint de dilatation central et sont ainsi en porte-à-faux de 3,30 m. La quantité moyenne de matériaux mis en œuvre par mètre carré de dalle supportant 500 kg/m<sup>2</sup> de surcharge, a été de 170 l de béton, 18 kg d'acier spécial, 3 kg d'acier rond ordinaire, 14 kg de profilés et 1,5 kg de treillis soudé, ce dernier rendu nécessaire pour prévenir d'éventuelles fissures de retrait dans la dalle inférieure formant plafond.

La charpente métallique supportant la couverture a été réalisée en gros par huit cadres à deux articulations de 32 m de portée, soudés, sur lesquels reposent des pannes en IPN 14 tous les 2 m environ. Les travées de rive des pannes ont été diminuées afin d'avoir partout le même profil et le même type de cadre. Les pannes sont coudées en élévation dans les travées de rive afin de former les pans est et ouest de la toiture. On a mis en soumission trois types de cadres. Le premier type prévoyait l'utilisation de DIE pour la traverse et pour les montants de DIE avec coupe biaisée de l'âme et réassemblage après retournement par soudure. Le second type,

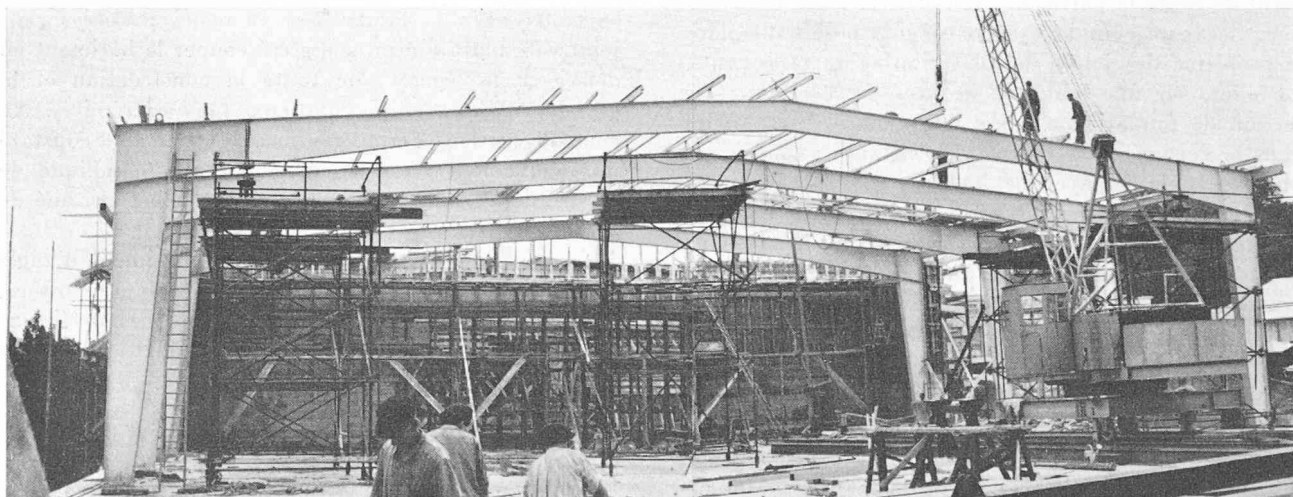


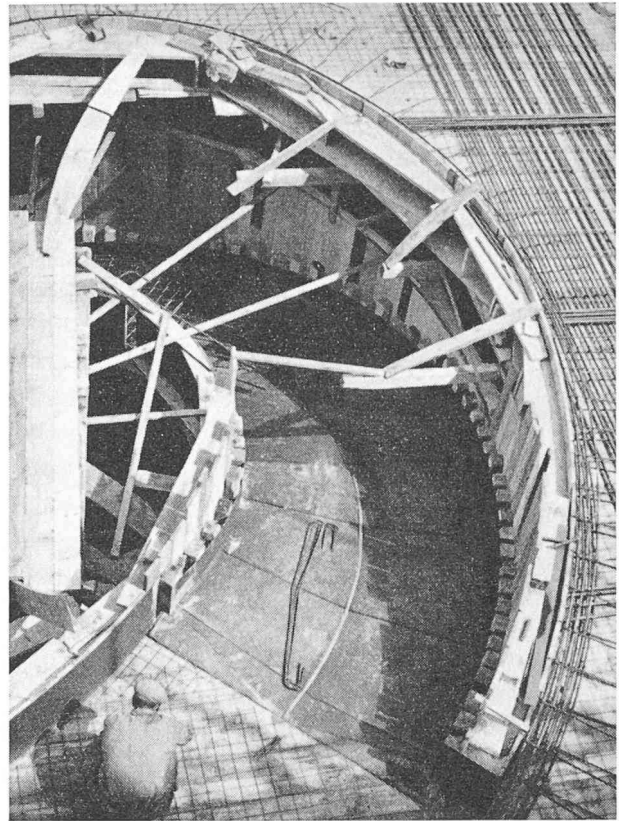
Fig. 2. — Pavillons sud — Montage de la charpente métallique.

plus léger, mais avec un travail de soudure plus important, consistait à utiliser des DIE plus petits en intercalant dans l'âme une tôle supplémentaire afin d'en augmenter la hauteur. La troisième solution, la plus légère, prévoyait l'utilisation de larges plats pour les ailes et de tôles pour les âmes, en faisant varier les épaisseurs pour tenir compte au mieux de la variation des efforts. On a été ainsi amené à prévoir pour cette solution des profils dissymétriques pour utiliser les contraintes admissibles, notamment pour les ailes comprimées, les limites admissibles au voilement selon les formules du professeur Stüssi. L'épaisseur de l'âme de la traverse, prévue par le calcul à 6 mm, a été toutefois admise à 8 mm pour des raisons pratiques de soudure. Il est à noter qu'aucun raidissement des âmes n'a été nécessaire pour assurer la sécurité au voilement. C'est cette troisième solution qui a été adoptée pour l'exécution grâce à sa réalisation économique malgré le travail important de soudures. Les plaques d'appui de ces cadres sont vissées à un dispositif préalablement noyé dans la dalle en béton armé permettant le réglage et la fixation exacte de ces plaques avant le bétonnage définitif de la dalle. Tout le système est ancré dans les retours des pignons en béton armé en évitant de ce fait tous contreventements verticaux fâcheux au point de vue esthétique. Seul un petit contreventement dans le plan des pannes et ancré dans les joues, assure la sécurité au déversement des traverses de cadres, car les pannes sont interrompues dans la travée médiane à cause du joint de dilatation. Le poids total de la charpente pour un pavillon est de 73 tonnes, soit 37 kg par mètre carré de surface couverte. Les cadres ont été montés en quatre pièces en atelier, puis déposés à proximité du chantier. Puis, au moyen d'une grue, la traverse était déposée à proximité des appuis et soudée en son milieu. Les montants étaient ensuite mis en place sur leurs appuis définitifs et étayés provisoirement par des échafaudages tubulaires formant plateforme de travail pour les soudeurs. La traverse était ensuite amenée en regard des montants et soudée à ceux-ci. Quelques soudures importantes exécutées sur place ont été vérifiées par rayons X ou par rayons gamma provenant d'un isotope radioactif. Grâce à un programme de montage soigneusement étudié à l'avance, l'assemblage complet d'un pavillon a pu être effectué en huit jours ouvrables.

A l'extérieur du pavillon se trouve une passerelle-promenoir en béton armé reposant sur des cadres métalliques boulonnés aux montants des cadres principaux. Les traverses de ces cadres sont calculées en poutre mixte acier-béton, les montants, supportant 20 tonnes au maximum, diminuent de section jusqu'au maximum possible avec une bonne exécution soudée et ramenés ainsi à une section de  $8 \times 8$  cm repris ensuite par des tiges visibles de 40 mm de diamètre et ancrées dans le béton armé des dalles.

### III. Les corps intermédiaires

Les architectes posaient à l'ingénieur un problème séduisant mais entièrement nou-



Cliché « L'Entreprise ».

Fig. 3. — Corps intermédiaire — Coffrage de l'extrémité supérieure d'une rampe.

veau. En effet, en consultant la littérature à ce sujet, il a été impossible de trouver un cas du même genre où deux rampes hélicoïdales décalées de  $180^\circ$  l'une par rapport à l'autre, et encastrées totalement à leurs bases étaient ancrées à leur extrémité supérieure dans une dalle elle-même encastrée sur trois côtés dans des murs armés. Certes, il était possible, par des calculs obligatoirement approximatifs, de dimensionner un ouvrage pareil tout en augmentant fortement les armatures pour diminuer les risques d'erreurs consécutifs au monolithisme de l'ouvrage

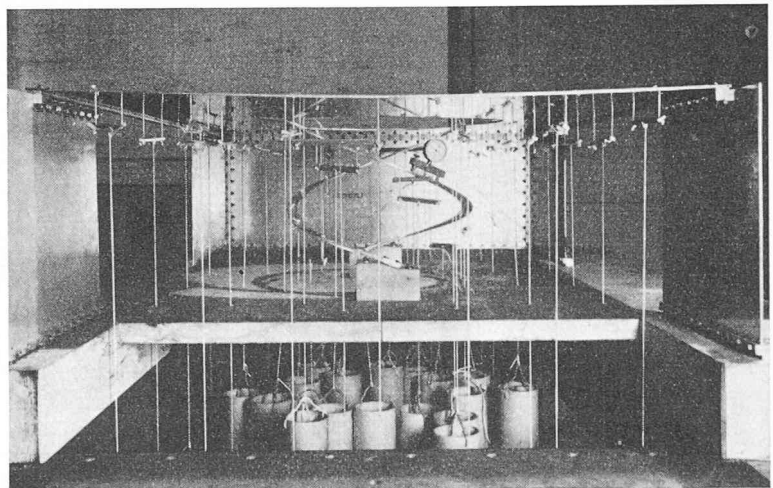


Fig. 4 — Corps intermédiaire — Essai sur modèle réduit.

impossible à saisir dans ses moindres détails. De plus, les dimensions ainsi établies auraient fortement compromis l'esthétique de l'ensemble. Le coût d'un tel surdimensionnement devait, semble-t-il, compenser dans une certaine mesure les frais d'un essai sur modèle réduit. On verra plus loin la grande importance du degré d'encastrement supérieur des rampes par rapport aux efforts agissant dans les rampes ; cette interdépendance légitimait déjà d'elle-même le recours au dimensionnement par modèle réduit.

M. Schmidt, ingénieur à Bâle, qui a déjà été appelé à dimensionner des escaliers hélicoïdaux au moyen de modèles réduits, a bien voulu s'occuper aussi de cet ouvrage. Nous exposons ci-dessous, en grandes lignes, les détails principaux de sa méthode.

Statiquement, comme on l'a dit plus haut, les deux plaques hélicoïdales s'encastrent dans une dalle de 16 m sur 27 m, elle-même encastree au nord, à l'est et à l'ouest dans des murs en béton armé. A l'est et à l'ouest, ces murs sont interrompus sur une longueur de 13,60 m pour permettre le passage d'un pavillon à l'autre, la dalle est alors reprise par un sommier.

Des calculs approximatifs permirent d'établir a priori les épaisseurs relatives des différents éléments. On a admis ainsi les épaisseurs des parois à 30 cm, de la dalle à 50 cm, des paillasses à 2,0 m de large et 30 cm d'épaisseur moyenne et des sommiers à 1,2 m. Comme le modèle a été exécuté à l'échelle de 1 : 20 (1 : λ), les épaisseurs auraient été réduites à respectivement 15 mm, 25 mm, 100 mm sur 15 mm pour les paillasses et les sommiers 60 mm. Pour des raisons de pratique courante dans la construction des modèles, l'utilisation d'Anticorodal demandait pour la dalle une épaisseur pratique de 3 mm, soit 12 % de l'épaisseur réduite, les parois et les

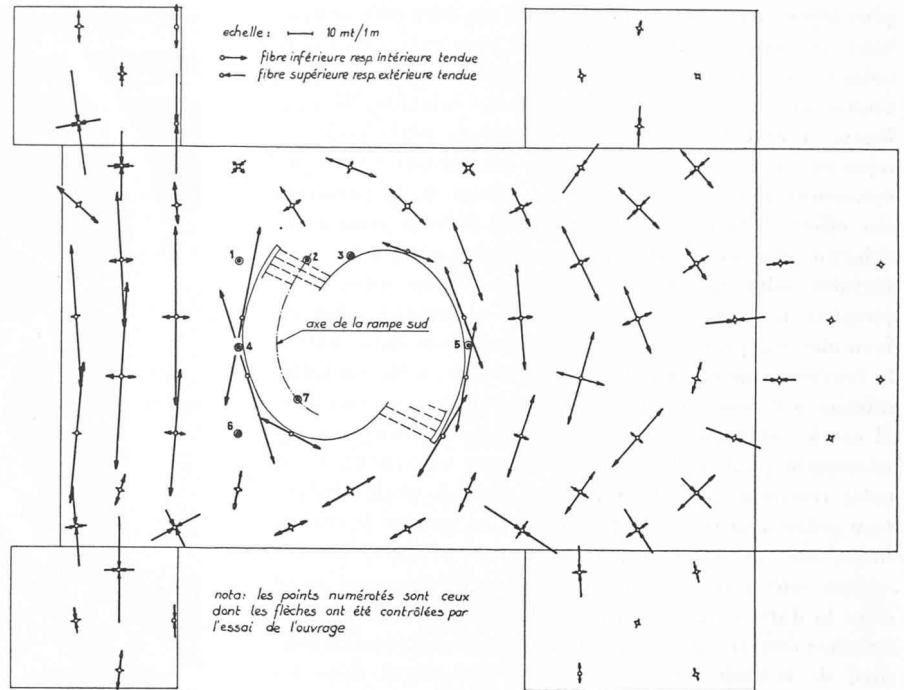


Fig. 5. — Corps intermédiaire — Direction et grandeur des moments principaux pour un certain nombre de points du cas de charge I, soit poids propre + 400 kg/m<sup>2</sup> de surcharge sur toute la dalle et les 2 rampes (les parois sont rabattues dans le plan de la dalle).

sommiers réduits dans la même proportion alors que les paillasses devaient se réduire autant dans le sens vertical qu'horizontal, soit

$$(12 \%)^{3/4} = 20,4 \%$$

soit 20,4 sur 3,06 soit pratiquement 20 × 3 mm.

Le modèle construit, on a procédé à trois types de mesures :

1. Charge totale, soit 1700 kg/m<sup>2</sup> au total sur la dalle et 3160 kg/m<sup>2</sup> sur les rampes et sur le modèle : 0,3875 kg/dm<sup>2</sup> sur la dalle et 0,36 kg/dm<sup>2</sup> sur les rampes.
2. Charge de la rampe sud à raison de 440 kg/m<sup>2</sup> de surcharge soit 880 kg/m<sup>2</sup> et sur le modèle 0,36 kg/dm<sup>2</sup>. Ce cas de charge devant servir de

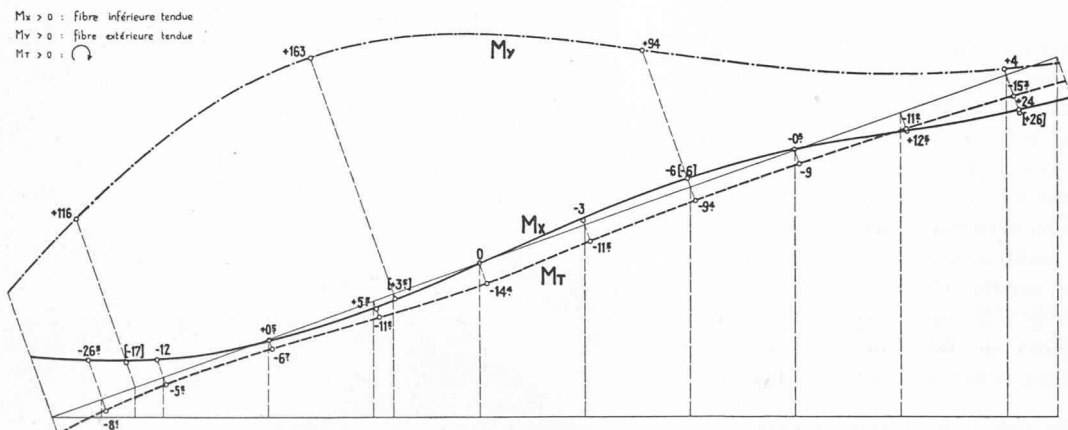


Fig. 6 — Moments fléchissants (en tm) M<sub>x</sub> et M<sub>y</sub> et moments de torsion M<sub>t</sub> de la rampe sud pour le cas de charge I (chiffres entre parenthèses : contrôle de M<sub>x</sub> par jauges électriques).



comparaison avec un essai de charge réel que nous décrivons plus loin.

3. *Charge de la rampe sud* en encastrant totalement son extrémité supérieure afin de contrôler le calcul analytique décrit plus loin. Charge sur le modèle : 0,36 kg/dm<sup>2</sup>.

Les charges appliquées sur le modèle sont fixées pratiquement de telle façon que les instruments à disposition enregistrent correctement les déformations et sans que les charges ne provoquent d'effet secondaire (effet de membrane).

On détermine cette influence en chargeant le modèle avec la charge  $p$  et ensuite la charge  $2p$ , la déformation  $d_{corr}$  étant égale alors à environ  $4d_p - d_{2p}$  (tangente à la parabole). En procédant à des mesures en différents points de la plaque on obtient une différence de 18 % pour  $d_{corr}$ . Comme on mesure avec  $p$  au lieu de  $2p$  la différence maximum sera de  $18\% : 4 = \text{env. } 5\%$ .

Les moments de flexion dans les différents éléments ont été établis au moyen de fleximètres à trois points selon la méthode usuelle<sup>1</sup> trop connue pour être reproduite ici. La flexion du sommier ouest a été en plus déterminée au moyen de jauges électriques selon la relation

$$1/\rho = \frac{\epsilon_{sup} - \epsilon_{inf}}{h}$$

d'où le moment de flexion s'établit :

$$M = EI \frac{\epsilon_{sup} - \epsilon_{inf}}{h}$$

Les constantes de déformation de l'anticorodal utilisé ont été établies par un étalon :

$$1/m = 0,30 \quad \text{et} \\ E = 720\,000 \text{ kg/cm}^2$$

Les coefficients de similitude sont établis de la manière suivante :

a) *Sollicitations à la flexion*

aa) *Dalle*

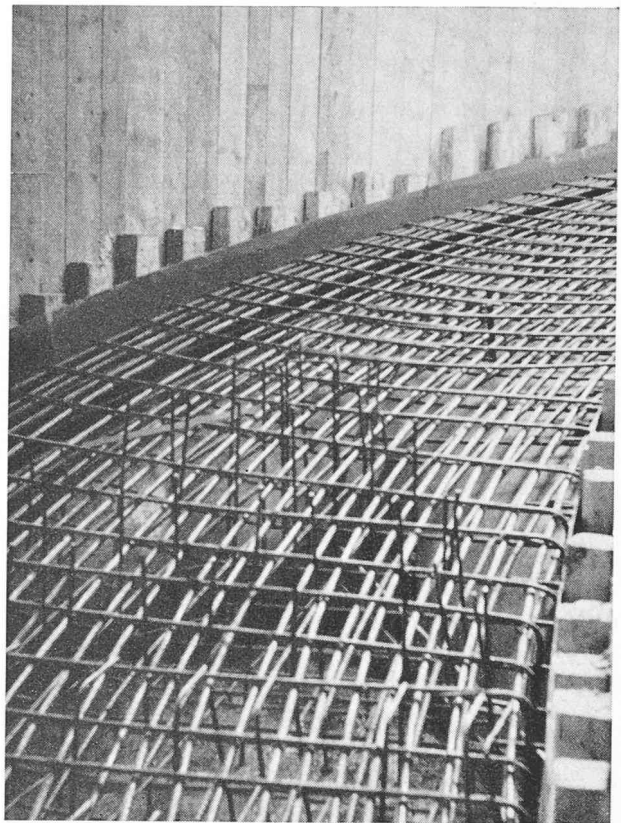
Les moments de flexion réels se déterminent des moments mesurés sur modèle de la façon suivante :

$$M_{réel} = \frac{p_{réel}}{p_{mod}} \cdot \lambda^2 \cdot M_{mod} \quad \text{ou}$$

$$M_{1,réel} = \frac{p_{réel}}{p_{mod}} \cdot \lambda^2 \cdot \frac{2m^2 E h^3}{31^2 (m^2 - 1)} \cdot \left( \mu_1 + \frac{1}{m} \mu_2 \right),$$

$\mu_1$  et  $\mu_2$  étant les flexions principales calculées à partir de  $\mu_x$  et  $\mu_y$  qui sont les flexions mesurées sur modèle. Numériquement on obtient alors pour  $M_{1,réel}$

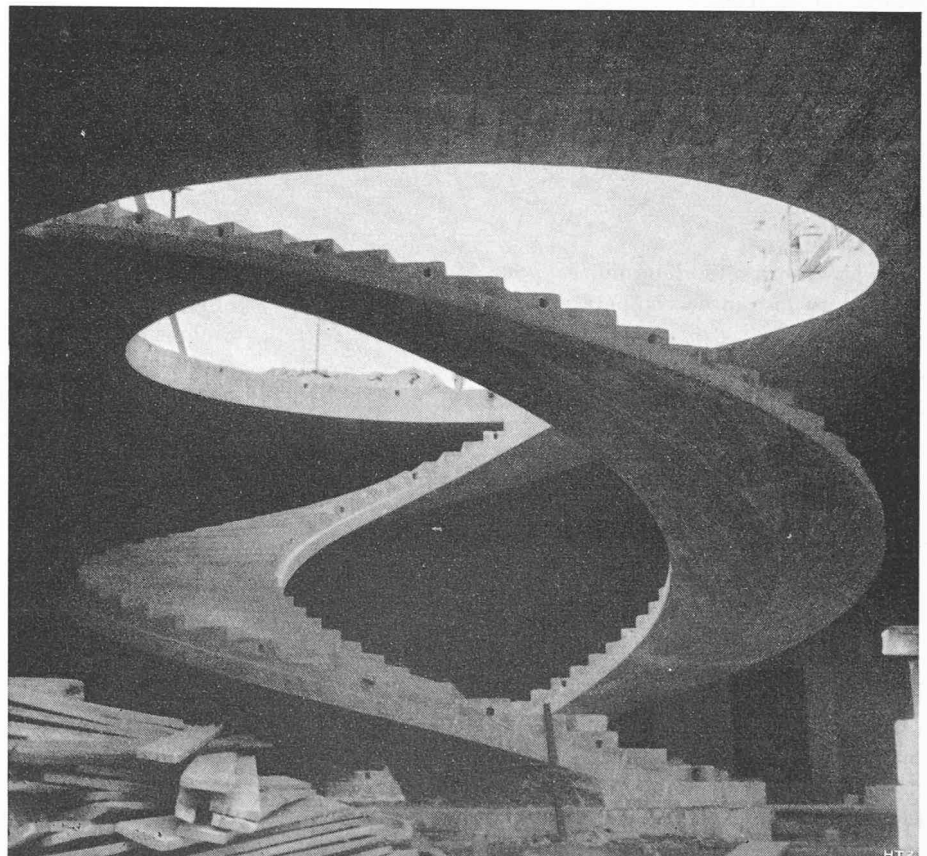
<sup>1</sup> Voir *Revue polytechnique suisse*, n° 39, vol. 67.



Cliché « L'Entreprise ».

Fig. 7. — Corps intermédiaire — Armature d'une rampe.

Fig. 8. — Corps intermédiaire — Escalier hélicoïdal décoffré.



$$M_{1\text{réel}} = 1,0 (\mu_1 + 0,3 \mu_2) \text{ ainsi de manière analogue}$$

$$M_{2\text{réel}} = 1,0 (\mu_2 + 0,3 \mu_1).$$

Pour les points situés au bord de la dalle on peut poser

$$\mu_2 \approx -\frac{1}{m} \cdot \mu_1$$

d'où  $M_{1\text{réel}} = 0,91 \cdot \mu$  et  $M_{2\text{réel}} = 0.$

bb) *Parois*

L'épaisseur étant de 1,8 mm par rapport à 3 mm, les moments réels se réduisent à

$$\left(\frac{1,8}{3,0}\right)^3 = 21,6 \% \text{ plus petit, soit}$$

$$M_{1\text{réel}} = 0,216 (\mu_1 + 0,30 \mu_2) \text{ de même pour } M_{2\text{réel}}$$

et les moments calculés au bord de la plaque.

cc) *Sommiers*

La largeur de la table de compression des sommiers a été admise égale à la distance du bord à l'ouverture centrale. Ce qui nous donne pour le modèle 192 mm. Le moment d'inertie du sommier est alors de

$$I_{\text{mod}} = 0,1262 \text{ cm}^4$$

et  $M_{\text{réel}} = \frac{p'_{\text{réel}}}{p_{\text{mod}}} \cdot \lambda^2 \cdot M_{\text{mod}}$  où  $M_{\text{mod}} = \frac{8EI}{l^2} \cdot \mu$

où  $p'$  correspond aux charges linéaires appliquées sur le sommier. On a ainsi numériquement

$$M_{\text{réel}} = 10,2 \cdot \mu$$

dd) *Rampes*

Le moment d'inertie par rapport à l'axe neutre horizontal est de 0,00450 cm<sup>4</sup> dans le modèle ce qui nous donne pour le cas de charge I :

$$M_{\text{mod}} = 0,3636 \cdot \mu$$

Pour le cas de charge II le facteur se réduit de

$$\frac{0,88}{3,16} = 28 \%$$

b) *Flèches*

Celles-ci ont été déterminées pour la dalle et les rampes au moyen de comparateurs par la relation suivante :

$$\frac{f_{\text{mod}}}{f_{\text{réel}}} = \frac{p_{\text{mod}}}{p_{\text{réel}}} \cdot \frac{1}{\lambda^4} \cdot \frac{E_{\text{réel}}}{E_{\text{mod}}} \left(\frac{h_{\text{réel}}}{h_{\text{mod}}}\right)^3$$

on obtient alors numériquement

$f_{\text{réel}} = 3,64 \cdot f_{\text{mod}}$  pour le cas de charge I  
et  $f_{\text{réel}} = 3,64 \cdot 0,28 \cdot f_{\text{mod}}$  pour le cas de charge II.

Les flèches ainsi obtenues pour le cas de charge I dans la dalle ont été au maximum de L/550 pour la charge totale et L/2300 pour la surcharge seule.

En établissant les moments  $M_x$  ( $x$  = axe neutre horizontal) des rampes pour le cas de charge I, on a constaté qu'ils différaient très sensiblement des moments établis par le calcul approximatif, d'autre part, comme on n'a pas pu établir analytiquement  $M_y$  et  $M_{\text{torsion}}$  à partir de  $M_x$  et qu'on ne pouvait valablement négliger leur importance, il était nécessaire de procéder à des mesures supplémentaires sur les rampes.

Celles-ci furent effectuées au moyen de jauges électriques placées chaque fois aux quatre angles d'une section de rampe. On peut ainsi déterminer  $M_x$  et  $M_y$ .  $M_x$  calculé ainsi a été comparé aux valeurs déterminées par fleximètre, la concordance des deux valeurs étant suffisante pour se fier sans autre à  $M_y$ .

$M_{\text{torsion}}$  a été établi au moyen du fleximètre à quatre pointes. En partant de la relation de Timoshenko

$$\delta = \frac{M_t}{GI^*}$$

on établit

$$M_{t\text{réel}} = \frac{p_{\text{réel}}}{p_{\text{mod}}} \cdot \lambda^2 M_{t\text{mod}}$$

cette formule étant facilement contrôlée par un étalon.

La figure 6 donne ainsi le développement de  $M_x$ ,  $M_y$  et  $M_t$  le long de la rampe sud.

On peut alors dimensionner les paillasses séparément pour ces trois moments. En fait, ces efforts interviennent simultanément combinés avec une force normale, dont l'importance toutefois reste faible. Calculé dans le stade de fissuration, au point C,  $M_x$  provoque une contrainte sur le béton de 36 kg/cm<sup>2</sup>,  $N_y$  99 kg/cm<sup>2</sup>, le moment de torsion étant repris par des étriers.

Il est alors intéressant de comparer les efforts maximums pour les cas de charge I et III. (Le cas de charge III a été contrôlé analytiquement.)

	Cas de charge		Rapport
	I	III	
	(en tm)		
$M_{x\text{max}}$	41,5	13,0	3,2
$M_{y\text{max}}$	163,0	58,0	2,8
$M_{t\text{max}}$	16,5	1,8	9,2

On remarque l'influence importante de l'encastrement supérieur des rampes sur les contraintes de paillasses. Il aurait été dangereux de dimensionner les paillasses en admettant leur encastrement total aux deux extrémités. Ce qui est remarquable, c'est l'importante augmentation de  $M_t$ . Ce fait nous conduit à considérer que l'effet des rampes sur la dalle agit comme un ressort hélicoïdal soulageant cette dernière.

Les deux rampes sont fondées sur un radier commun muni de parois verticales pour empêcher sa rotation. Comme le corps intermédiaire ouest (entre les pavillons 1 et 2) était fondé sur la marne et le corps est (entre les pavillons 2 et 3) sur la molasse, les fondations n'étaient pas semblables.

L'exécution des corps intermédiaires a posé certains problèmes tant à l'ingénieur qu'à l'entrepreneur. Le coffrage des rampes a dû se faire au moyen tout d'abord, de deux parois cylindriques formant les bords des deux rampes, car sur une certaine longueur elles se superposent. Le fond d'une rampe était formé d'une certaine d'étrésillons posés radialement sur lesquels reposaient des plaques en bois comprimé. Chaque marche devait être soigneusement tracée sur les parois cylindriques afin de permettre la pose exacte des contremarches après le ferrailage. On a donné à tout le coffrage une contreflèche de  $1,5 \cdot f_{\text{réel}}$ . La dalle elle-même fut partiellement allégée par des coffres en bois perdu de principe analogue à ceux des pavillons.

Le bétonnage des rampes et de la dalle fut exécuté simultanément afin de réaliser au mieux le monolithisme de l'ouvrage. Pour des raisons pratiques, on a autorisé l'utilisation de ballast tout venant, mais autant que possible mélangé de plusieurs carrières. Le dosage de la dalle fut de 300 kg de CP spécial, avec pour les rampes, une adjonction de Plastocrète pour faciliter sa mise en place. Les résistances moyennes des cubes à 28 jours pour la dalle furent de 430 kg/cm<sup>2</sup> et pour les rampes 470 kg/cm<sup>2</sup>. Il a été mis en œuvre pour les parois, les rampes et la dalle 260 m<sup>3</sup> de béton et 33 t d'acier spécial, soit 128 kg/m<sup>3</sup>.

Il ne restait plus qu'à éprouver la solidité de l'ouvrage et à vérifier son comportement élastique. Grâce à l'amabilité du maître de l'œuvre, on a pu réaliser l'essai de charge en massant sur la rampe sud du corps II la majorité des ouvriers travaillant alors sur le chantier. On pouvait ainsi charger et décharger rapidement la dalle tout en pouvant estimer assez exactement le poids de cette charge. Le 30 juillet 1953, un mois après le bétonnage du corps II, en présence des architectes, des ingénieurs et de la presse, on a pu concentrer en moyenne 5 hommes par marche, soit approximativement

$$p_1 = \frac{5 \times 70}{0,36} = 970 \text{ kg/m}^1 \text{ le long de l'axe}$$

$$\text{ou } p = \frac{970}{2,20} = 440 \text{ kg/m}^2.$$

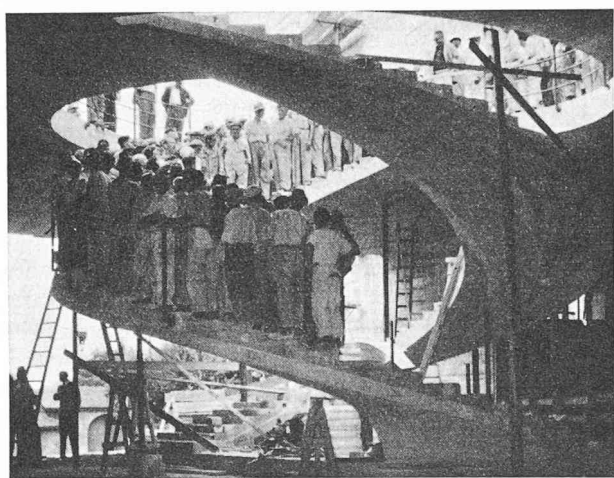


Fig. 9. — Corps intermédiaire — Essai de charge de la rampe sud.

Le Laboratoire d'essais de matériaux de l'École polytechnique de l'Université de Lausanne a procédé à la détermination du coefficient d'élasticité, sa valeur moyenne pour de petites charges a été de 390 000 kg/cm<sup>2</sup>. On a mesuré au comparateur 7 points correspondant au modèle (voir fig. 5) :

Heure	722	730	735	741	745
Charge	0	P	0	P	0
Points	(mm)				
1	0	+ 0,6	+ 0,1	+ 0,55	+ 0,05
2	0	+ 0,9	+ 0,2	+ 1,0	+ 0,2
3	0	+ 0,8	+ 0,15	+ 0,75	+ 0,15
4	0	+ 0,7	+ 0,2	+ 0,7	+ 0,2
5	0	+ 0,3	0	+ 0,35	0
6	0	+ 0,44	+ 0,07	+ 0,41	+ 0,08
7	0	+ 1,6	+ 0,4	+ 1,7	+ 0,5

Après la première décharge, on a constaté donc des déformations permanentes de l'ordre de 25 %, ce qui est normal pour le béton armé, à la deuxième décharge l'ouvrage s'est comporté élastiquement. Le mouvement des fondations, contrôlé par un fleximètre supplémentaire, s'est révélé très faible.

Il ne restait plus qu'à comparer ces résultats avec ceux mesurés sur modèle. Le facteur d'équivalence indiqué sous chiffre *b*) est légèrement modifié à cause du coefficient d'élasticité et de la section résistante des rampes.

Points	Mesuré sur le modèle $p = 0,36 \text{ kg/m}^1$	Flèche réelle théorique	Essai de charge du 30. 7. 53 $p = 440 \text{ kg/m}^2$
1	+ 0,6	+ 0,45	+ 0,5
2	+ 1,05	+ 0,75	+ 0,75
3	+ 0,75	+ 0,55	+ 0,6
4	+ 0,55	+ 0,4	+ 0,5
5	+ 0,35	+ 0,25	+ 0,35
6	+ 0,3	+ 0,2	+ 0,35
7	+ 1,7	+ 1,25	+ 1,25

La concordance entre les mesures sur modèle et sur l'ouvrage est bonne. Les différences doivent provenir de la diminution du moment d'inertie dans la dalle par la présence des coffres en bois perdu décidée après l'essai sur modèle.

La couverture de la dalle des corps intermédiaires a également été réalisée en charpente métallique. On a prévu ici un groupe de 11 pannes triangulées à membrures parallèles, de 17 m de portée et dont la hauteur est variable pour former la pente du toit. Tous les assemblages sont entièrement soudés et grâce à une conception claire des détails, le poids d'acier mis en œuvre n'a atteint que 18 kg par mètre carré de surface couverte.

#### IV. Le bâtiment de l'Entrée

Cet ouvrage, dont la conception diffère totalement des bâtiments voisins, posait certains problèmes intéressants à résoudre.

Une construction pareille est tout d'abord très sensible à d'éventuelles différences de tassement dans les colonnes. Pour avoir un fond irréprochable, toutes les colonnes sont fondées sur la molasse dure, à 7 m de profondeur par rapport à la place de Beaulieu, au moyen de puits bétonnés de 1,5 m de diamètre et s'évasant légèrement vers le bas. Sur ces puits se trouvent des semelles en béton armé, convenablement entretoisées les unes aux autres. Sur ces semelles reposent les piliers supportant les consoles d'environ 9 m de portée de chaque côté, avec une distance entre piliers de 7 m, chaque console étant distante de 8 m l'une par rapport à l'autre. Les consoles sont liées entre elles par une dalle formant la surface d'exposition. Ici comme aux pavillons, chaque point de la dalle devait pouvoir être facilement raccordé avec la condition aggravante que les conduites d'eau, gaz, électricité, téléphone, etc., partaient toutes du même point. On a dû ainsi prévoir un caniveau central de distribution avec embranchements latéraux. Pour ces raisons, on a aussi prévu ici une double-dalle à coffres en bois perdu dont la hauteur totale brute était de 50 cm à l'intérieur du bâtiment et 35 cm sur les terrasses extérieures.



Quant aux consoles elles-mêmes, s'il était possible de les faire en béton armé ordinaire, leur hauteur aurait été telle que pour des raisons d'encombrement au niveau de la place de Beaulieu, toute la masse du bâtiment aurait dû se trouver plus haut. Comme l'œil est très sensible aux volumes d'un ouvrage sur colonnes libres, il devenait indispensable de réduire cette hauteur. En recourant au béton précontraint, non seulement la dimension des sections devenait acceptable, mais on déterminait beaucoup plus exactement les flèches tout en réduisant les effets de fluage.

Après une étude préliminaire de câblage selon différents systèmes, on a adopté le système Freyssinet, plus économique grâce à l'utilisation, pour la première fois en Suisse, de câbles de 52 t. Ces « câbles » sont formés de manière identique à ceux bien connus de 32 t, mais avec 12 fils de 7 mm au lieu de 5,5 mm. Après analyse de produits de différentes provenances, la livraison des fils nécessaires fut effectuée par la tréfilerie de Bourgen-Bresse dont les caractéristiques contrôlées par le Laboratoire d'essais de matériaux de l'Ecole polytechnique de Lausanne étaient les suivantes :

- Contrainte de rupture : 160 kg/mm<sup>2</sup>.
- Limite apparente d'élasticité : 145 kg/mm<sup>2</sup> pour une déformation permanente de 0,2 %.
- Allongement à la rupture : 8 %.
- Coefficient de striction : 43 à 47 %.
- Module d'élasticité : 2000 kg/mm<sup>2</sup>.

Sur la base de ces données et des Normes, les câbles peuvent être tirés à 52 t. La chute de tension habituelle a été fixée forfaitairement à 13 % de la précontrainte brute, la tension résiduelle par câble étant alors de 45,2 t. Le frottement dans les gaines métalliques a été admis selon Guyon à

$$T = T_0 \cdot e^{-f\alpha} \quad \text{où } f \text{ admis à } 0,25.$$

Comme les encombrements des vérins excluèrent la possibilité de tirer les câbles depuis la face inférieure des consoles, on a été obligé de tirer ceux-ci d'un seul côté, depuis les abouts. Cette nécessité nous obligeait de prévoir le croisement de tous les câbles vers le milieu de la construction d'où un seul lit de 12 ou 13 câbles l'un à côté de l'autre, sur une largeur de 60 cm seulement. Cette situation, qui aurait pu être délicate s'il s'était



Cliché « L'Entreprise ».

Fig. 11. — Bâtiment de l'Entrée — Armatures et bétonnage de la dalle. A droite, une console avec ses câbles de précontrainte.

agi d'une poutre où les câbles se seraient trouvés au fond du coffrage, nous obligeait seulement de prévoir des armatures de liaisons en acier ordinaire en nombre suffisant et de soigner particulièrement l'enrobage de ces câbles. Nous avons eu par ailleurs la chance de pouvoir discuter ce problème avec M. Burgeat, directeur à la STUP, à Paris, qui était de passage à Lausanne à ce moment-là et qui a bien voulu examiner la chose sur place avec nous.

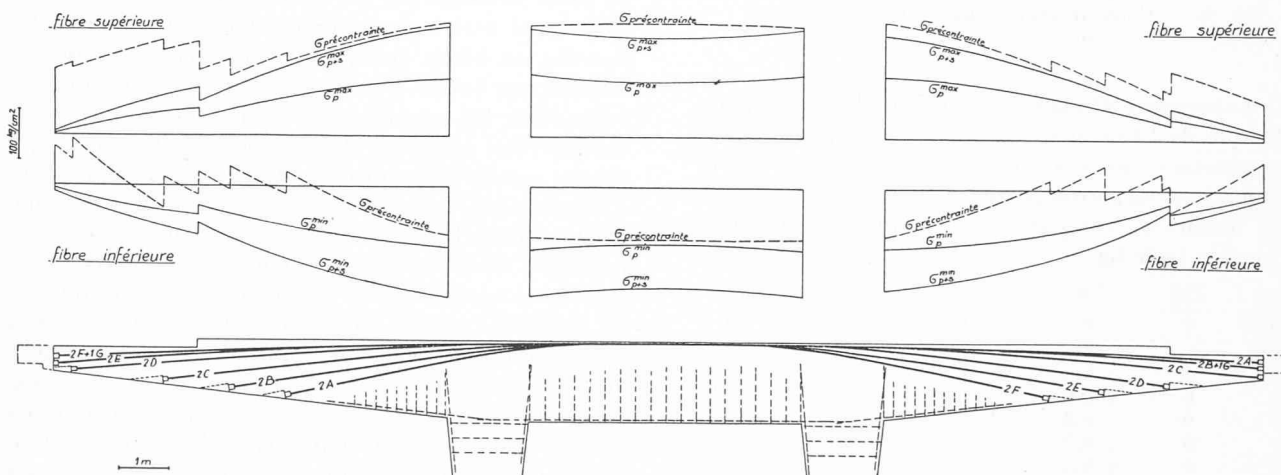


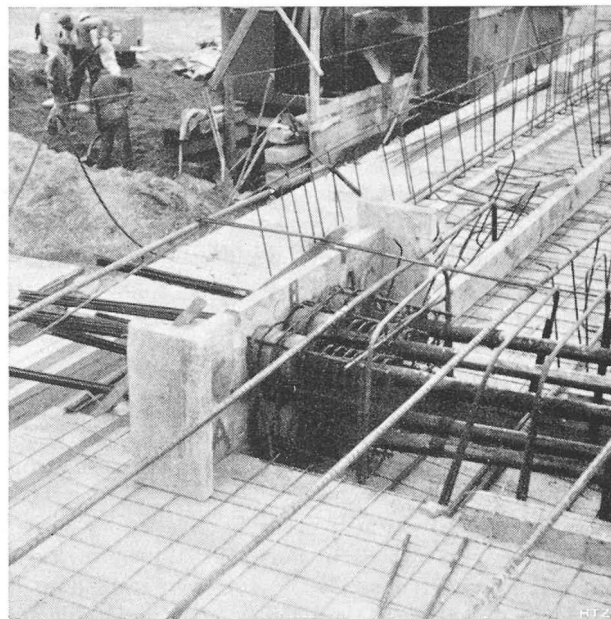
Fig. 10. — Bâtiment de l'Entrée — Plan schématique du câblage et contraintes correspondantes pour une console.

La première étude de câblage fut faite en admettant un cadre à deux articulations. Malheureusement, le moment secondaire produit par la précontrainte dans un ouvrage hyperstatique, nous obligeait de prévoir des câbles supplémentaires dans la traverse et qui étaient fatalement ancrés, pour des raisons pratiques, dans les consoles, là où il ne fallait pas de câbles supplémentaires. En faisant une étude comparative en rendant l'ouvrage isostatique, on obtenait une solution bien moins onéreuse. On a ainsi prévu sous un des appuis de chaque console un appui à rouleaux composé de deux plaques et sept rouleaux en acier de 60 mm de diamètre, supportant par appui 200 t.

Comme les contraintes maximums du béton étaient fixées à 150 kg/cm<sup>2</sup>, la résistance à la compression des cubes à 28 jours devait atteindre au moins 380 kg/cm<sup>2</sup>. Malheureusement, pour différentes raisons, cette valeur moyenne n'a pas été atteinte à toutes les consoles. On a dû ainsi retarder la mise en précontrainte et laisser poursuivre les travaux de couverture en charpente métallique. Afin de préciser plus exactement la date de mise en précontrainte, le Laboratoire fédéral d'essai des matériaux a procédé à un essai avec un scléromètre à béton. Cet appareil qui mesure le rebondissement d'une bille projetée sur le béton, permet d'estimer assez exactement la qualité d'un ouvrage sans prélever d'échantillons. L'appareil a été étalonné plus exactement encore en procédant à des mesures sur un cube déposé au Laboratoire d'essai des matériaux de l'Ecole polytechnique de Lausanne et immédiatement écrasé pour en contrôler sa résistance. On a ainsi pu établir que la résistance moyenne du béton à 60 jours atteignait 380 kg/cm<sup>2</sup>.

A la suite de cet essai, il n'a fallu que trois jours pour mettre en tension les 64 câbles de l'ouvrage (4 consoles à 13 câbles et 1 à 12 câbles) au moyen du vérin bien connu imaginé par Freyssinet.

La couverture, qui devait être très légère, car elle s'appuyait près des extrémités des consoles, a été exécutée en charpente métallique. Huit fermes à treillis distantes de 5 m les unes des autres reposent sur des



Cliché « L'Entreprise ».

Fig. 12. — Bâtiment de l'Entrée — Armature et câbles de précontrainte à l'extrémité d'une console.

colonnes rectangulaires formées par deux U PN 18 soudés l'un contre l'autre. Sur les fermes reposent les pannes en IPN 12 tous les 2 m. Les pignons nord et sud, avec leurs retours à l'est en béton armé, raidissent toute la charpente par l'intermédiaire d'un contreventement dans le plan des pannes. Tout le système est entièrement soudé et le poids d'acier mis en œuvre n'a atteint que 30 kg par mètre carré de surface couverte. Dans le groupe est des colonnes se trouvent les descentes d'eau pluviale ramenées vers le centre du bâtiment en les noyant dans la dalle en béton armé.

Les travaux ont commencé en février 1954 et ont été entièrement terminés pour l'ouverture du Comptoir ; toute la construction a donc été exécutée dans l'espace très court de sept mois.

## SOCIÉTÉ SUISSE DES INGÉNIEURS ET DES ARCHITECTES

### 64<sup>e</sup> Assemblée générale Saint-Gall, 24-26 juin 1955

C'est Saint-Gall qui recevait cette année l'Assemblée générale de la S.I.A.

L'Assemblée des délégués s'ouvrit le 24 juin à 17 heures, sous la présidence de M. E. Choisy, président central, dans la salle du Grand Conseil, aimablement mise à disposition par le gouvernement saint-gallois.

Après les formalités administratives usuelles, les délégués avaient à désigner un successeur au comité central à M. Angst ingénieur qui déclinait une réélection. Ils élirent M. Joseph Senn, ingénieur, directeur des Services industriels argoviens à Aarau. Les autres membres du comité central furent réélus ainsi que M. E. Choisy, président.

Puis les délégués abordèrent le point important de l'ordre du jour de leur assemblée, celui de la Maison de la Technique. Ce problème qui a déjà donné lieu à de nombreuses discussions et à des assemblées orageuses se présente cette fois sous un jour nouveau. La commission nommée dans ce but présente un projet de notre confrère, l'architecte von Meyenburg, pour une maison-tour qu'elle propose d'édifier dans le quartier de Selnau à Zurich. Un plan financier, basé sur une dépense de 4 500 000 fr. accompagne le projet. La discussion montre, d'une part, l'enthousiasme de plusieurs sections pour cette construction, et d'autre part, la réticence de certaines autres qui craignent de voir la S.I.A. engager une trop forte partie de son avoir dans cette affaire immobilière et ne voudraient pas que les cotisations risquent d'augmenter de ce fait. Des assurances fermes sont données aux hésitants à cet égard. On leur prouve même par des chiffres que le marché immobilier à Zurich est tel, que l'affaire est excellente, que les fonds de la société ne sauraient être