

Quelques ouvrages en béton précontraint construits récemment en Suisse

Autor(en): **Panchaud, F.**

Objektyp: **Article**

Zeitschrift: **Bulletin technique de la Suisse romande**

Band (Jahr): **76 (1950)**

Heft 19

PDF erstellt am: **06.08.2024**

Persistenter Link: <https://doi.org/10.5169/seals-57446>

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Inhalten der Zeitschriften. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern. Die auf der Plattform e-periodica veröffentlichten Dokumente stehen für nicht-kommerzielle Zwecke in Lehre und Forschung sowie für die private Nutzung frei zur Verfügung. Einzelne Dateien oder Ausdrucke aus diesem Angebot können zusammen mit diesen Nutzungsbedingungen und den korrekten Herkunftsbezeichnungen weitergegeben werden. Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. Die systematische Speicherung von Teilen des elektronischen Angebots auf anderen Servern bedarf ebenfalls des schriftlichen Einverständnisses der Rechteinhaber.

Haftungsausschluss

Alle Angaben erfolgen ohne Gewähr für Vollständigkeit oder Richtigkeit. Es wird keine Haftung übernommen für Schäden durch die Verwendung von Informationen aus diesem Online-Angebot oder durch das Fehlen von Informationen. Dies gilt auch für Inhalte Dritter, die über dieses Angebot zugänglich sind.

BULLETIN TECHNIQUE DE LA SUISSE ROMANDE

Paraissant tous les 15 jours

ABONNEMENTS :

Suisse : 1 an, 20 francs
Etranger : 25 francs

Pour sociétaires :

Suisse : 1 an, 17 francs
Etranger : 22 francs

Pour les abonnements
s'adresser à la librairie

F. ROUGE & Cie
à Lausanne

Prix du numéro :
1 fr. 25

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. EPITAUX, architecte, à Lausanne ; secrétaire : J. CALAME, ingénieur, à Genève. — Membres : *Fribourg* : MM. P. JOYE, professeur ; E. LATELTIN, architecte — *Vaud* : MM. F. CHENAUX, ingénieur ; E. D'OKOLSKI, architecte ; A. PARIS, ingénieur ; CH. THÉVENAZ, architecte ; *Genève* : MM. L. ARCHINARD, ingénieur ; CL. GROSGURIN, architecte ; E. MARTIN, architecte ; V. ROCHAT, ingénieur. — *Neuchâtel* : MM. J. BÉGUIN, architecte ; G. FURTER, ingénieur ; R. GUYE, ingénieur ; *Valais* : MM. J. DUBUIS, ingénieur ; D. BURGENER, architecte.

Rédaction : D. BONNARD, ingénieur. Case postale Chauderon 475, LAUSANNE

TARIF DES ANNONCES

Le millimètre
(larg. 47 mm) 20 cts

Réclames : 60 cts le mm
(largeur 95 mm)

Rabais pour annonces
répétées

ANNONCES SUISSES S.A.

5, Rue Centrale
Tél. 22 33 26

LAUSANNE
et Succursales



CONSEIL D'ADMINISTRATION DE LA SOCIÉTÉ ANONYME DU BULLETIN TECHNIQUE

A. STUCKY, ingénieur, président ; M. BRIDEL ; G. EPITAUX, architecte ; R. NEESER, ingénieur.

SOMMAIRE : *Quelques ouvrages en béton précontraint construits récemment en Suisse*, par F. PANCHAUD, professeur à l'Ecole Polytechnique de Lausanne. — *Les cas critiques lors de levers par avions*, par A. ANSERMET, ingénieur, professeur à l'Ecole polytechnique de Lausanne. — BIBLIOGRAPHIE. — SERVICE DE PLACEMENT. — INFORMATIONS DIVERSES.

QUELQUES OUVRAGES EN BÉTON PRÉCONTRAIT CONSTRUITS RÉCEMMENT EN SUISSE

par F. PANCHAUD,

professeur à l'Ecole polytechnique de Lausanne

Jusqu'à maintenant, le béton précontraint n'a reçu en Suisse que peu d'applications. Nous n'analyserons pas ici les causes de cet état de choses, que nous considérons comme regrettable. Nous pensons qu'il y a mieux à faire en décrivant plutôt trois récents ouvrages construits d'après cette nouvelle technique : le débarcadère de Nyon, le pont-rail et le pont-route de Zwingen.

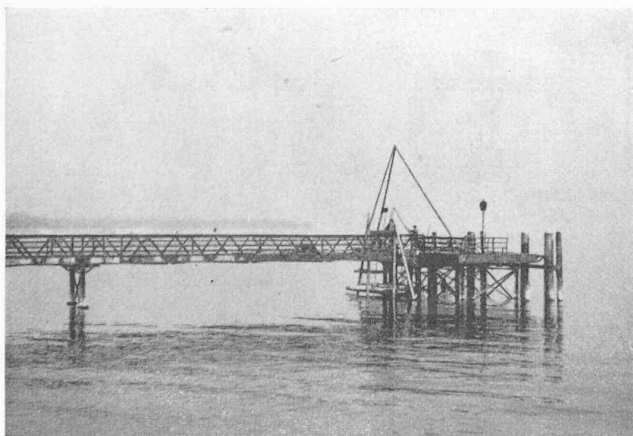


Fig. 1. — L'ancien débarcadère de Nyon construit en 1878.

Ces ouvrages ont une caractéristique commune : ils sont tous trois conçus en vue de la préfabrication ; leurs éléments constitutifs ont été fabriqués à l'avance, transportés sur place et assemblés. Ce mode de faire s'est révélé, dans les cas considérés, particulièrement avantageux : on a pu réduire la durée de construction, grâce à l'exécution simultanée de l'infrastructure et de la superstructure ; les fondations achevées, il a suffi de mettre en place les éléments de la superstructure et de parachever les ouvrages en bétonnant les dalles et les éléments de remplissage.

Du même coup, on a pu éviter la construction d'un important échafaudage qu'il aurait fallu prévoir robuste pour résister soit aux assauts des vagues dans le cas du débarcadère de Nyon, soit à des crues intempestives de la rivière torrentueuse dans le cas des ponts de Zwingen.

I. Le débarcadère de Nyon

1. Description générale

En 1947, la Compagnie Générale de Navigation sur le lac Léman a décidé de reconstruire le débarcadère de Nyon, qui donnait des signes de vieillissement, et dont la charpente métallique ne pouvait plus être économiquement remise en état ; la passerelle était d'ailleurs trop étroite et trop élevée (fig. 1).

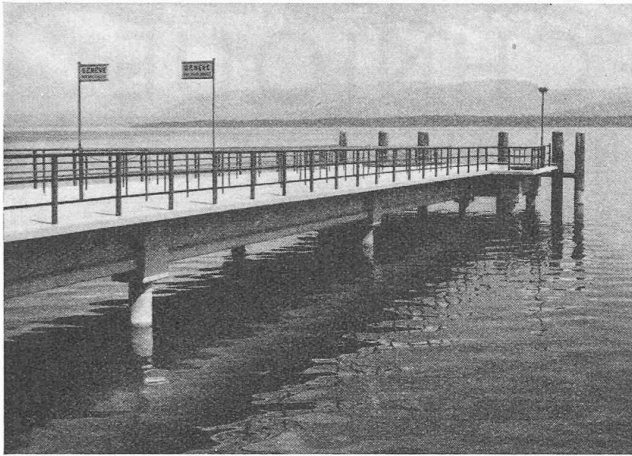


Fig. 2. — Vue d'ensemble du nouveau débarcadère.

L'ouvrage nouveau, en béton précontraint, de même longueur que l'ancien, en occupe le même emplacement (fig. 2). Il se compose d'une passerelle de 33 m de longueur sur 6 m de largeur, reliant le quai à la plate-forme d'embarquement qui a 9,50 m de front sur 6 m de largeur. L'appareil de choc de l'ancien débarcadère, entièrement indépendant de la

construction, a pu être conservé. L'ouvrage a été calculé conformément aux prescriptions fédérales imposant des surcharges accidentelles de 500 kg/m² sur toute la superficie utilisable du débarcadère.

Le choix du système constructif a été dicté par les délais disponibles pour l'exécution qui étaient limités à la période des basses eaux du printemps, avant la reprise du service des bateaux, soit à 2 1/2 mois, pendant une époque de l'année où le lac est fréquemment agité. Au cours de cette période relativement courte, il paraissait hasardeux de réussir à construire l'ouvrage d'après les méthodes courantes exigeant la construction successive des palées, de l'échafaudage, des coffrages et du béton armé, avec la menace continue des vagues sur le chantier. C'est ainsi qu'on a été conduit à étudier une solution avec poutres préfabriquées sur la rive, permettant de mener de front la construction des fondations et des éléments de la superstructure. Le béton précontraint devenait tout indiqué. Il permettait de préparer des éléments quelque peu plus légers et par conséquent plus maniables que le béton armé et moins délicats à manipuler, étant à l'abri de sollicitations de traction et surtout plus faciles à relier les uns aux autres pour assurer la continuité de la construction.

La passerelle est subdivisée en trois travées de 11 m et la plate-forme d'embarquement est formée d'une travée transversale de 7,50 m de portée, avec dalle en console. Pour empêcher la dislocation de ces quatre tronçons de la cons-

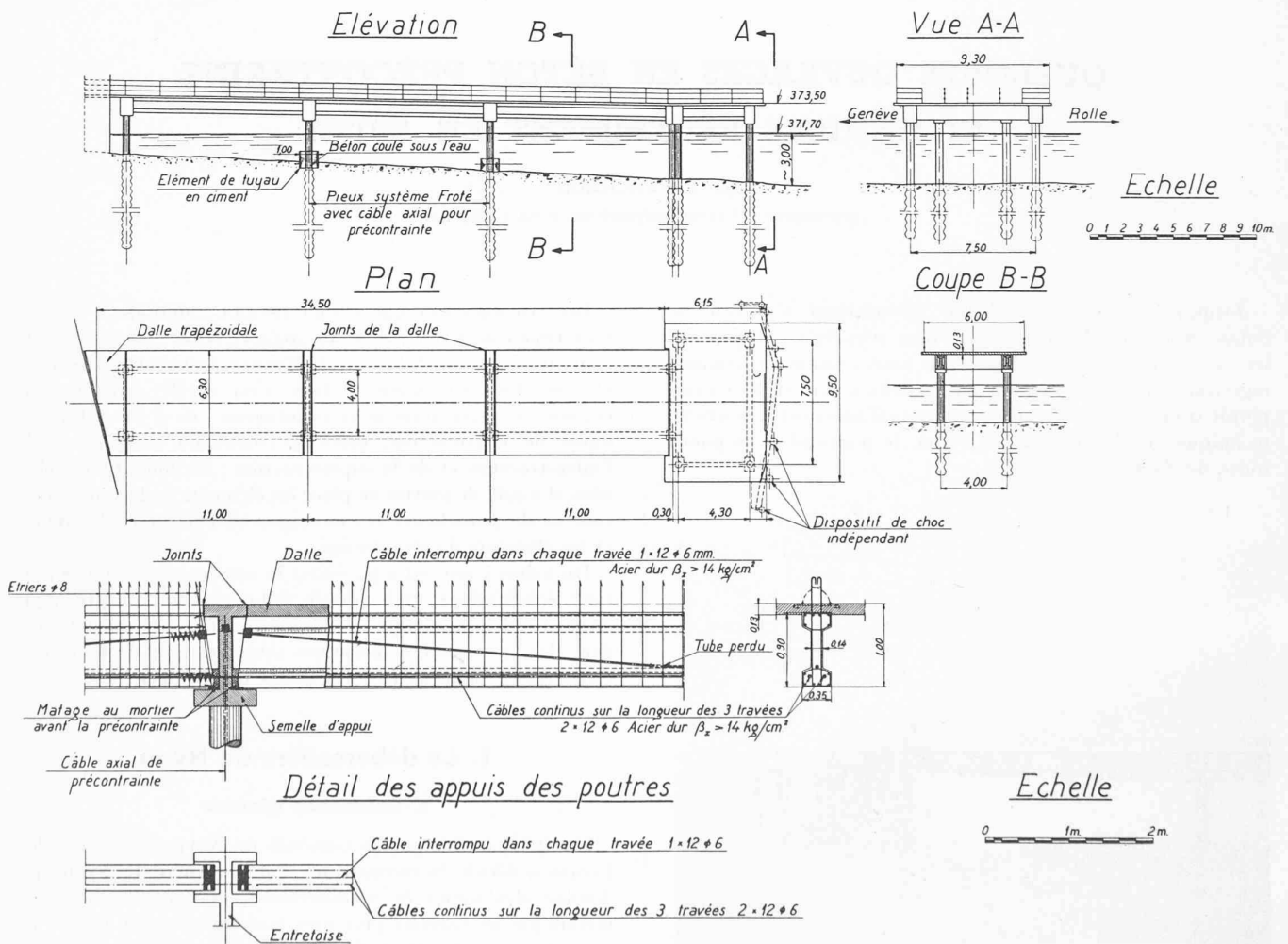


Fig. 3. — Plan, élévation et coupe du nouveau débarcadère. (Lire β₂ < 14 t/cm²).



Fig. 4. — Transport des selles d'appui.

truction, on a prévu des câbles de précontrainte s'étendant sur la totalité de la longueur de l'ouvrage. Pour permettre un large réemploi des coffrages, toutes les poutres sont de section identique (fig. 3).

Le débarcadère repose sur un ensemble de douze pieux reliés deux à deux au niveau des poutres par des entretoises pour former un système de six palées.

Le fond du lac est situé à une profondeur variant, en basses eaux, de 1 m à proximité de la rive à 3 m au droit du front d'embarquement. Il est constitué par une couche de sable limoneux de 20 cm d'épaisseur, reposant sur une puissante couche d'argile bleue, gorgée d'eau, tenace, mais de résistance très médiocre, dont on a déterminé les caractéristiques géotechniques pour arrêter, en toute connaissance de cause, le niveau inférieur des fondations.

2. Description constructive et exécution

a) *Système statique*

D'après les résultats des sondages, on devait s'attendre à des tassements des appuis inégaux et relativement importants. C'est pourquoi on a adopté, pour la passerelle, un système statique. Les trois travées de la passerelle, de 11 m de longueur, sont librement appuyées sur quatre palées; un double joint de part et d'autre de l'entretoise de liaison de chaque palée coupe le tablier et la dalle et assure ainsi la libre rotation des travées fonctionnant comme des poutres à deux appuis. La travée de la plate-forme d'embarquement, par contre, forme un cadre transversal avec les quatre pieux sur lesquels elle repose. La stabilité longitudinale de la passerelle, assurée déjà par l'encastrement des palées dans le sol est, complétée par sa liaison à la plate-forme d'embarquement, au niveau de la membrure inférieure des poutres, au moyen des câbles de précontrainte qui courent sur la totalité de l'ouvrage, et qui maintiennent la solidarité de l'ensemble par un effort de 120 tonnes environ.

b) *Les palées*

Les palées se composent de trois éléments préparés séparément :

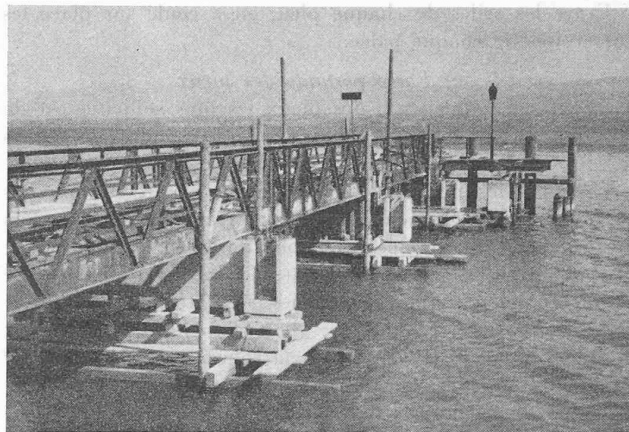


Fig. 5. — Les selles d'appui sont en place.

1° deux pieux forés en béton, « système Frotté » et précontraints ;

2° deux têtes de pieux en forme de selle, en béton, constituant les appuis des poutres, préfabriquées et appliquées, par précontrainte, sur les sommets des pieux ;

3° une entretoise de liaison en béton armé ordinaire, exécutée sur place, et dont la solidarité avec les têtes de pieux est assurée par des barres en attente placées dans ces têtes.

Hors du sol, les pieux ont été bétonnés dans un tuyau en éternit tenant lieu de coffrage perdu. Dans l'axe de chaque pieu, on a placé, dans un tube, un câble de douze fils de 6 mm, en acier dur, et ancré à la base du pieu par un ancrage Freyssinet. Ce câble est destiné à permettre d'exercer la force de précontrainte du pieu, tout en fixant la selle d'appui des poutres située à son sommet.

Au sommet des pieux se trouve une selle en béton armé préfabriquée destinée à constituer les appuis des poutres. L'axe vertical de ces selles est perforé d'un trou de 30 mm dans lequel passe le câble de précontrainte du pieu. Ces selles, d'un poids de 600 kg environ, ont été mises en place comme les poutres principales, au moyen d'un chaland (fig. 4 et 5), et calées au sommet de chaque pieu sur un joint de mortier. Ces selles sont rendues solidaires du pieu par une précontrainte de 30 tonnes (fig. 6).

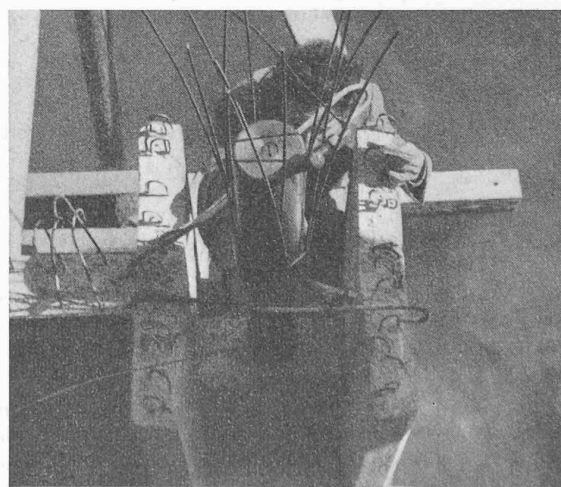


Fig. 6. — Solidarisation des selles d'appui et des pieux par précontrainte.

Entre les selles de chaque pieu, on a coulé sur place les entretoises de chaque palée.

c) Force portante des pieux

La charge permanente des pieux les plus sollicités est de 20 tonnes. La charge maximum peut atteindre 37 tonnes lorsque le débarcadère est chargé.

La fiche des pieux a été choisie en tenant compte des caractéristiques géotechniques des terrains rencontrés lors du fonçage et déterminées au Laboratoire de géotechnique de l'Ecole polytechnique de Lausanne. Le matériau qui constitue le sol est peu variable : c'est une argile fine, homogène, de compressibilité assez grande, dont l'angle de frottement interne varie entre 21° et 25°, et la cohésion atteint 1,5 t/m² au minimum ; la perméabilité est très faible.

On se trouve ainsi en présence d'un sol qui, quoique gorgé d'eau, est peu perméable et n'atteint sa consolidation que très lentement. Dans un tel terrain, un battage de pieux reste problématique : la résistance découlant de l'observation du refus au battage n'est souvent qu'apparente : le terrain pseudo-fluide résiste au choc, alors qu'avec le temps, sous l'action d'une charge statique durable, l'argile effectue sa lente consolidation et le pieu, qui semble avoir donné un refus suffisant, continue à s'enfoncer lentement s'il est chargé, ou au contraire remonte s'il n'est pas chargé. C'est pourquoi nous avons renoncé à enfoncer des pieux battus pour recourir à des pieux forés, « système Frotté ». Pour augmenter la force portante des pieux les plus chargés, et réduire leur longueur de fiche, on les a munis d'embases au niveau du sol lacustre ; ces embases, constituées par un renflement du pieu, ont été bétonnées sous l'eau dans des tuyaux en ciment formant coffrage posés sur le fond du lac dans l'axe du pieu.

Pour déterminer la fiche des pieux, on a tenu compte, étant donné le mode d'exécution, grâce auquel le béton remplit toutes les anfractuosités du forage, à la fois de la résistance latérale du pieu par cohésion et par frottement, de la résistance à la base, et de la force portante de l'embase, de 1,20 m de diamètre, située au niveau du sol lacustre. En adoptant les caractéristiques géotechniques les plus défavorables, soit angle de frottement interne $\varphi = 21^\circ$, cohésion $C = 1,5 \text{ t/m}^2$, poids spécifique du sol $\gamma = 2 \text{ t/m}^3$, pour un pieu dont le périmètre de la section de diamètre 0,40 m est de $b = 1,20 \text{ m}$, la fiche t , on évalue la résistance latérale comme suit :

a) par cohésion $R_c = C \cdot b \cdot t$

b) par frottement, en admettant que le frottement du pieu par le terrain ne correspond qu'à un effet de poussée et non de butée, ce qui est très défavorable

$$R_f = \frac{1}{2} \gamma t^2 b \cdot \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \cdot \text{tg} \varphi.$$

En remplaçant C , φ , γ et b par leur valeur, on obtient

$$R_{\text{latérale}} = R_c + R_f = 1,8 t + 0,22 t^2 \text{ (t en m)}.$$

A une profondeur $t = 7,50 \text{ m}$, on trouve ainsi

$$R_{\text{latérale}} = 25,8 \text{ tonnes}.$$

La résistance à la base du pieu dépend du jeu des contraintes naturelles, des forces de frottement interne et de cohésion du terrain ; on sait que l'équilibre interne d'un sol est assuré, si l'état de contrainte est caractérisé, par un cercle de Mohr situé à l'intérieur des droites intrinsèques caractérisant le terrain. La répartition des contraintes dans la région du sol située autour de la base du pieu est difficile à saisir par le calcul ; on se trouve en présence d'un état de contrainte triaxial à symétrie radiale, et on y rencontre des zones où le sol est à l'état plastique. Malgré cela, on peut

essayer de suivre les phénomènes dans des cas limites, en admettant quelques hypothèses simplificatrices, d'ailleurs plausibles ; si on ne considère que l'état de contrainte biaxial en se plaçant dans un plan radial passant par l'axe du pieu, on peut admettre, en première approximation,

1° une répartition uniforme de la contrainte de compression verticale sur la section horizontale du bulbe de la base du pieu (diamètre minimum 0,70 m, section 0,38 m²) ;

2° que la contrainte verticale de compression σ_{v_0} dans le terrain en dehors de la section de base d'appui du pieu est égale à la pression γt de la colonne de terrain de poids spécifique γ et de hauteur t , augmentée de la pression de la colonne d'eau h de poids spécifique γ_e qui la surmonte (h varie de 1,50 m à 3 m)

$$\sigma_{v_0} = -(\gamma t + \gamma_e h).$$

On néglige ici l'effet favorable des contraintes additionnelles résultant des forces transmises latéralement par le pieu qui compriment la section au niveau de la base.

3° que les directions principales des contraintes à la base du pieu sont verticales et horizontales. Cette dernière hypothèse correspond à un état de contrainte limite, celui où le pieu ne subit aucun tassement ; si un tassement se produit, si petit soit-il, des contraintes tangentielles dues aux frottements peuvent apparaître suivant ces directions verticale et horizontale, qui cessent alors d'être principales. Nous examinerons plus loin les conséquences de cette éventualité.

En partant des trois hypothèses ci-dessus, on peut déterminer quelle est la contrainte verticale limite σ_a susceptible d'être admise sous le bulbe du pieu pour que l'équilibre du terrain soit assuré (fig. 7) sans pour autant que les déformations dues à la consolidation de l'argile soient évitées.

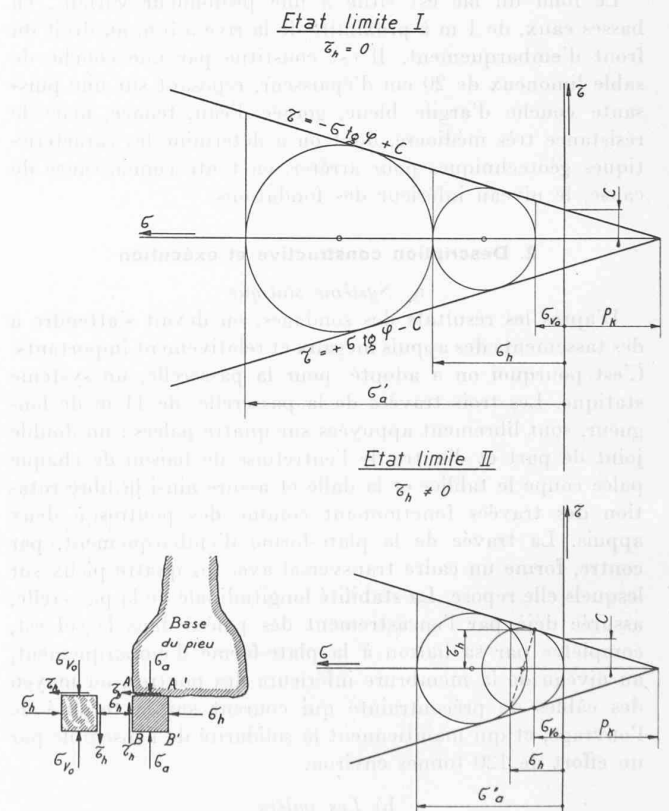


Fig. 7. — Etats de contraintes limites, dans le sol, à la base des pieux.

Le prisme élémentaire de terrain $A A', B B'$, situé sous le pieu à la périphérie du bulbe, supporte la contrainte verticale σ_a ; il est fretté latéralement par la contrainte radiale σ_h . Si l'on se trouve dans l'état d'équilibre limite d'après la figure 7, on a

$$\sigma_a = (\sigma_h - p_k) \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} + p_k$$

$$\sigma_h < 0 = \text{compression.}$$

La contrainte σ_h dépend de la pression naturelle du terrain σ_{v_0} , l'équilibre limite étant aussi atteint.

$$\sigma_h = (\sigma_{v_0} - p_k) \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} + p_k.$$

En tenant compte que

$$\sigma_{v_0} = -(\gamma t + \gamma_e h),$$

on en déduit la contrainte admissible limite à la base du pieu, dans l'hypothèse où aucun glissement ne se produit au voisinage de cette base

$$\sigma_{a_I} = -(\gamma t + \gamma_e h + p_k) \left(\frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \right)^2 + p_k.$$

Dans notre cas particulier, si la fiche du pieu t est de 7,50 m, et la hauteur d'eau $h = 3$ m la cohésion du sol $1,5 \text{ t/m}^2$, l'angle de frottement interne

$$\varphi = 21^\circ \quad \text{tg } \varphi = 0,385 \quad \sin \varphi = 0,36$$

$$p_k = C \cotg \varphi = 1,5 : 0,385 = 3,9 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{a_I} = -94 \text{ t/m}^2$$

La résistance à la base du pieu, dont la section horizontale du bulbe est de $0,38 \text{ m}^2$, dans l'hypothèse d'une absence de glissement, est alors égale à

$$R_b = 94 \times 0,38 = 35,5 \text{ tonnes}$$

Le second cas limite, définissant l'état de contrainte II à la base du pieu dans l'éventualité d'un glissement suppose que sur les sections verticale et horizontale les contraintes tangentielles qui se produisent atteignent leur valeur limite

$$\tau_h = \sigma_v \text{tg } \varphi + C$$

correspondant à l'état de contrainte limite II représenté sur la figure 7.

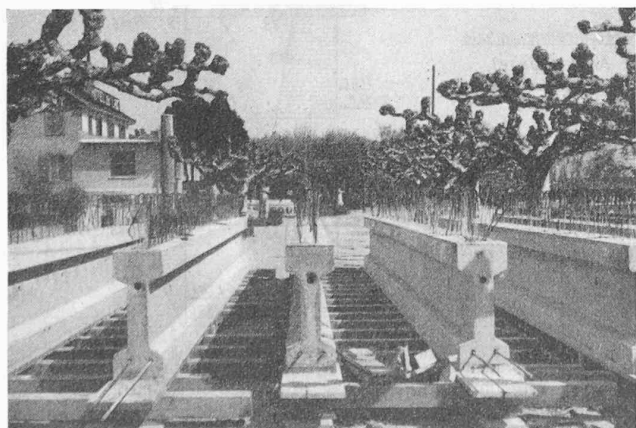


Fig. 8. — Les poutres principales fabriquées sur la rive.

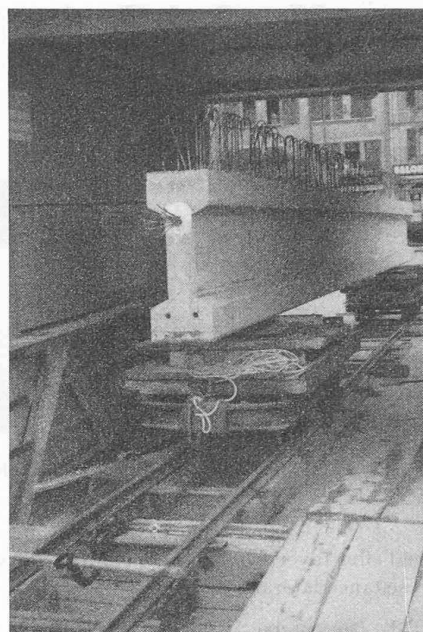


Fig. 9. — Transport d'une poutre principale de 11 tonnes.

La contrainte σ_h frettant le terrain sous le bulbe et la contrainte admissible $\sigma_{a_{II}}$ se calculent d'après les formules suivantes découlant de cette même figure 7.

$$\sigma_{a_{II}} = -(\gamma t + \gamma_e h + p_k) (1 + \text{tg}^2 \varphi) (1 + 4 \text{tg}^2 \varphi) + p_k = -37 \text{ t/m}^2.$$

Les pieux les plus profonds ont une fiche de 7,50 m; ils sont en outre munis de l'embase intermédiaire située au niveau du sol, de 1,20 m de diamètre. La force portante critique de cette embase de $1,1 \text{ m}^2$ étant de 9,5 tonnes au moment où le pieu a tendance à s'enfoncer, on peut admettre que la force portante et la sécurité des pieux les plus chargés varie entre les limites suivantes, en considérant les deux hypothèses limites pour la résistance du sol à la base du pieu :

Force portante	Etat limite I*	Etat limite II
a) latérale R_l	25,8 t	25,8 t
b) à la base du pieu R_b	35,5 t	14,0 t
c) effet de l'embase totale	9,5 t	9,5 t
	70,8 t	48,3 t
<i>Sécurités :</i>		
1. Charge maximum 37 t	1,92	1,31
2. Charge permanente 20 t	3,54	2,41

Etat limite I = absence de glissement interne dans le sol, à la base du pieu.

Etat limite II = glissement interne limite à la base du pieu.

La sécurité effective est comprise entre 1,92 et 1,31 pour le cas de la surcharge maximum exceptionnelle de 37 tonnes, et entre 3,5 et 2,4 dans le cas de la charge permanente de 20 tonnes. Lors des essais de réception de l'ouvrage, la surcharge a été appliquée pendant quelques heures seulement; les mouvements des pieux chargés alors de $32,5 \text{ t}$ par pieu sont apparus élastiques, c'est-à-dire réversibles et compris entre $0,7 \text{ mm}$ et $0,3 \text{ mm}$. La surcharge maximum de 37 tonnes ne sera jamais exercée que pendant une durée maximum de quelques heures, très courte relativement au temps de consolidation du sol; il est alors encore admissible de tolérer une sécurité comprise entre 1,92 et 1,31, ceci d'autant plus que

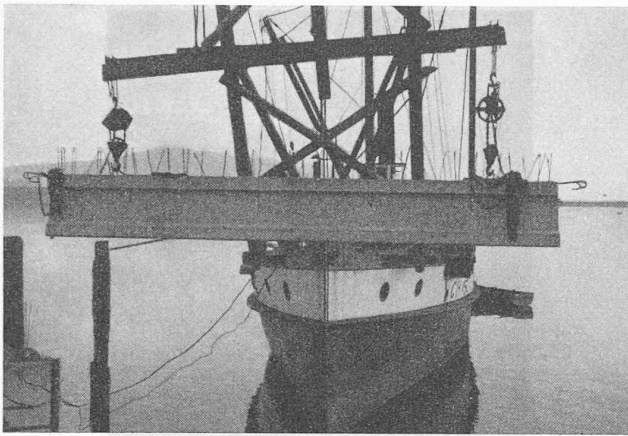


Fig. 10. — Mise en place d'une des poutres principales de la plate-forme d'embarquement.

l'on a négligé l'effet favorable des compressions du sol provenant de la résistance latérale.

d) *Les poutres et les dalles* (fig. 3)

Les poutres, de 11 m et 7,50 m de portée, ont été fabriquées sur la rive (fig. 8); elles ont une hauteur de 0,90 m. Leur section est constituée par un profil en double té; elles sont précontraintes chacune par trois câbles de douze fils de 6 mm en acier dur, dont la résistance à la rupture est supérieure à 140 kg/mm². Un câble sur trois, relevé vers les appuis, est mis en tension avant le transport des poutres; les deux autres câbles, rectilignes, n'ont été mis en tension que lorsque les trois travées et la plate-forme d'embarquement furent placées sur leurs palées.

A part les armatures de précontrainte, les poutres sont munies d'une armature légère en acier doux, principalement formée d'étriers en attente, destinés à assurer la solidarité de la poutre et de la dalle.

Les poutres proprement dites doivent supporter leur poids propre et le poids de la dalle; la résistance aux surcharges est par contre assurée par le système dalle-poutres que l'on peut considérer comme formant un tout solidaire.

La précontrainte de 60 tonnes environ exercée sur les poutres par les deux câbles tendus sur les 33 m de passerelle, d'une extrémité de l'ouvrage à l'autre, a pour conséquence d'appliquer énergiquement les extrémités inférieures de

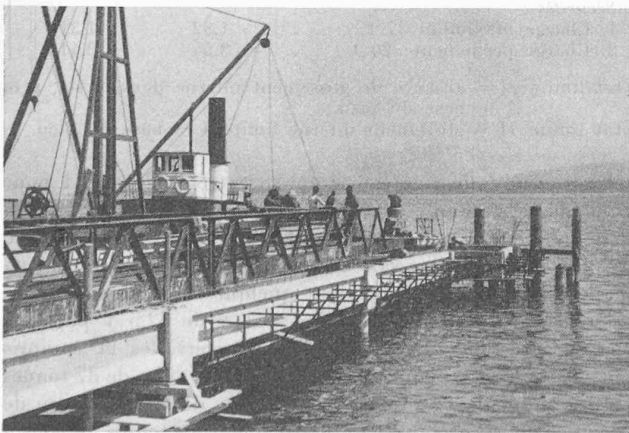


Fig. 12. — Echafaudage tubulaire destiné à porter le coffrage de la dalle.

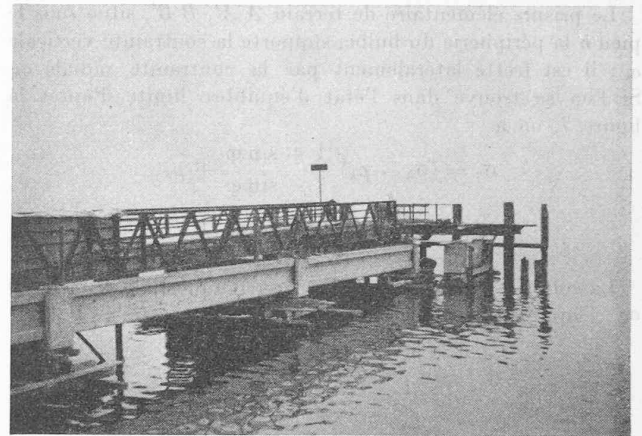


Fig. 11. — Les poutres de la passerelle sont posées.

chaque poutre au fond du logement de la selle d'appui; il en résulte que l'appui des poutres s'effectue sur l'arête inférieure de chaque extrémité; pour protéger cette arête, on a prévu une cornière placée au moment du bétonnage; pour garantir une bonne répartition de la réaction verticale des poutres sur toute la largeur de la ligne d'appui, les plaques d'appui des selles ont été posées à bain soufflant de mortier au moment de la mise en place des poutres.

La mise en place des poutres, dont le poids atteint 11 tonnes, s'est effectuée sans difficulté, par temps calme, au moyen d'une bigue montée sur un chaland de la Compagnie de Navigation (fig. 9 et 10).

L'exécution des dalles sur un coffrage prenant appui sur les poutres n'a présenté aucune particularité (fig. 11 et 12).

e) *Contraintes et essais*

Les contraintes maximums sont modérées; les compressions maximums, de 90 kg/cm² au niveau de la fibre inférieure des poutres, ne se sont produites qu'au moment de la

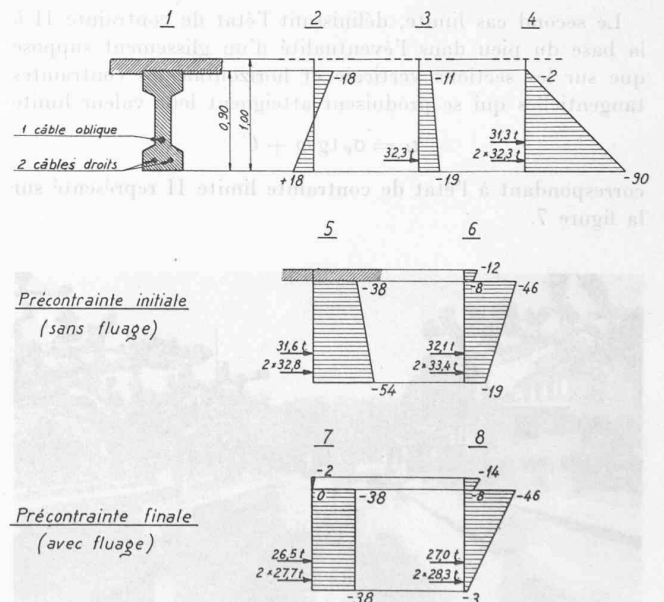


Fig. 13. — Diagrammes des contraintes de flexion dans la section médiane d'une poutre principale en kg/cm².

1. Section résistante. — 2. Effet du poids propre seul. — 3. Cumul avec précontrainte d'un câble. — 4. Cumul avec précontrainte totale. — 5. Charge permanente sans fluage. — 6. Charge totale sans fluage. — 7. Charge permanente avec fluage. — 8. Charge totale avec fluage.

mise en précontrainte complète, soit avant le bétonnage de la dalle. Le poids propre de la dalle a eu un effet soulageant puisque la contrainte permanente maximum, au milieu de la travée, est de 54 kg/cm^2 ; au voisinage de l'appui, la contrainte permanente atteint 79 kg/cm^2 . Aucune traction ne se produit par flexion.

Lorsque le fluage se sera entièrement développé, la compression minimum, pour la surcharge maximum, sera encore de 3 kg/cm^2 . Les tractions obliques ont été admises à 8 kg/cm^2 . Lors de la mise en précontrainte, les aciers ont été tendus à une contrainte de $9,8 \text{ t/cm}^2$ au maximum.

Les essais de réception de l'ouvrage ont montré principalement la faible déformabilité et la parfaite solidarité de la dalle et des poutres.

II. Les ponts de Zwingen

a) Le pont-rail

Situé sur la ligne Delémont-Bâle, à proximité de la station de Zwingen, cet ouvrage porte une voie normale ballastée. En principe, il est constitué par une dalle biaisée de 11,09 m

de portée biaisée, constituée par la juxtaposition de sept poutres en béton précontraint, préfabriquées et solidarisées à leur emplacement définitif par treize câbles transversaux et une dalle en béton armé enrobant les poutres (fig. 14).

La hauteur des poutres varie de 0,48 m à l'appui à 0,85 m au milieu des travées, de sorte que la forme longitudinale de la dalle est parabolique.

Chaque poutre, de 12,58 m de longueur et de 11,98 m de portée, a une section variable, constituée dans sa partie inférieure par une semelle massive de 0,45 m de largeur sur 0,45 m de hauteur, se prolongeant dans sa partie supérieure par une nervure de 0,30 m de largeur, dont la hauteur varie de 3 à 40 cm (fig. 15). Cette poutre est précontrainte par six câbles de douze fils de 6 mm de diamètre, en acier dur, dont la résistance à la rupture est supérieure à $14,5 \text{ t/cm}^2$. Au moment de la mise en précontrainte, soit à un âge supérieure à vingt-huit jours, le béton avait une résistance à la rupture, par compression supérieure, à 400 kg/cm^2 , et par flexion supérieure à 66 kg/cm^2 . Les contraintes les plus élevées dans les poutres, lors de la mise en précontrainte, atteignent 108 kg/cm^2 dans le béton et $9,8 \text{ t/cm}^2$ dans les aciers

La mise en précontrainte a été effectuée sur le chantier de préfabrication, soit à proximité de la gare de Delémont (fig. 16). On a tendu d'abord les câbles relevés situés dans les plans axiaux des poutres, puis les câbles latéraux alternativement d'un côté et de l'autre, pour éviter de créer des contraintes de traction par une flexion gauche exagérée du profil. Comme pour le débarcadère de Nyon, les câbles ont été placés dans des logements ménagés dans le béton par un tube lisse retiré à la fin du bétonnage, tandis que le béton était encore frais. Cette technique n'est applicable que si les câbles sont rectilignes et pour autant que les tubes à retirer du béton ne dépassent pas une longueur de 10 à 12 m. Pour réaliser les câbles relevés sur les appuis, on a noyé dans la partie centrale de la poutre un tronçon courbe de tube perdu qui se raccorde par simple friction aux deux tubes rectilignes récupérés (fig. 15).

Après la mise en tension, les câbles sont injectés avec du lait de ciment sous pression qui enrobe parfaitement les armatures. C'est une mesure de protection car l'adhérence n'est pas nécessaire pour assurer la résistance normale.

Les ancrages des câbles sont du système Freyssinet, constitués par des cônes femelles en béton fretté à très haute résistance, et par des cônes

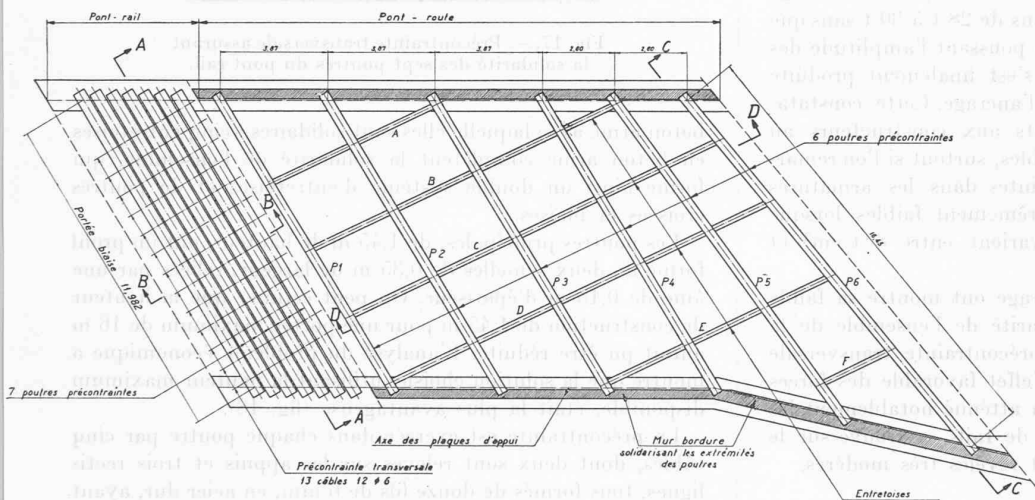
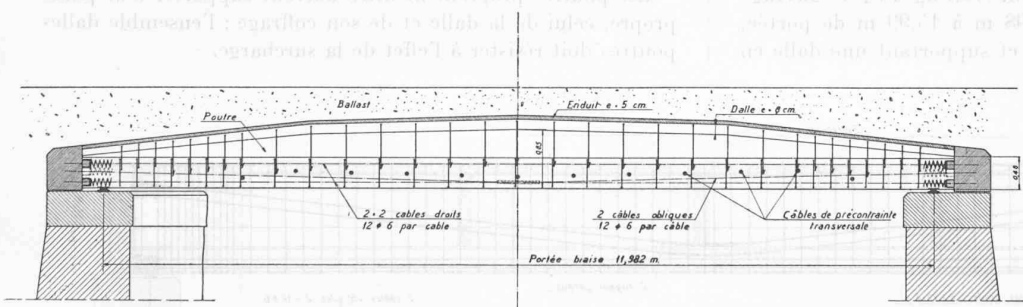


Fig. 14. — Les ponts de Zwingen. Plan.



Coupe transversale B-B

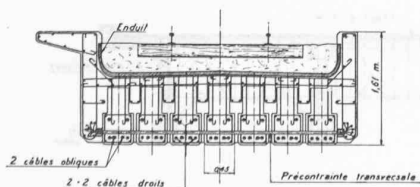


Fig. 15. — Le pont-rail. Coupes longitudinale et transversale.

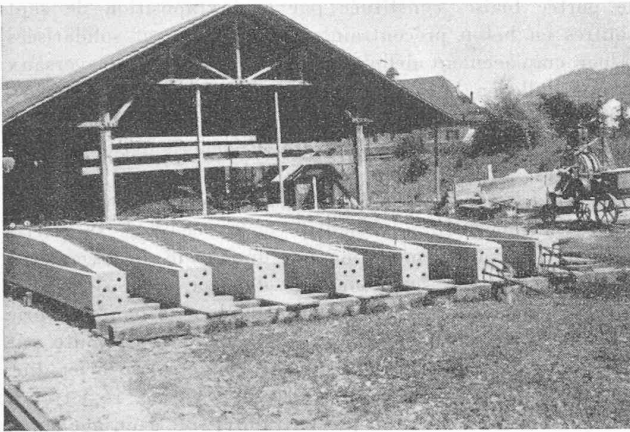


Fig. 16. — Les poutres du pont-rail à leur emplacement de fabrication.

mâles en acier traité. Ce mode d'ancrage s'est révélé d'une sécurité parfaite, statiquement comme sous les efforts dynamiques : Soumis au pulsateur en laboratoire, un tel ancrage a subi plus d'un million de pulsations de 28 t à 30 t sans que sa résistance ne se soit relâchée. En poussant l'amplitude des variations de charge, la rupture s'est finalement produite dans les fils d'acier, et non dans l'ancrage. Cette constatation doit donner tous apaisements aux constructeurs au sujet de ce mode de fixation des câbles, surtout si l'on remarque que les variations de contraintes dans les armatures du béton précontraint restent extrêmement faibles lorsque l'ouvrage est en service. Elles varient entre 8 t/cm² et 8,34 t/cm².

Les essais de réception de l'ouvrage ont montré sa faible déformabilité et la complète solidarité de l'ensemble de la dalle et des poutres, grâce à la précontrainte transversale (fig. 17). On a constaté en outre l'effet favorable des forces de frottement sur les appuis, qui a atténué notablement les flèches observées. Quoiqu'un joint de rails se trouve sur le pont, les effets dynamiques se sont révélés très modérés.

b) Le pont-route de Zwingen

Situé à côté du pont-rail précédent (voir fig. 14), cet ouvrage est formé par six poutres de 11,98 m à 15,99 m de portée, espacées de 3,30 m au maximum et supportant une dalle en

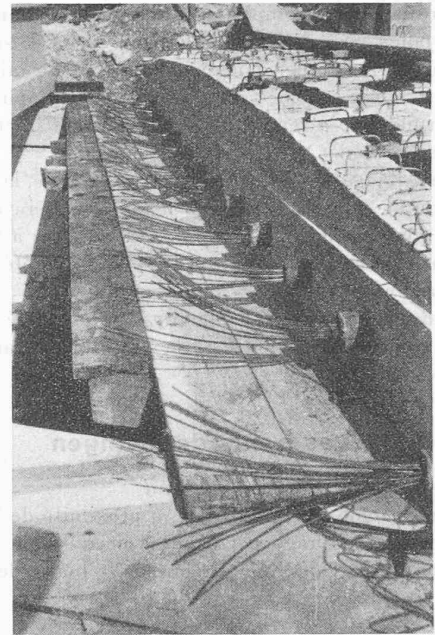


Fig. 17. — Précontrainte transversale assurant la solidarité des sept poutres du pont-rail.

béton armé avec laquelle elles sont solidaires ; cinq entretoises en béton armé complètent la solidarité de l'ensemble, qui forme ainsi un double système d'entretoises et de poutres croisées et biaisées.

Les poutres principales, de 1,45 m de hauteur, ont un profil formé de deux semelles de 0,35 m de largeur, reliées par une âme de 0,15 m d'épaisseur. On peut estimer que la hauteur de construction de 1,45 m pour une portée maximum de 16 m aurait pu être réduite. L'analyse du problème économique a montré que la solution choisie, utilisant la hauteur maximum disponible, était la plus avantageuse (fig. 18).

La précontrainte est exercée dans chaque poutre par cinq câbles, dont deux sont relevés sur les appuis et trois rectilignes, tous formés de douze fils de 6 mm, en acier dur, ayant une résistance à la rupture supérieure à 14,5 t/cm².

Les poutres proprement dites doivent supporter leur poids propre, celui de la dalle et de son coffrage ; l'ensemble dalle-poutres doit résister à l'effet de la surcharge.

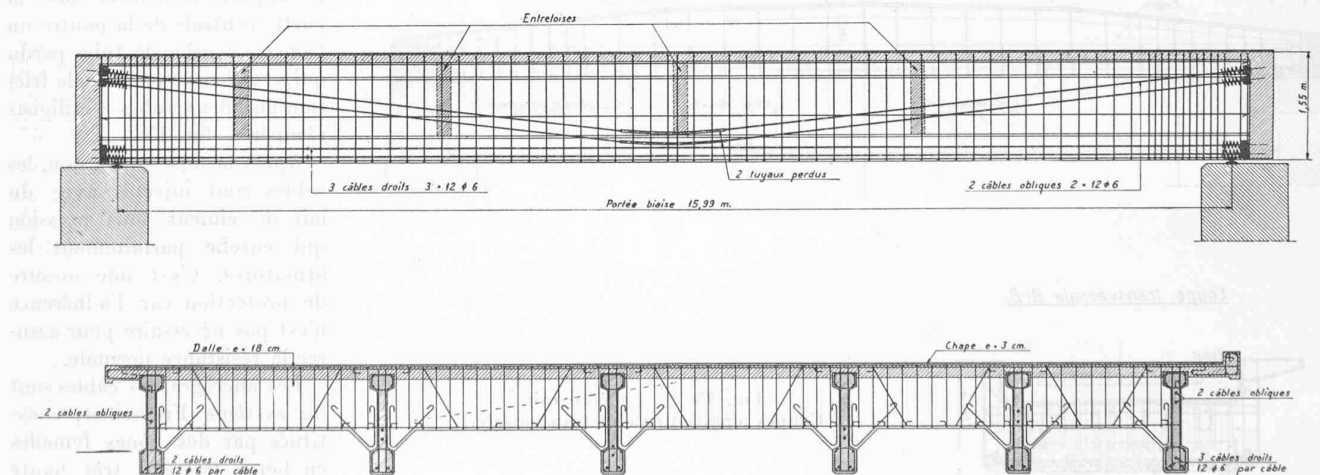


Fig. 18. — Coupes du pont-route.

Le système statique est relativement complexe : poutres et entretoises s'appuient les unes sur les autres, et par surcroît sont solidarisées par la dalle. Si l'on néglige cette solidarisation, ainsi que les déformations de torsion, on se trouve devant un système hyperstatique d'ordre encore très élevé. La résolution d'un tel problème, sans présenter de difficultés particulières, entraîne des calculs longs. Dans notre cas particulier, le calcul a été effectué sur un modèle réduit au Laboratoire de statique de l'Ecole polytechnique : on a pu ainsi déterminer les moments fléchissants dans les différents éléments de la construction pour des charges unitaires appliquées successivement aux différents points de croisement des poutres et des entretoises. A titre d'information, nous avons représenté, sur la figure 19, les flèches et les moments fléchissants dans les poutres pour le cas où une charge concentrée serait appliquée sur une des poutres.

L'analyse de ces essais, que nous ne voulons pas donner ici, nous montre que dans un tel système, la charge concentrée se transmet essentiellement sur les poutres principales voisines de la poutre chargée, à l'exclusion des autres poutres, qui ne sont que faiblement influencées. En outre, on constate que la transmission des charges vers les appuis a tendance à se produire par le chemin le plus court à travers poutres et entretoises.

L'exécution de l'ouvrage ne présente aucune particularité. Les poutres principales, préfabriquées à Delémont sur le même chantier que celles du pont-rail, ont pu être mises en place en une nuit et ont servi de support aux coffrages des entretoises et de la dalle (fig. 20 et 21).

Les essais ont révélé que l'ouvrage se comporte correctement, même sous l'action des efforts dynamiques créés artificiellement en faisant franchir aux camions de charge un tremplin de 15 cm de hauteur. On a constaté en outre que la rigidité de l'ouvrage était beaucoup plus grande que ne le laissait prévoir le calcul. L'explication de ce fait, déjà constaté pour le pont-rail, doit être recherchée dans le rôle des frottements d'appuis.

Pour les ponts à appuis glissants, les forces de frottement des appuis peuvent atteindre des valeurs relativement importantes dont le maximum est égal au produit de la réaction d'appuis par le coefficient de frottement. Ces forces, non négligeables, ont pour effet principal d'immobiliser temporairement l'appui où elles se produisent chaque fois que les forces extérieures qui tendaient à provoquer le mouvement leur restent inférieures. C'est le cas pour le pont-dalle à voie ballastée, où la réaction du poids propre de l'ouvrage est une

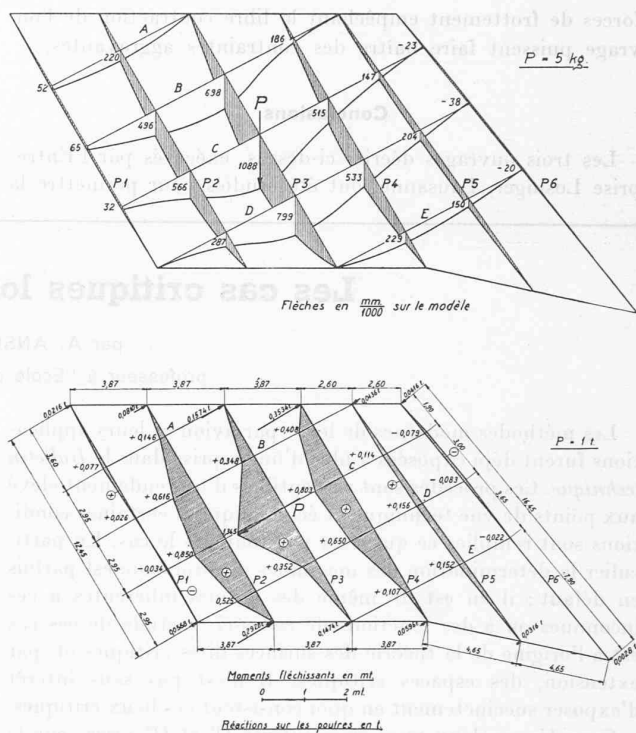


Fig. 19. — Diagrammes des déformations et des moments fléchissants déterminés sur un modèle au Laboratoire de statique de l'EPUL.

fraction importante de la réaction maximum. Chaque fois que la poutre est appuyée au niveau de sa membrure inférieure, l'immobilisation des extrémités de la poutre aux deux appuis, qui tend à s'allonger sous l'action de la surcharge, a pour conséquence de transformer le comportement de l'ouvrage : la poutre à deux appuis se comporte alors temporairement comme un arc à deux articulations très surbaissé. La poussée horizontale résultant des forces de frottement crée un moment négatif qui contrebalance le moment positif dû à la surcharge et réduit, dans une notable mesure, la flexion de la poutre et par conséquent sa flèche. Ce phénomène peut faire croire à une augmentation du module d'élasticité du matériau. L'effet de ces forces de frottement est en général favorable s'il se fait sentir au moment de l'application des surcharges. On peut cependant imaginer des cas où au contraire ces

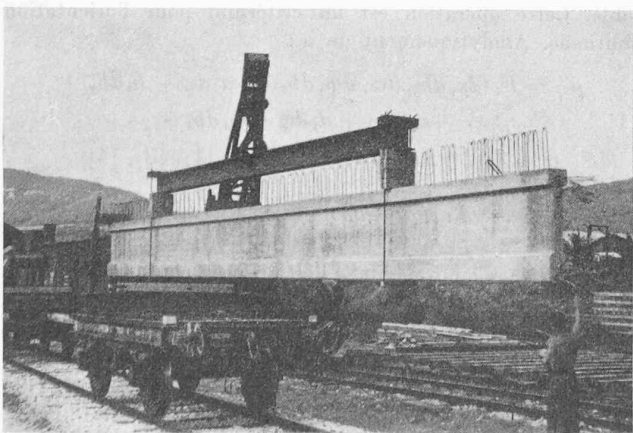


Fig. 20. — Chargement sur wagon d'une poutre du pont-route de 16 tonnes.

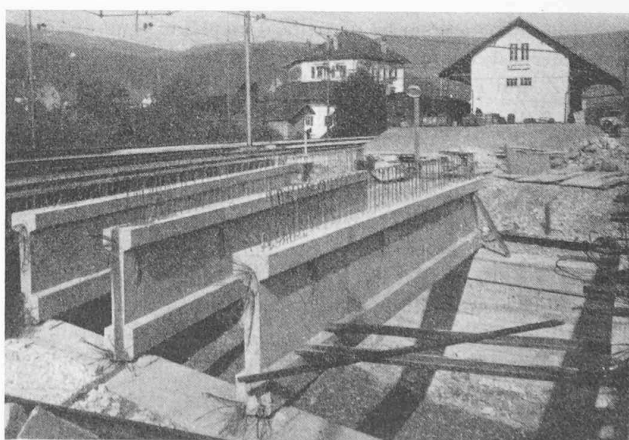


Fig. 21. — Les poutres du pont-route sont en place.

forces de frottement empêchant la libre contraction de l'ouvrage puissent faire naître des contraintes aggravantes.

Conclusions

Les trois ouvrages décrits ci-dessus, exécutés par l'Entreprise Losinger, Lausanne, ont été étudiés pour permettre la

préfabrication des éléments porteurs principaux ; ils révèlent une nouvelle possibilité du béton précontraint, tout en assurant le monolithisme parfait de l'ouvrage achevé. Si de telles réalisations ne présentent aucune difficulté spéciale, leur réussite n'est pleinement assurée que si l'entreprise qui s'en charge étudie l'exécution minutieusement dans ses moindres détails.

Les cas critiques lors de levés par avion

par A. ANSERMET, ingénieur,
professeur à l'Ecole polytechnique de Lausanne

Les méthodes modernes de lever par avion et leurs applications furent déjà exposées à plus d'une reprise dans le *Bulletin technique*. Ces procédés sont susceptibles d'un rendement élevé aux points de vue technique et économique si certaines conditions sont remplies ce qui n'est pas toujours le cas. En particulier la détermination des inconnues du problème est parfois en défaut ; il en est de même des erreurs inhérentes à ces inconnues ou à des fonctions de celles-ci. L'étude de ces cas est à l'origine de la théorie des surfaces dites critiques et, par extension, des espaces critiques. Il n'est pas sans intérêt d'exposer succinctement en quoi consistent ces lieux critiques.

Considérons deux vues consécutives O' et O'' prises sur la même trajectoire de vol (fig. 1) ; les points P' et P'' sont les

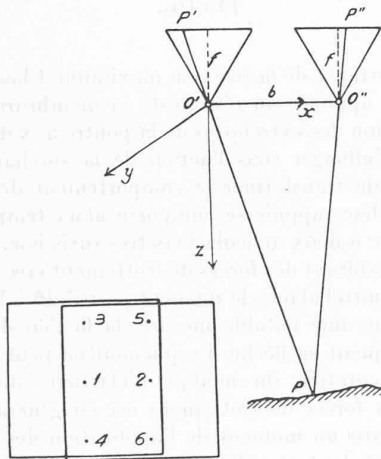


Fig. 1.

images homologues, sur les négatifs, d'un même point du sol P . Ce dernier est défini par ses coordonnées dans le système (X, Y, Z) qui est à la base de la mensuration du territoire. Au lieu d'un seul point P considérons un groupe de points connus $P_1, P_2, P_3 \dots P_v$ formant chacun leurs images sur les clichés conjugués. La détermination du point de vue O' (ou O'') dans l'espace exige la connaissance de trois points ($v = 3$). Mais il faut compter ici avec l'éventualité d'un cas critique : le cylindre droit ayant comme directrice le cercle circonscrit au triangle $P_1P_2P_3$ est un lieu critique. Il suffit alors de faire intervenir d'autres points donnés ($v \geq 4$) mais le problème change de caractère car il y a surdétermination ; le nombre d'équations croît rapidement avec v (théoriquement $\frac{1}{2}v(v-1)$). Il est impossible de calculer trois valeurs X, Y, Z répondant rigoureusement et simultanément à ce système d'équations. Ce problème complexe a donné lieu à des solu-

tions nombreuses et variées mais qui n'ont guère dépassé le stade de la théorie.

En pratique et grâce à l'emploi d'instruments modernes d'aéroréstitution, on renonce en général à déterminer séparément les positions dans l'espace des points de vue O' et O'' . Une première étape, capitale, consiste à reconstituer l'orientation mutuelle des vues conjuguées O' et O'' , comme lors des prises, à une échelle arbitraire. C'est précisément au cours de cette opération fondamentale que des cas critiques se manifestent éventuellement.

Dans la figure ci-dessus, la base $O'O'' = b$ est déjà réduite à une échelle choisie à titre provisoire ; admettons de plus que $b \cong b_x$ ($b^2 = b_x^2 + b_y^2 + b_z^2$; les composantes b_y et b_z sont supposées très petites). L'orientation mutuelle implique l'identification de cinq paires de points homologues tels que P' et P'' au minimum. Les solutions, analytique et instrumentale, reposent sur la notion, devenue courante, de parallaxe transversale ou verticale p_v (voir [1]). Le cas peut se présenter où les cinq points $P_1, P_2 \dots P_5$ sont dans le voisinage d'un lieu critique ; le problème posé est l'étude de ces lieux.

Lieux critiques

Pour orienter la vue O' par rapport à sa conjuguée O'' on dispose à l'autographe des possibilités suivantes :

- Trois rotations : $d\kappa$ (axe $O'z$), $d\omega$ (axe $O'x$) et $d\phi$ (axe $O'y$).
- Deux translations : db_y et db_z (respectivement parallèles à $O'y$ et $O'z$).

D'autres solutions peuvent être envisagées (voir [1], [4]). Les cinq inconnues (trois valeurs angulaires, deux linéaires), définies ci-dessus, sont assimilées à des différentielles car l'instrument permet en général une orientation mutuelle provisoire assez précise. Les parallaxes p_v qui subsistent sont petites ; leur élimination doit être aussi rigoureuse que possible. Cette opération est un critérium pour l'orientation mutuelle. Analytiquement on a :

$$p_{v_i} = F_i(d\kappa, db_y, d\omega, d\phi, db_z) \cong a_i d\kappa + b_i db_y + c_i d\omega + d_i d\phi + e_i db_z \quad (1)$$

($i = 1, 2 \dots 5$) (voir [1], [3], [4])

où $a_i = x_i$, $b_i = 1$, $c_i = z_i + \frac{y_i^2}{z_i}$, $d_i = \frac{x_i y_i}{z_i}$, $e_i = \frac{y_i}{z_i}$

pour des vues nadirales (axes de prise de vues verticaux en O', O'') ; en pratique, cette verticalité n'est qu'approximative. Rappelons que les coordonnées x_i, y_i, z_i sont des valeurs à l'échelle instrumentale. Les signes des coefficients dépendent de conventions et ne jouent pas de rôle ici. Le groupe des cinq équations (1) fournit un système unique et bien déterminé de solutions pour les inconnues si le déterminant fonctionnel est différent de zéro.