

**Zeitschrift:** Bulletin technique de la Suisse romande  
**Band:** 82 (1956)  
**Heft:** 17

**Artikel:** Pont-cadre: précontraint avec montants triangulés  
**Autor:** Soutter, P.  
**DOI:** <https://doi.org/10.5169/seals-62078>

### **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:** 02.04.2025

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

# BULLETIN TECHNIQUE DE LA SUISSE ROMANDE

Paraissant tous les quinze jours

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. Epitoux, architecte, à Lausanne; Secrétaire: J. Calame, ingénieur, à Genève — Membres, Fribourg: MM. H. Gicot, ingénieur; M. Waeber, architecte — Vaud: MM. A. Gardel, ingénieur; A. Chevalley, ingénieur; E. d'Okoiski, architecte; Ch. Thévenaz, architecte — Genève: MM. Cl. Grosгурin, architecte; E. Martin, architecte — Neuchâtel: MM. J. Béguin, architecte; R. Guye, ingénieur — Valais: MM. G. de Kalbermatten, ingénieur; D. Burgener, 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. Epitoux, 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

**Abonnements:**  
Suisse: 1 an, 26 francs  
Etranger: 30 francs  
Pour sociétaires:  
Suisse: 1 an, 22 francs  
Etranger: 27 francs  
Prix du numéro: Fr. 1.60  
Ch. post. « Bulletin technique de la Suisse romande »  
N° II. 57 75, à Lausanne.

Adresser toutes communications concernant abonnements, changements d'adresse, expédition à  
**Imprimerie La Concorde,**  
Terreaux 31, Lausanne

**Rédaction**  
et éditions de la S. A. du  
Bulletin technique (tirés à  
part), Case Chauderon 475  
**Administration de la S. A.**  
**du Bulletin Technique**  
Ch. de Roseneck 6 Lausanne

**SOMMAIRE:** *Pont-cadre précontraint avec montants triangulés*, par P. SOUTTER, ingénieur, Zurich. — *Les nouveaux groupes de pompage du laboratoire de machines hydrauliques de l'Ecole polytechnique de l'Université de Lausanne*, par ADRIEN TSCHUMY, ingénieur E.P.U.L., assistant-chef de travaux au L.M.H. — Association amicale des anciens élèves de l'Ecole polytechnique de l'Université de Lausanne: *Rapport du Comité sur l'exercice 1955*. — **BIBLIOGRAPHIE.** — **CARNET DES CONCOURS.** — **AVIS A NOS ABONNÉS.** — **SERVICE DE PLACEMENT.** — **DOCUMENTATION GÉNÉRALE.** — **INFORMATIONS DIVERSES.**

## PONT-CADRE PRÉCONTRAIT AVEC MONTANTS TRIANGULÉS

par P. SOUTTER, ingénieur, Zurich

### Description de l'ouvrage

Il s'agit d'un pont-route de 38,80 m, franchissant la Glatt entre Oberhausen et Opfikon près de Zurich (fig. 1). La chaussée de 5,50 m est bordée de deux trottoirs de 1,5 m. Le tablier, constitué par une dalle massive de 45 cm, est porté par deux chevalets renversés, dont les palées le divisent en trois travées de 7,9 — 23,0 — 7,9 m, et dont les têtes s'appuient sur les fondations (fig. 2, 3). Celles-ci sont distantes de 31 m et reposent sur la molasse à une profondeur de 6 m au-dessous du niveau de la route.

### Précontrainte

La précontrainte est réalisée dans le tablier par la mise en tension de 19 câbles BBRV, de 42 fils  $\varnothing$  5 mm (fig. 5). Les palées intérieures, comprimées naturellement, ne sont pas précontraintes, tandis que les palées extérieures, travaillant principalement à la traction, sont précontraintes chacune par deux câbles BBRV de 13  $\varnothing$  5 mm. Les fils d'acier étiré ont une résistance à la traction de 170 kg/mm<sup>2</sup>; leur taux de travail ne dépasse pas 103 kg/mm<sup>2</sup>.

La mise en précontrainte a été exécutée en trois étapes. Dans la première, trois jours après le bétonnage, l'ouvrage a été soumis à une précontrainte de 30 % de sa valeur définitive, ce qui permit d'éviter les fissures



Fig. 1. — Pont sur la Glatt à Opfikon.

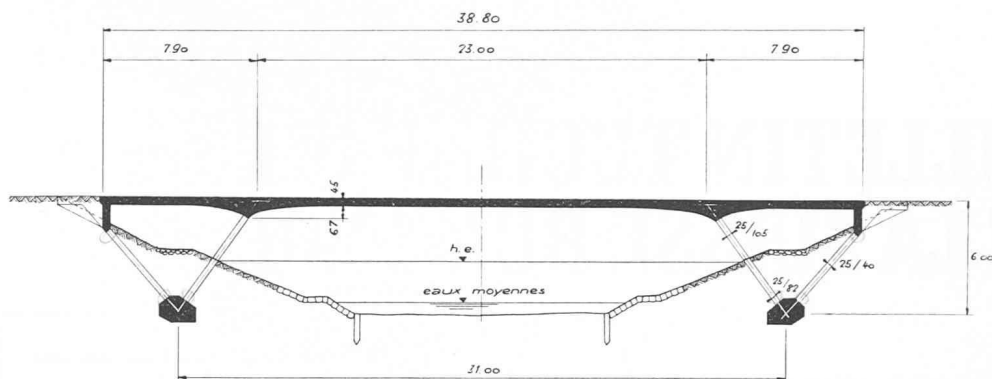


Fig. 2. — Coupe longitudinale.

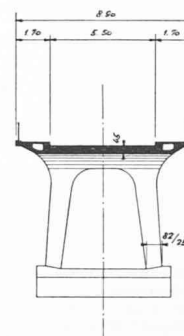


Fig. 3. — Coupe transversale.

de retrait. Vingt-huit jours après le bétonnage a eu lieu la deuxième étape, durant laquelle la force de précontrainte a été portée à 60 % de sa valeur totale.

Puis le pont a été décoffré, et les câbles mis en tension définitive. C'est pendant cette dernière étape de précontrainte (40 % de la précontrainte totale) qu'ont été faites les mesures de déformation et de tension dont nous parlerons plus loin. Finalement les câbles ont été injectés au lait de ciment.

#### Calcul statique

Le système réel, qui ne comporte aucune articulation, est hyperstatique d'ordre 9. Pour éviter un calcul long et fastidieux, peut-être imprécis, le système réel a été simplifié en introduisant des articulations qui modifient très peu le comportement général de l'ouvrage. Un premier calcul ayant montré la minime influence de l'encastrement des piliers sur la valeur des moments dans le tablier, les simplifications suivantes ont pu être admises :

a) Les montants extérieurs, ayant une faible rigidité par rapport à celle du tablier (rapport des moments d'inertie 1/80), peuvent être considérés comme des béquilles obliques articulées.

b) Les piliers intérieurs peuvent être supposés articulés à leurs pieds, étant donné la faible section de leurs bases.

La bonne correspondance des déformations et tensions mesurées avec celles calculées a justifié, par la suite, le choix des simplifications admises pour le calcul. Les piliers ont été dimensionnés en tenant compte de leurs liaisons réelles.

Les lignes d'influences ont été calculées en partie graphiquement, en prenant un arc articulé avec consoles, comme système de base.

La précontrainte (nombre et forme des câbles) a été déterminée de façon à ce que, pour n'importe quel cas de charge, l'ouvrage soit en tout point comprimé entre les limites de 0 kg/cm<sup>2</sup> et 110 kg/cm<sup>2</sup>. La forme des câbles n'est pas « concordante », c'est-à-dire que leur mise en tension produit des réactions et moments hyperstatiques, ou moments « induits »; la ligne des pressions due à la précontrainte est donc différente de la ligne moyenne des câbles. Les moments « induits » ont été calculés de la même manière que les moments hyperstatiques produits par les autres forces extérieures.

#### Résultats des mesures

L'efficacité de la précontrainte et le comportement statique et dynamique de l'ouvrage ont été contrôlés par une série de mesures effectuées par le Laboratoire fédéral d'essai des matériaux. On a mesuré les déformations du tablier et les allongements spécifiques des fibres supérieures et inférieures produits par les cas de charge suivants :

a) Mise en charge de 40 % de la force de précontrainte.

b) Surcharge de quatre camions d'un poids total de 50,5 t.

Le L.F.E.M. a également procédé aux mesures des vibrations provoquées par le passage d'un camion de 13,5 t.

Les déformations et tensions mesurées ont été comparées à celles calculées en tenant compte du module d'élasticité du béton existant au moment des mesures et correspondant au temps d'application de la charge.

Les essais de surcharge ont eu lieu 159 jours après le bétonnage. L'application des charges ayant été de brève durée (maximum 15 min.), il n'a pas pu se produire de déformation différée. Un module d'élasticité instantané de 500 t/cm<sup>2</sup> a été estimé, par le L.F.E.M. sur la base d'essais faits, ce jour-là sur l'ouvrage, avec un marteau à béton; cette valeur a été confirmée par l'égalité entre les fréquences propres mesurée et calculée.

Les mesures faites durant la précontrainte ont eu lieu 54 jours après le bétonnage. D'après la loi de croissance du module d'élasticité d'un béton, dont le rapport  $\frac{\text{eaux}}{\text{ciment}} = 0,5$  on peut dire que le module à

54 jours est environ égal aux 95 % du module à 159 jours. La durée d'application de la charge a été d'environ 10 heures. La déformation différée correspondant à ce temps a été calculée, en pour-cent de la déformation différée totale, par la formule de M. Caquot :  $100(1 - 10^{-0,01 \sqrt{h}})$ . Pour  $h = 10$  heures nous avons trouvé que la déformation différée vaut les 7 % de la déformation différée totale. Comme cette dernière vaut environ le double de la déformation instantanée, la déformation totale après 10 heures vaut 1,14 fois la déformation instantanée, et le module d'élasticité correspondant est égal aux 88 % du module instantané. Finalement le module d'élasticité du béton, dont il faut tenir compte pour interpréter les mesures faites pendant la précontrainte, vaut :  $0,95 \cdot 0,88 \cdot 500 = 418 \text{ t/cm}^2$ .

Il est à remarquer que le module d'élasticité du béton à 28 jours, calculé à partir de sa résistance sur prisme (formule des nouvelles normes S.I.A.) est de 400 t/cm<sup>2</sup>, la résistance moyenne du béton à 28 jours, mesurée sur cube, étant de 528 kg/cm<sup>2</sup>.

Mesures faites pendant la mise en précontrainte

Les déformations et tensions ont été mesurées dans plusieurs sections pendant la mise en action, après décoffrage du pont, de 40 % de la force totale de précontrainte (voir fig. 4). La précision des mesures d'allongement spécifique est d'environ  $\pm 5 \cdot 10^{-6}$ . A cause de la longue durée des mesures, les flèches sont peu précises et ne peuvent donner que l'ordre de grandeur des déformations.

Le tablier s'est soulevé, au milieu de la travée médiane d'environ 6,7 mm (flèche calculée : 8,2 mm). La correspondance entre les contraintes mesurées et calculées est bonne; ceci prouve que le calcul des moments « induits » est juste.

Mesures faites pendant les essais de charge

Quatre camions d'un poids total de 50,6 t ont été placés dans les positions les plus défavorables. La précision des mesures est de  $\pm 0,02$  mm, pour les flèches et de  $\pm 10^{-6}$  pour les allongements spécifiques des fibres; celle-ci est donc beaucoup plus grande pour les surcharges mobiles, n'agissant qu'un instant, que pour la mise en précontrainte qui a duré une journée.

La figure 5 illustre les mesures correspondant au cas de charge principal: deux files de deux camions placés dos à dos au milieu du pont. La flèche maximum mesurée est de 7,58 mm (valeur calculée 7,83), elle représente  $\frac{1}{3000}$  de la longueur

de la travée centrale (23 m). Les lignes de flexion mesurées sont très régulières et ont la même forme que celles calculées. Les contraintes mesurées correspondent très bien à celles calculées en tenant compte de la section totale du béton (y compris les consoles). Les piliers intérieurs sont soumis à une force de compression excentrée agissant à l'intérieur du noyau central. Pour cette charge de 50,6 t, qui représente les 76 % de la surcharge prévue par le calcul, l'ouvrage s'est comporté de façon parfaitement élastique, aucune déformation résiduelle n'a été observée.

L'effet d'une surcharge excentrée au milieu du pont (deux camions dos à dos) est montré à la figure 6. La section au droit de la surcharge a subi un abaissement égal à la flèche provoquée par la même charge centrée, plus une rotation abaissant le bord chargé et soulevant le bord non chargé. Les contraintes calculées d'après la méthode des surfaces d'influence, exposée par Olsen et Reinitzhuber dans leur publication *Die zweiseitig gelagerte Platte*, correspondent très bien aux contraintes mesurées.

Des mesures ont été également faites pour deux camions, placés côte à côte, au-dessus d'un des piliers intérieurs. Cette position de la surcharge donne, d'après la ligne d'influence, le plus grand moment à la tête du pilier. Les mesures, comme le calcul, ont montré que, même dans ce cas, la surcharge ne produisait pas de traction dans le pilier intérieur.

La figure 7 montre, pour la section médiane, les contraintes les plus défavorables déterminées par les mesures et par le calcul. On constate que, dans cette

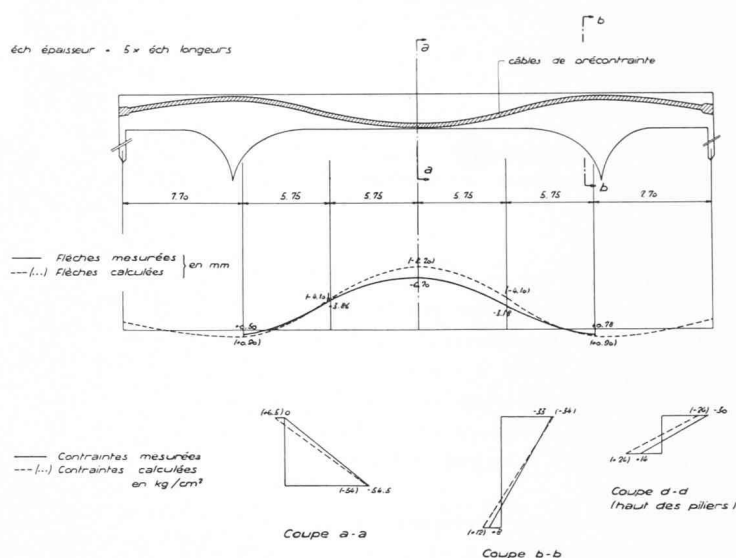


Fig. 4. — Déformations et contraintes produites par la mise en action de 40 % de la force totale de précontrainte.

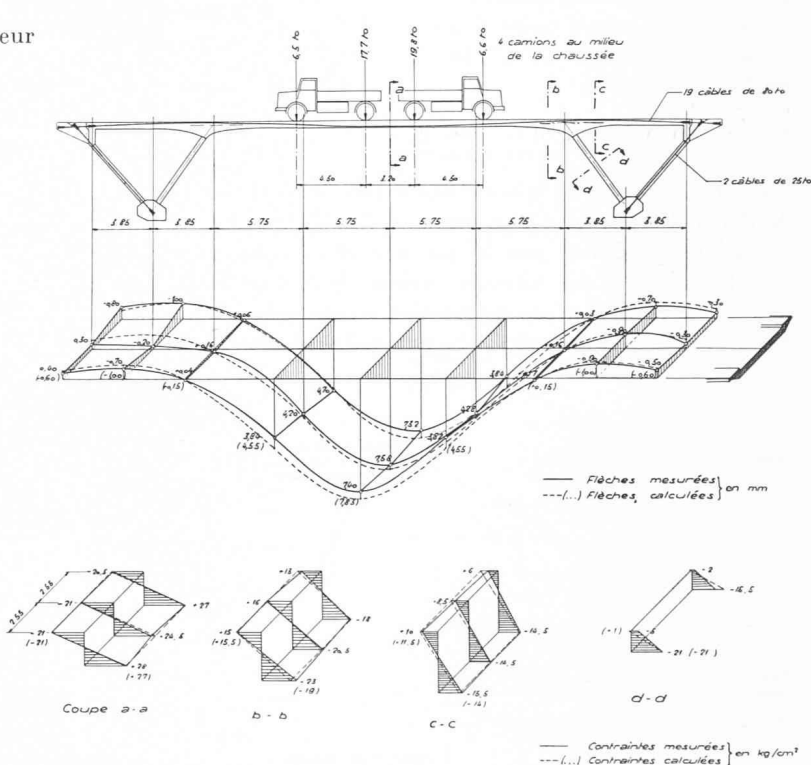


Fig. 5. — Déformations et contraintes produites par la surcharge de 4 camions, d'un poids total de 50,6 t, placés au milieu du pont.

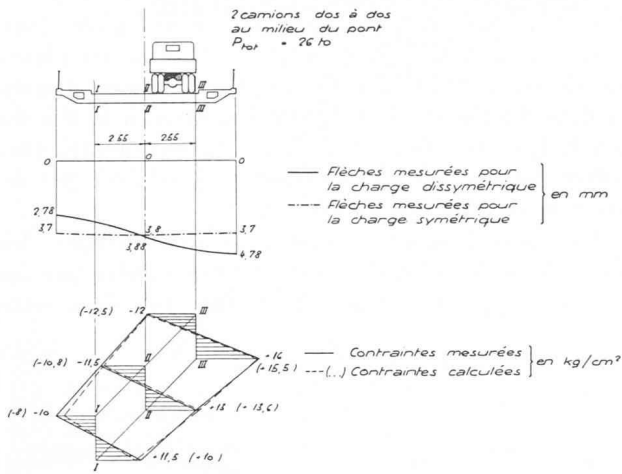


Fig. 6. — Déformations et contraintes au droit de la section médiane pour une surcharge dissymétrique.

section, il ne se produit aucune traction et que la compression ne dépasse pas 80 kg/cm<sup>2</sup> pour les cas de charge les plus défavorables. Dans le cas du poids propre, pour lequel il n'a pas pu être fait de mesure, nous avons supposé que les contraintes mesurées étaient égales à celles calculées, étant donné la bonne correspondance entre le calcul et les mesures dans le cas de la surcharge.

Lors des essais statiques l'ouvrage s'est toujours déformé élastiquement et aucune fissure n'a pu être décelée. Les essais ont montré que le calcul statique effectué donnait une bonne image du comportement réel du pont, soit sous l'action de la précontrainte, soit sous l'action des surcharges. Les conditions, imposées pour le dimensionnement de l'ouvrage, ont donc été remplies ; en aucun point il n'existe de traction, ou de compression supérieure à 110 kg/cm<sup>2</sup>, pour n'importe quel cas de charge.

Mesures dynamiques

Ces mesures ont été faites avant la pose du revêtement de 3 cm d'asphalte. On a enregistré tout d'abord les vibrations produites par le passage d'un camion de 13,5 t roulant à des vitesses variant de 5 à 40 km/h (fig. 9). Le coefficient de majoration dynamique estimé à partir de la plus grande flèche enregistrée fut de 21 %,

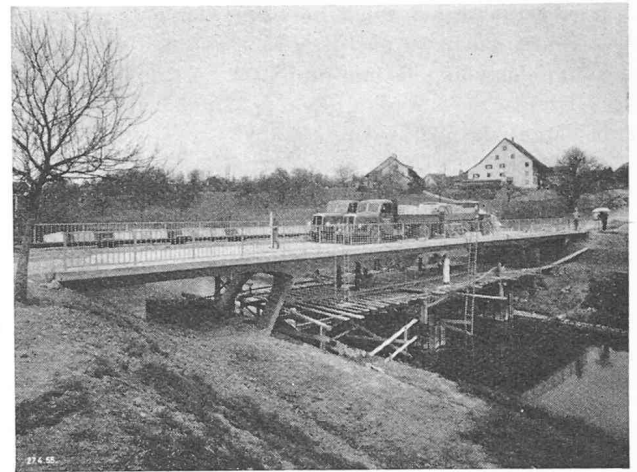


Fig. 8. — Essais de charge.

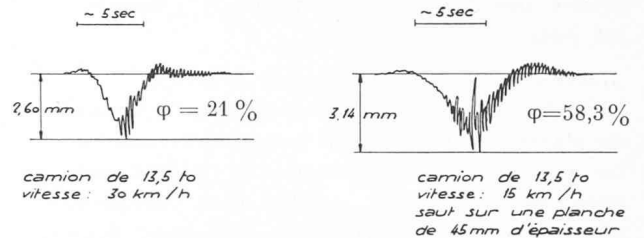


Fig. 9. — Mesures dynamiques.  
(Avant la pose du revêtement d'asphalte.)

pour une vitesse de 30 km/h. La formule des nouvelles normes S.I.A. donne un coefficient de 22,5 %.

Une deuxième série de mesures a été faite avec un camion roulant aux mêmes vitesses que précédemment, mais passant par-dessus une planche épaisse de 45 mm placée en travers de la chaussée (fig. 9). Le coefficient de majoration dynamique maximum fut alors de 58,3 %, pour une vitesse de 15 km/h.

Les coefficients dynamiques doivent être certainement meilleurs pour le pont recouvert de 3 cm d'asphalte. D'après le rapport du L.F.E.M. ces valeurs sont plus petites que celles provenant des essais faits ces derniers temps sur des ponts en béton précontraint.

Dans plusieurs cas le pont fut animé de vibrations correspondant à une de ses fréquences propres. De telles images de vibration sont données à la fig. 9. Ces diagrammes révèlent une fréquence propre d'env. 4 Hertz. Par le calcul on obtient une fréquence propre de 4,2 Hertz, en considérant un module d'élasticité du béton égal à 500 t/cm<sup>2</sup>. L'amortissement des vibrations semble, d'après le rapport du L.F.E.M., plus rapide que pour des ponts en béton armé normaux. Il est meilleur que pour plusieurs

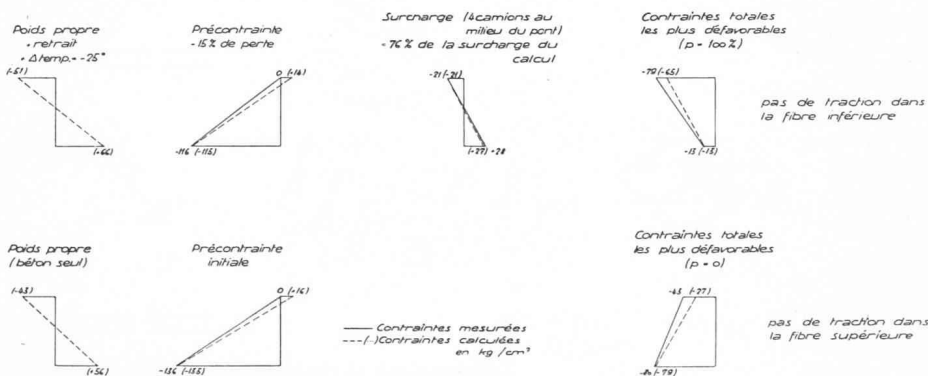


Fig. 7. — Diagrammes des contraintes dans la section médiane du pont.

autres ponts en béton précontraint examinés dernièrement par le laboratoire.

#### Coût de l'ouvrage

La construction de ce pont a exigé les quantités suivantes de matériaux :

Béton P. 325 . . . . .	200,0 m <sup>3</sup>
Acier normal lisse . . . . .	1,2 t
Acier étiré à froid par torsion . . . . .	9,3 t
Fil d'acier étiré pour la précontrainte ( $\varnothing$ 5) . . . . .	5,0 t

Le coût de l'ouvrage, comprenant les frais d'étude et de direction des travaux (mais sans les essais de charge), est de 118 000 fr., ce qui correspond au prix de 342 fr. par mètre carré de surface couverte.

#### Etudes et exécution

Les études et la direction des travaux ont été assurées par l'auteur, en particulier avec la collaboration de M. W. Schaleher, ingénieur, et de M. J.-D. Pochon, ingénieur, qui a exécuté les calculs statiques de détail.

Les travaux ont été exécutés par l'entreprise A. Spaltenstein à Zurich. Le béton, P. 325, est brut de décof-

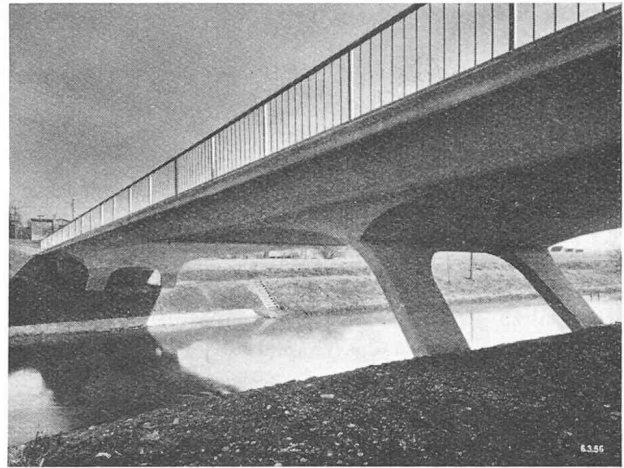


Fig. 10. — Détail des piliers.

frage et n'a reçu aucune adjonction ; seules les fondations ont été bétonnées avec du Plastiment. Les travaux ont duré cinq mois depuis le début des fouilles jusqu'à l'injection des câbles de précontrainte.

## LES NOUVEAUX GROUPES DE POMPAGE DU LABORATOIRE DE MACHINES HYDRAULIQUES DE L'ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE L'UNIVERSITÉ DE LAUSANNE

par ADRIEN TSCHUMY, ingénieur E.P.U.L., assistant-chef de travaux au L.M.H.

### 1. Introduction

Le centenaire de l'E.P.U.L., en 1953, avait été pour l'industrie de notre pays l'occasion de témoigner à l'École polytechnique de l'Université de Lausanne l'attachement qu'elle mérite. Pour sa part, le Laboratoire de machines hydrauliques (L.M.H.) a reçu à cette occasion deux machines dont l'installation dans ses locaux vient de se terminer. Il s'agit d'une pompe radiale à moyenne pression offerte par la Maison Emile Egger, à Cressier (Neuchâtel), et une pompe radiale haute pression, à trois étages, offerte par la Maison Sulzer Frères, à Winterthur. L'installation de ces deux machines représente un enrichissement du Laboratoire et crée, en plus des deux stands d'essais des turbines Kaplan et Pelton, un stand d'essais de pompes.

L'idée qui présida à l'élaboration des plans d'installation et au choix de l'appareillage de ces deux groupes fut de créer aussi bien un instrument didactique à l'usage des étudiants qu'un instrument de travail scientifique. Cependant, les deux pompes sont de caractéristiques si différentes que, d'emblée, il a fallu renoncer à la marche en série ou en parallèle des deux pompes. Toutefois quelques appareils de mesures et une partie du circuit ont pu être prévus communs aux deux pompes.

### 2. Description sommaire

Le groupe Egger comprend la pompe (1), l'accouplement (2), le moteur électrique (3) et la plaque de fonda-

tion (4) ; le groupe Sulzer : la pompe (5), l'accouplement (6), le moteur électrique (7) et la plaque de fondation (8). Les deux groupes de pompage aspirent l'eau du même bassin d'aspiration (9) au moyen de deux conduites d'aspiration (10) et (11) munies à leurs extrémités de crépines et de clapets de retenue (12) et (13).

Les deux conduites de refoulement (14) et (15), séparées au départ, se rejoignent ensuite pour débiter dans l'un ou l'autre des deux tronçons horizontaux (16) et (17) comprenant chacun un appareil déprimogène (18) et (19), de diamètres différents pour la détermination du débit. Ce sont des venturi-tuyères caractérisés par le fait que le convergent a le même profil que la tuyère

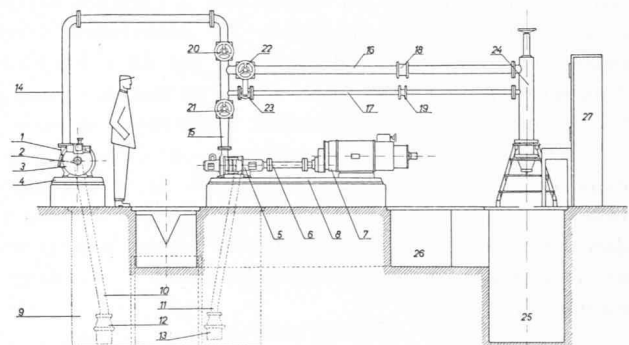


Fig. 1. — Vue en élévation de l'installation.