

Zeitschrift: Bulletin technique de la Suisse romande
Band: 72 (1946)
Heft: 7

Artikel: Le grand viaduc du bois des Chenaux sur le chemin de fer du Montreux-Oberland bernois
Autor: Gardiol, E.
DOI: <https://doi.org/10.5169/seals-54621>

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften auf E-Periodica. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Zeitschriften und ist nicht verantwortlich für deren Inhalte. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern beziehungsweise den externen Rechteinhabern. Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen sowie auf Social Media-Kanälen oder Webseiten ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. [Mehr erfahren](#)

Conditions d'utilisation

L'ETH Library est le fournisseur des revues numérisées. Elle ne détient aucun droit d'auteur sur les revues et n'est pas responsable de leur contenu. En règle générale, les droits sont détenus par les éditeurs ou les détenteurs de droits externes. La reproduction d'images dans des publications imprimées ou en ligne ainsi que sur des canaux de médias sociaux ou des sites web n'est autorisée qu'avec l'accord préalable des détenteurs des droits. [En savoir plus](#)

Terms of use

The ETH Library is the provider of the digitised journals. It does not own any copyrights to the journals and is not responsible for their content. The rights usually lie with the publishers or the external rights holders. Publishing images in print and online publications, as well as on social media channels or websites, is only permitted with the prior consent of the rights holders. [Find out more](#)

Download PDF: 26.01.2026

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

BULLETIN TECHNIQUE DE LA SUISSE ROMANDE

Paraissant tous les 15 jours

ABONNEMENTS :

Suisse : 1 an, 17 francs

Etranger : 20 francs

Pour sociétaires :

Suisse : 1 an, 14 francs

Etranger : 17 francs

Prix du numéro :

75 centimes

Pour les abonnements
s'adresser à la librairie
F. Rouge & C^{ie}, à 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 d'ingénieurs 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. L. HERTLING, architecte ; P. JOYE, professeur ; *Vaud* : MM. F. CHENAUX, ingénieur ; E. ELSKES, ingénieur ; † E. JOST, architecte ; A. PARIS, ingénieur ; CH. THÉVENAZ, architecte ; *Genève* : MM. L. ARCHINARD, ingénieur ; E. MARTIN, architecte ; E. ODIER, architecte ; *Neuchâtel* : MM. J. BÉGUIN, architecte ; R. GUYE, ingénieur ; A. MÉAN, ingénieur ; *Valais* : M. J. DUBUIS, ingénieur ; A. DE KALBERMATTEN, architecte.

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

Publicité :
TARIF DES ANNONCES

Le millimètre
(larg. 47 mm.) 20 cts.
Tarif spécial pour fractions
de pages.

En plus 20 % de majoration de guerre
Rabais pour annonces
répétées.



ANNONCES-SUISSSES S.A.
5, rue Centrale
LAUSANNE
& Succursales.

CONSEIL D'ADMINISTRATION DE LA SOCIÉTÉ ANONYME DU BULLETIN TECHNIQUE

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

SOMMAIRE : *Le grand viaduc du bois des Chenaux sur le chemin de fer du Montreux-Oberland bernois* (suite et fin), par E. GARDIOL, ingénieur EIL, au bureau technique du M.O.B. — *Concours d'idées pour l'étude de l'agrandissement du temple de Champel, à Genève.* — *Société suisse des ingénieurs et des architectes : Extrait des procès-verbaux du Comité central.* — CARNET DES CONCOURS. — SERVICE DE PLACEMENT.

Le grand viaduc du bois des Chenaux sur le chemin de fer du Montreux-Oberland bernois,

par E. GARDIOL, ingénieur EIL, au bureau technique du M.O.B.
(Suite et fin ¹).

Système statique (suite).

Influence du désaxement.

Le rail est en courbe, les poutres sont polygonales, il y a donc désaxement. Pour une portée de 14,60 m (fig. 9), la flèche f entre la ligne droite reliant les appuis et

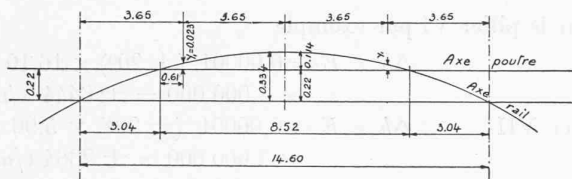


Fig. 9.

la courbe de rayon 80 m est de 33,4 cm. Pour réduire cette valeur, tous les appuis (palées) ont été déplacés vers l'amont de 22 cm afin de diminuer la flèche à 11,4 cm. Dans la section milieu la majoration pour désaxement devient :

$$R_B = P \times \frac{1,114}{2,00} = 0,557 P$$

$$\text{Majoration} = \frac{0,557}{0,500} = 1,114 \text{ soit } 11,4 \%$$

¹ Voir *Bulletin technique* du 16 mars 1946, p. 69.

Toutefois cette majoration est maximum au centre et diminue rapidement pour devenir à peu près 0 au quart de la portée. Pour simplifier le calcul, la majoration uniforme a été admise à $\pm 10 \%$ suivant qu'il s'agisse de la poutre amont ou aval.

Majoration dynamique.

$$\left. \begin{array}{l} \text{Portées extrêmes} = 11,24 \\ \text{Portées centrales} = 14,78 \end{array} \right\} \text{ moyenne} = 13,0 \text{ m.}$$

D'après l'ordonnance fédérale, la majoration pour traction électrique est de

$$\varphi_2 = 0,75 \frac{1100 + 10 \times 13,00}{10 + 13,00} = 40,6 \%$$

La voie étant sur balast, cette valeur peut encore être réduite de 10 % soit 36,5 %.

Force centrifuge (fig. 10).

La vitesse réglementaire pour une pente de 67 ‰ est de 28,5 km/heure à la descente, mais certains trains pourront accidentellement dépasser cette vitesse à la montée (flèches, trains légers) et atteindre 35 km/heure. Un train peut également s'arrêter et avoir une vitesse 0.

La force centrifuge a la valeur :

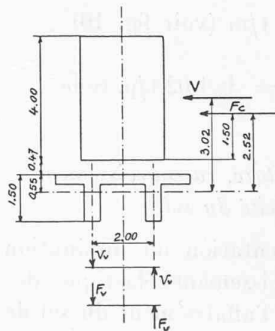


Fig. 10.

$$F_c = \frac{Pv^2 \text{ m/sec}}{gR} = \frac{PV^2 \text{ km/h}}{127 R}$$

P = Poids en tonnes R = Rayon en m.

Pour les différentes vitesses possibles

$$V = 28,5 \text{ km/h} \quad F_c = \frac{P \times 28,5^2}{127 \times 80} = 0,08 P$$

$$V = 35,0 \text{ km/h} \quad F_c = \frac{P \times 35,0^2}{127 \times 80} = 0,12 P$$

$$V = 0 \quad F_c = 0.$$

Les forces verticales correspondantes :

$V = 28,5 \text{ km/h} \quad F_v = 0$ à cause du dévers correspondant de 80 m/m

$$V = 35,0 \text{ km/h} \quad F_v = (0,12 - 0,08) \frac{2,52}{2,00} \times 14 \text{ t} = \pm \pm 0 \text{ t } 710 \text{ pour un essieu de } 14 \text{ t.}$$

La valeur positive s'appliquant à la poutre extérieure à la courbe de 80 m et la valeur négative à la poutre intérieure

$$V = 0 \text{ km/h} \quad F_v = (0,08 - 0) \times \frac{2,52}{2,00} \times P.$$

Mais dans ce cas, la vitesse étant nulle, il n'y a plus lieu d'appliquer la majoration dynamique, aussi la valeur de F_v peut-elle être diminuée

$$F_v = [0,08 (1 - 0,365) - 0] \frac{2,52}{2,00} \times 14 \text{ t} = \pm 0 \text{ t } 892 \text{ pour un essieu de } 14 \text{ t.}$$

Dans ce dernier cas, c'est la poutre intérieure à la courbe qui est chargée (valeur +) et la poutre extérieure soulagée (valeur -).

Vent sur le train.

L'ordonnance fédérale fixe à 100 kg par m² la force du vent sur le train. Dans le cas présent, l'ouvrage est situé dans une gorge latérale à la vallée principale et son axe longitudinal est dans la direction des vents principaux. La pression admise pour le vent a été réduite à 50 kg/m², mais cela uniquement pour la majoration des charges verticales sur les poutres. Par sécurité, la pression du vent a été maintenue à 100 kg/m² pour la stabilité latérale des palées.

$$V_h = 0,050 \times 4,00 = 0,200 \text{ t/m}$$

$$V_v = 0,200 \times \frac{3,02}{2,00} = 0,302 \text{ t/m (voir fig. 10)}$$

$$\text{Par roue} \quad V_v = 0,302 \times \frac{13,50}{4} = \pm 1,02 \text{ t/p. roue}$$

Retrait, variations de température, raccourcissement des piliers et élasticité du sol.

Le retrait du béton, l'augmentation ou diminution de la température, le raccourcissement élastique des piliers sous une charge, et enfin l'affaissement du sol de fondation sous le poids de l'ouvrage, provoquent des déformations de l'ensemble. Les moments qui en décou-

lent deviennent assez importants à cause de la très grande hauteur des piliers.

Toutefois, par suite du programme d'avancement des travaux, il n'a pas été nécessaire de tenir compte de toutes les causes données ci-dessus.

1° Tous les piliers ayant été exécutés avant la mise en chantier de l'échafaudage et du coffrage du tablier, le retrait dans les palées était déjà réalisé. Il a du reste été contrôlé par nivellement. Lors du bétonnage d'une palée, le niveau supérieur était tracé sur le coffrage au millimètre près. Avant de poser le coffrage du tablier, ce niveau a été vérifié pour chaque palée. On a pu ainsi constater des raccourcissements des piliers allant jusqu'à 2 cm et correspondant à peu de chose près au retrait calculé.

2° Le raccourcissement des piliers sous le poids mort du tablier s'effectue au moment du bétonnage de ce dernier.

3° Le sol de fondation reçoit la plus grande partie de sa charge lors du bétonnage des piliers et du tablier, et cède élastiquement avant la mise en charge de l'ouvrage.

Il n'a donc pas été tenu compte des trois causes ci-dessus.

Quant au raccourcissement des piliers sous la charge roulante, un calcul préliminaire a permis de constater que cette influence est pratiquement négligeable, voire même favorable pour les moments négatifs sur appuis.

Par contre, les variations de température dans les piliers engendrent des moments assez importants dans les poutres du tablier, qui peuvent atteindre $\pm 9,20 \text{ tm}$ au milieu des travées et $\pm 19,0 \text{ tm}$ sur appuis.

D'après l'ordonnance fédérale, la variation de température à considérer est de $\pm 20^\circ$.

soit Δh l'allongement ou le raccourcissement d'un pilier

t° la variation de température = $\pm 20^\circ$

ω coefficient de dilatation = 0,00001

h la hauteur du pilier

E coefficient d'élasticité du béton = 2 000 000 t/m²

$$\Delta h \times E = \omega t^\circ h E$$

Pour le pilier VI par exemple

$$\Delta h \times E = 0,00001 (\pm 20^\circ) \times 16,10 \times 2\,000\,000 = \pm 6444 \text{ t/m}$$

$$\text{Pilier VII} \quad \Delta h \times E = 0,00001 (\pm 20^\circ) \times 5,96 \times 2\,000\,000 = \pm 2364 \text{ t/m}$$

Pour calculer les moments provoqués dans les poutres du tablier, on cherche tout d'abord les moments primitifs engendrés dans les deux travées adjacentes à un pilier, en ne considérant que l'allongement ou le raccourcissement de ce seul pilier. Les moments dans les autres travées se propagent comme pour une poutre continue ordinaire, en passant par les foyers, mais en tenant compte des coefficients de passage. Ce calcul étant fait pour chaque pilier, il suffit d'en faire la somme algébrique sur les appuis pour avoir les valeurs définitives de l'ensemble suivant le principe de la superposition des effets des charges.

Voici un exemple de détermination des moments primitifs dans la poutre VI-VII :

$$M_{VI}^I = \frac{\Delta h_{VI}}{\beta \times E^{-1} \times l} \times \frac{a}{l-a-b} = \frac{6444}{8,31 \times 14,78} \times \frac{3,54}{14,78 - 3,54 - 3,94} = \pm 25,4 \text{ mt.}$$

$$M_{VII}^{II} = \frac{\Delta h_{VII}}{\beta \times E^{-1} \times l} \times \frac{a}{l-a-b} = \frac{2364}{8,31 \times 14,78} \times \frac{3,54}{14,78 - 3,54 - 3,94} = \mp 9,32 \text{ tm.}$$

$$M_{VII}^I = \frac{\Delta h_{VI}}{\beta \times E^{-1} \times l} \times \frac{b}{l-a-b} = \frac{6444}{8,31 \times 14,78} \times \frac{3,94}{14,78 - 3,54 - 3,94} = \mp 28,30 \text{ tm.}$$

$$M_{VII}^{II} = \frac{\Delta h_{VII}}{\beta \times E^{-1} \times l} \times \frac{b}{l-a-b} = \frac{2364}{8,31 \times 14,78} \times \frac{3,94}{14,78 - 3,54 - 3,94} = \pm 10,40 \text{ tm.}$$

La figure 11 représente ce genre de calcul pour l'élément de pont V-VIII. Cette épure permet également de calculer les efforts tranchants correspondants.

Variations de température et retrait dans les poutres du tablier.

La variation de température est de $\pm 20^\circ$, quant au retrait il est assimilé à une baisse de température de -20° .

Pour le cas de baisse de température -20° et retrait (-20°) au total -40° , les poutres se raccourcissent des quantités suivantes ; en cumulant les distances depuis les points fixes II ou VIII.

Exemples : Déplacement du sommet du pilier V :

$$\begin{aligned} \Delta \cdot l \cdot E &= \omega \cdot l \cdot \rho \cdot E \quad l = 11,85 + 2 \times 14,78 = 41,41 \\ \Delta \cdot l \cdot E &= 0,00001 \times 41,41 (-40^\circ) \times 2\,000\,000 = \\ &= -33,128 \text{ t/m.} \end{aligned}$$

Déplacement du sommet du pilier VI :

$$\begin{aligned} l &= 11,85 + 14,78 = 26,63 \\ \Delta \cdot l \cdot E &= 0,00001 \times 26,63 (-40^\circ) \times 2\,000\,000 = \\ &= -21\,300 \text{ t/m.} \end{aligned}$$

Les moments primitifs dans les piliers sont alors les suivants :

Pilier V :

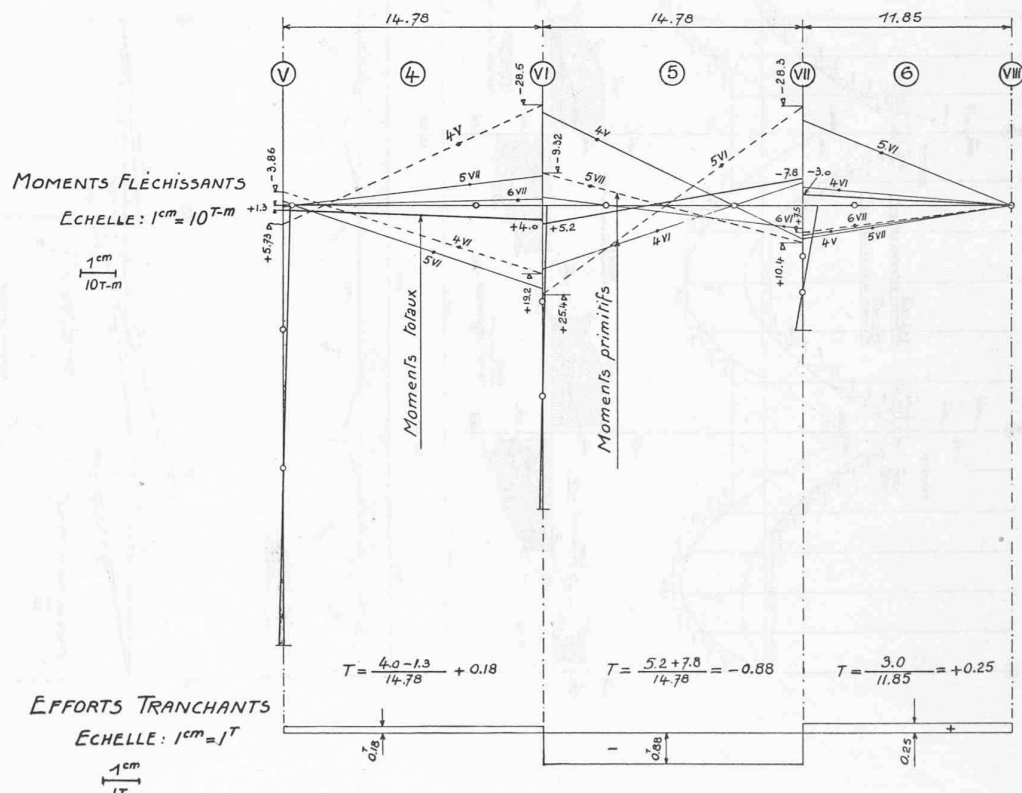
$$\begin{aligned} M_u &= -\frac{\Delta l}{E^{-1}h} \times \frac{a}{h-a-b} = \frac{33\,128}{92 \times 23,90} \times \\ &\times \frac{10,15}{23,90 - 10,15 - 5,80} = -19,20 \text{ tm.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_0 &= +\frac{\Delta l}{E^{-1}h} \times \frac{b}{h-a-b} = \frac{33\,128}{92 \times 23,90} \times \\ &\times \frac{5,80}{23,90 - 10,15 - 5,80} = +11,00 \text{ tm.} \end{aligned}$$

Pilier VI :

$$\begin{aligned} M_u &= -\frac{\Delta l}{E^{-1}h} \times \frac{a}{h-a-b} = \frac{21\,300}{78 \times 16,11} \times \\ &\times \frac{6,45}{16,11 - 6,45 - 4,30} = -20,40 \text{ tm.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_0 &= +\frac{\Delta l}{E^{-1}h} \times \frac{b}{h-a-b} = \frac{21\,300}{78 \times 16,11} \times \\ &\times \frac{4,30}{16,11 - 6,45 - 4,30} = +13,60 \text{ tm.} \end{aligned}$$



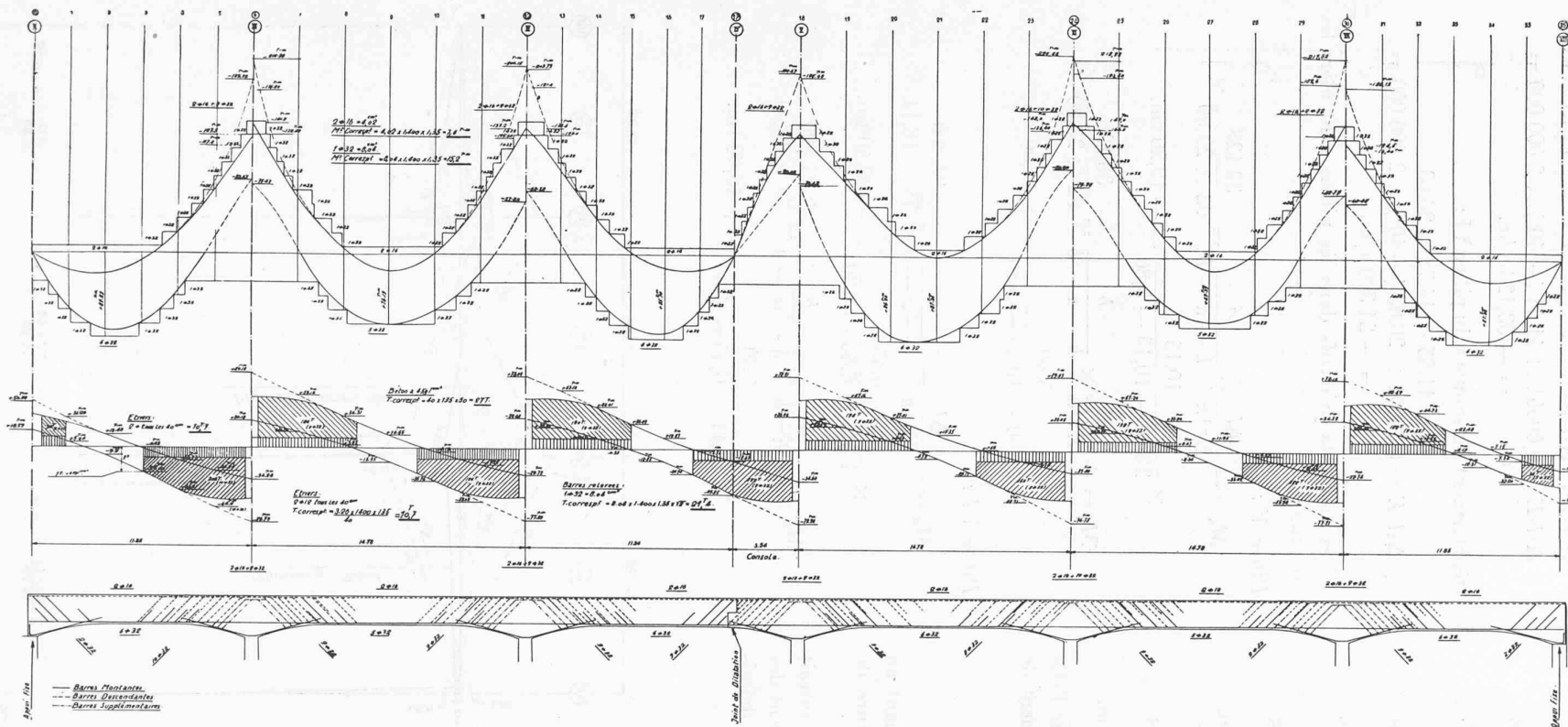


Fig. 13. — Courbes des moments fléchissants et des efforts tranchants maxima et minima dans une poutre du tablier. Schéma de répartition des armatures.

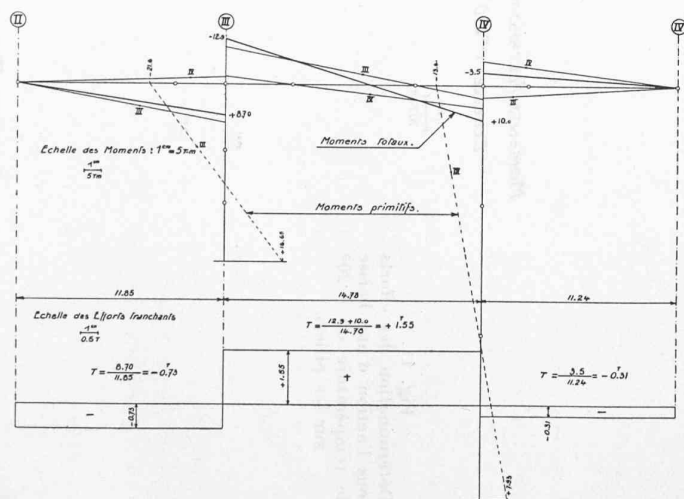


Fig. 12. — Détermination des efforts sous l'action d'une baisse de température de -20° et du retrait -20° sur les poutres.

Pour avoir les moments dans les poutres et piliers, on procède de la même façon que pour la variation de hauteur des piliers, en utilisant les coefficients de passage et les foyers pour chaque moment primitif d'un pilier. On cumule ensuite les valeurs obtenues, en application du principe de la superposition des effets de charges.

La figure 12 est un exemple de ce calcul des moments et des efforts tranchants correspondants, pour le tronçon II-IV.

Moments fléchissants et efforts tranchants maxima et minima.

Ayant ainsi obtenu les efforts pour chaque genre de charge et de déformation, il suffit d'en faire un tableau récapitulatif et de calculer pour chaque section les valeurs maxima et minima. Pour ce faire, il faut évidemment combiner ces efforts judicieusement.

En reportant sur un graphique (fig. 13) les valeurs additionnées, on obtient les courbes maxima et minima des moments et des efforts tranchants, courbes qui permettront de déterminer et de placer convenablement les armatures nécessaires, aussi bien pour les moments que pour les efforts tranchants.

Le calcul des sections pour les poutres ne présente aucune difficulté, c'est du béton armé courant. Les taux admissibles admis sont de 70 kg/cm² pour le béton en compression, et de 1400 kg/cm² pour l'acier rond, conformément à l'ordonnance fédérale. Ayant tenu compte de toutes les sortes de charges, température, retrait et autres influences, la contrainte pour l'acier doux ordinaire aurait pu être portée même jusqu'à 1500 kg/cm². Il y a donc un coefficient supplémentaire de sécurité en limitant cette contrainte à 1400 kg/cm². La figure 14 donne un exemple des armatures d'une poutre.

Stabilité des palées et culées.

Cette stabilité a été vérifiée aussi bien dans le sens transversal que dans le sens longitudinal, non seulement pour les sections de base et les fondations, mais également pour des sections intermédiaires à différentes hauteurs. Il a été tenu compte de toutes les charges verticales et horizontales les plus défavorables, poids propre, surcharges roulantes, vent sur le train, vent sur le tablier, force centrifuge. Ce calcul, quoique délicat et minutieux à cause des différents cas qui peuvent se présenter, n'offre aucune difficulté théorique et il serait trop long d'en donner un exemple.

Le coefficient de sécurité au renversement

$\frac{\text{Moment résistant}}{\text{Moment renversement}}$ fixé par l'ordonnance à 1,5 minimum est partout respecté et même largement dépassé.

Signalons toutefois la vérification au flambage longitudinal d'un pilier. L'élancement est très hardi, comme le montre une des photographies et c'était là un des points délicats.

Prenons comme exemple la palée la plus haute, palée II, qui a 23,40 de hauteur. Pour déterminer la lon-



F. Zurcher.

gueur de flambage, il a été admis un demi-encastrement à sa base et à son sommet.

$$l_k \text{ flambage} = \frac{h}{2} = \frac{23,40}{2} = 11,70.$$

La charge maximum sur un des piliers, en tenant compte des majorations provenant du vent transversal et de la force centrifuge, est de 176,51 tonnes.

Par suite du retrait et de la variation de température dans les poutres du tablier, cette section est encore soumise à un moment de flexion de 5,00 tm. La charge est ainsi excentrée.

$$\frac{l_k}{d} = \frac{11,70}{0,93} = 12,5 \quad \lambda_k = \frac{l_k}{i} = 43,3$$

et d'après les tableaux de Ritter le $\sigma_{adm} = 48,3$, valeur à réduire encore, à cause de l'excentricité, à

$$\sigma_{adm} = 48,3 \times \frac{1}{1 + 1,3 \times \frac{2,83}{15,5}} = 39,0 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{ou } \frac{M}{N} = \frac{500 \text{ t/cm}}{176,51 \text{ t}} = 2,83 \text{ cm et } \frac{d}{6} = \frac{93}{6} = 14,4 \text{ cm.}$$

La section de béton est de 93×70 avec $8 \varnothing 32 = 64,2 \text{ cm}^2$. C'est dans le sens du flambage que la largeur du pilier est de 93 cm, dans l'autre sens de 70 cm le pilier est entretoisé par le voile.

$$\sigma \text{ effectif} = \frac{N}{F_b + nF_a} = \frac{176\,510}{70 \times 93 + 10 \times 64,2} = 24,9 \text{ kg/cm}^2$$

donc inférieur à 39 kg/cm².

Quant aux armatures, l'ordonnance fixe le pourcent de la section minimum à :

$$\begin{aligned} \% &= 0,25 + 0,015 \lambda_k \\ &= 0,25 + 0,015 \times 43,3 = 0,9 \% \\ w_{\min} &= 0,9 \% \times 70 \times 93 = 58,5 \text{ cm}^2 \\ &8 \varnothing 32 = 64,2 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

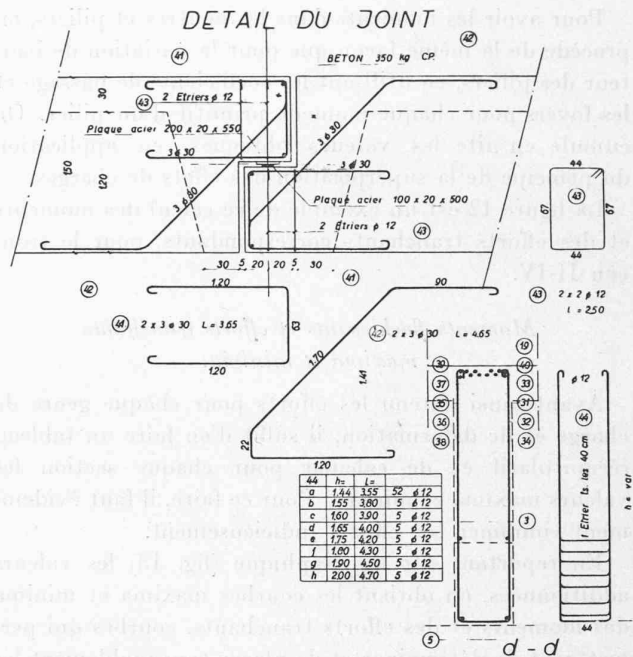
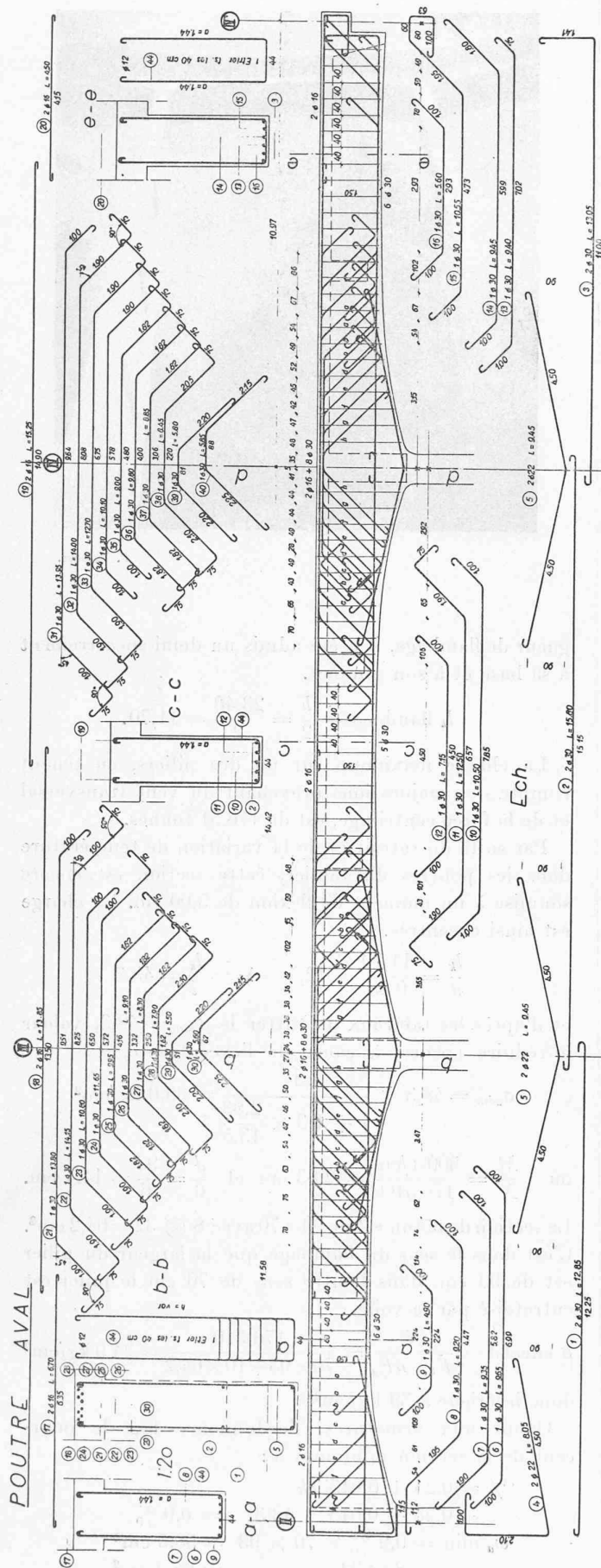
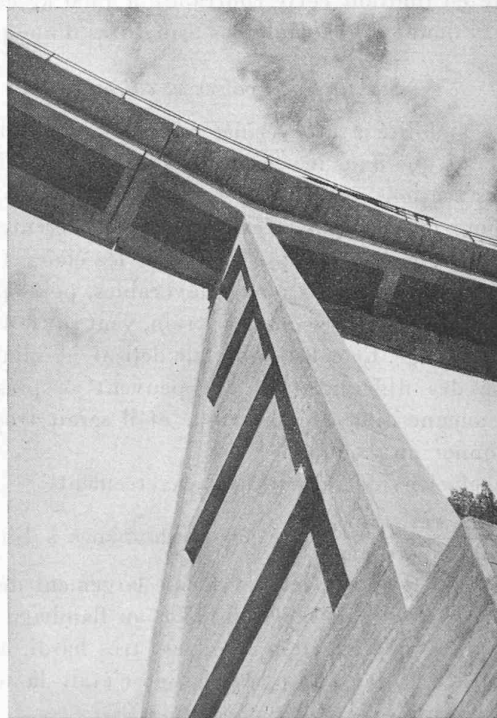


Fig. 14. — Exemple d'armatures d'une poutre.

Tous les calculs ci-dessus pour les palées ont été faits pour une inclinaison transversale des piliers à $1/10$. Cependant, à la demande de l'Office fédéral des transports, l'inclinaison des palées a été augmentée et les fruits ont été portés à 1 : 8 à l'aval et à 1 : 6,5 à l'amont. La stabilité des palées est ainsi largement assurée. La figure 15 donne un exemple des armatures de deux palées.



Joint de dilatation central, F. Zürcher.

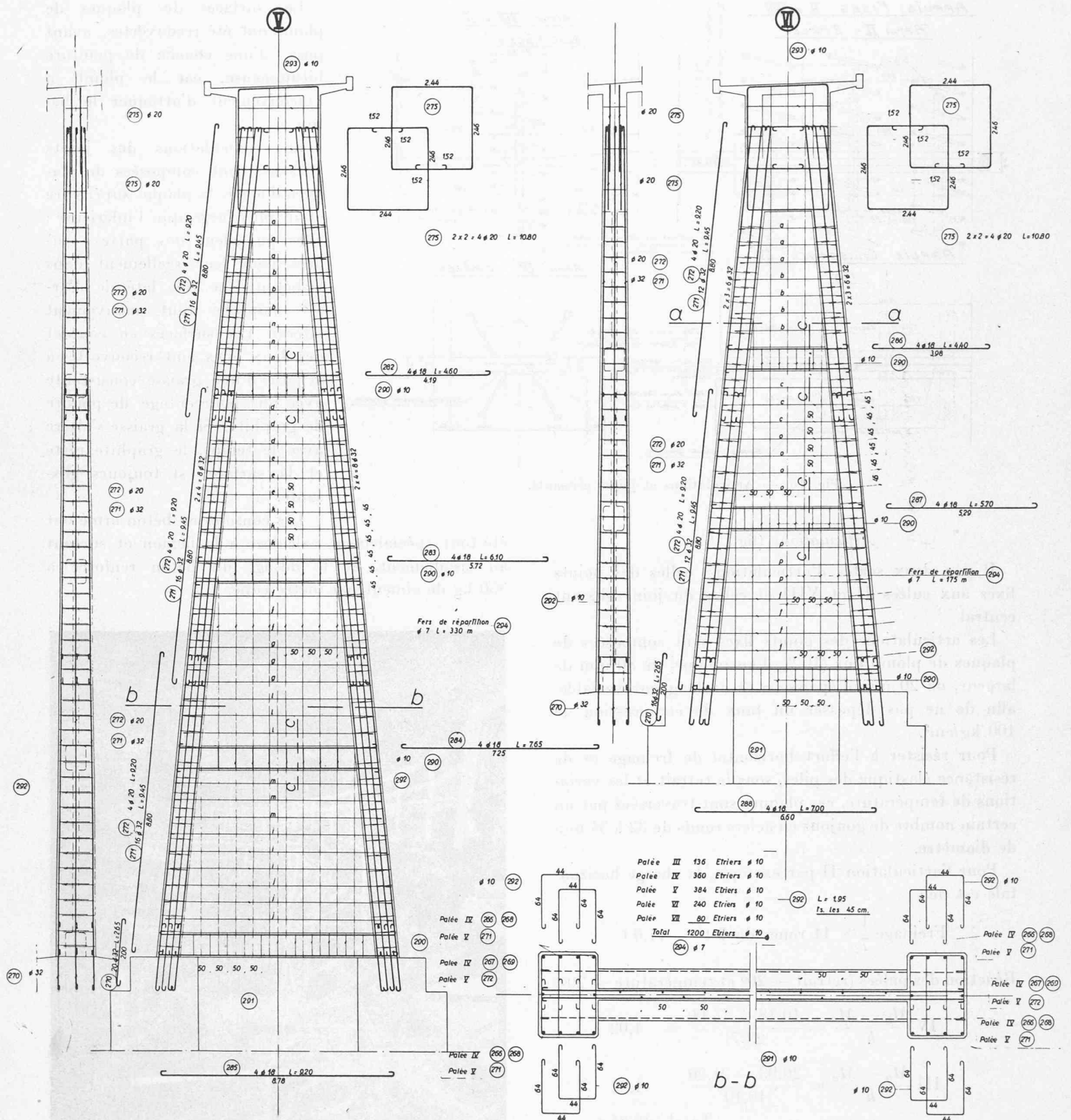


Fig. 15. — Exemple d'armatures dans deux palées.

La vérification de la stabilité des culées est également importante, tout spécialement pour la culée supérieure VIII qui doit résister à un effort horizontal de traction dû au freinage sur la moitié du pont, et aux réactions des palées sous l'action du retrait et des baisses

de température. Des armatures horizontales et inclinées transmettent cet effort de traction à l'arrière de la culée. La stabilité a été calculée après exécution des fouilles, pour se baser sur la connaissance exacte du bon terrain en profondeur et qualité.

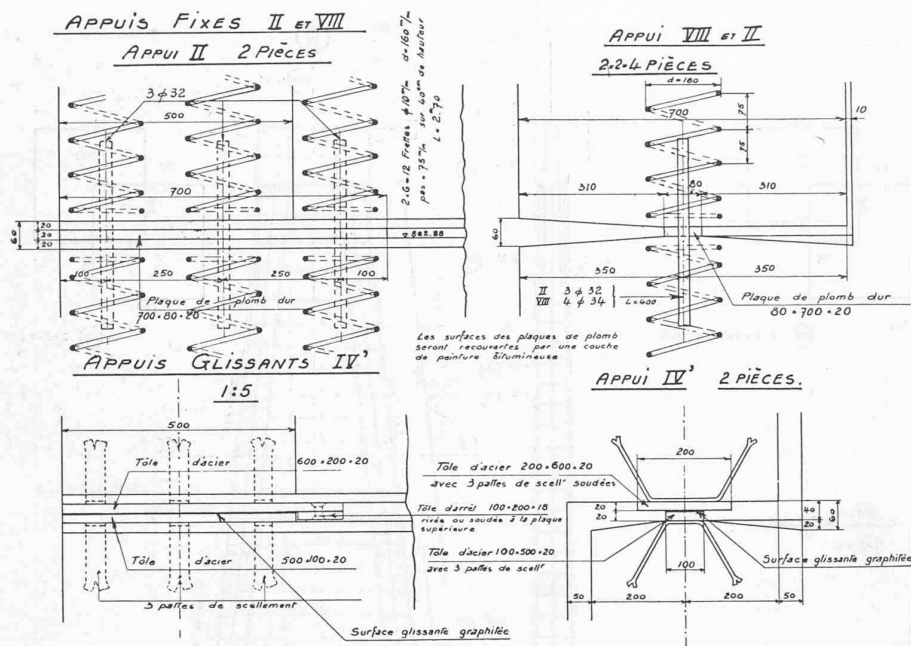


Fig. 16. — Articulations et joints glissants.

Articulations (fig. 16).

Il y a deux sortes d'articulations, celles des points fixes aux culées II et VIII et celles du joint glissant central.

Les articulations des points fixes sont composées de plaques de plomb dur (10 % d'antimoine) de 80 mm de largeur, de 20 mm d'épaisseur et de longueur variable, afin de ne pas dépasser un taux de compression de 100 kg/cm².

Pour résister à l'effort horizontal de freinage et de résistance élastique des piles, sous le retrait et les variations de température, ces plaques sont traversées par un certain nombre de goujons en aciers ronds de 32 à 34 mm de diamètre.

Pour l'articulation II par exemple, la charge horizontale est de :

$$\text{Freinage } \frac{1}{7} \times 11 \text{ roues de } 7 \text{ t} = 11,0 \text{ t}$$

Réaction des palées (retrait — 20° et température — 20°)

$$\text{IV } \frac{M_0 - M_u}{h} = \frac{10,18 + 14,00}{23,71} = 1,02$$

$$\text{III } \frac{M_0 - M_u}{h} = \frac{26,93 - 21,20}{10,10} = 4,82$$

Total 16,84 t

$$\text{Goujons } 3 \varnothing 32 = 24,2 \text{ cm}^2$$

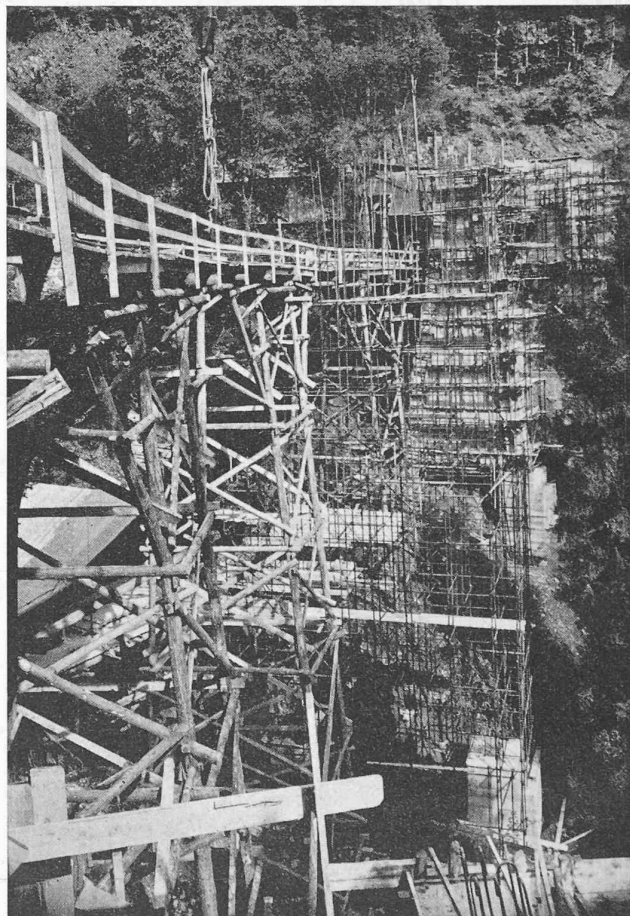
$$\tau_c = \frac{16\,840}{24,2} = 690 < 1000 \text{ kg/cm}^2.$$

Le béton au-dessus et au-dessous de ces articulations a été renforcé par un dosage à 350 kg de ciment par mètre cube et par des frettes circulaires de 160 mm de diamètre en acier de 10 mm avec « pas » de 75 mm.

Les surfaces des plaques de plomb ont été recouvertes, avant pose, d'une couche de peinture bitumineuse, car le plomb a l'inconvénient d'attaquer le béton.

Les articulations des joints glissants sont composées de plaques d'acier, la plaque supérieure étant plus large que l'inférieure ; elles possèdent des pattes soudées pour leur scellement dans le béton. Une tôle latérale d'arrêt empêche tout mouvement latéral. Les surfaces en contact des deux tôles sont recouvertes à la pose d'une graisse consistante avec fort pourcentage de poudre de graphite. Si la graisse s'altère avec le temps, le graphite reste et la surface est toujours glissante.

Les consoles en béton armé ont été tout spécialement calculées à la flexion et surtout au cisaillement, et le dosage du béton renforcé à 350 kg de ciment par mètre cube.



Pont provisoire en bois et échafaudage tubulaire des palées.

Exécution.

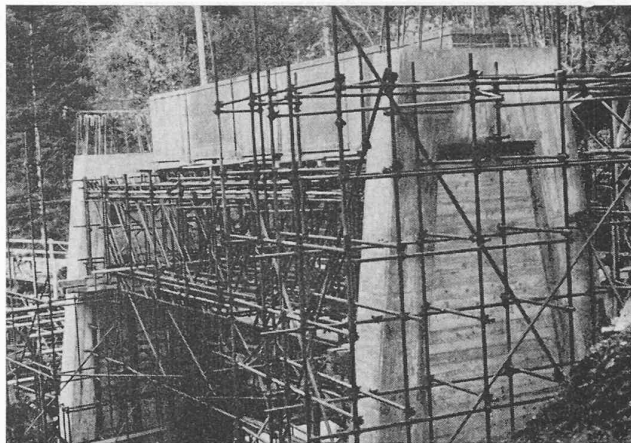
Les travaux commencés le 1^{er} juillet 1944 ont été terminés le 12 décembre de la même année, entre 23 h et minuit, soit en moins de six mois.

En même temps que l'exécution des fouilles des fondations, le premier travail a été la construction d'un pont provisoire en bois (voir photos), latéralement au tracé de l'ouvrage, mais complètement indépendant, car aucune trépidation (wagonnets, grues) ne devait troubler le durcissement du béton pendant les premières heures de sa prise.

Quant à l'échafaudage de l'ouvrage, il a été complètement exécuté en système tubulaire, tubes d'acier suédois et raccords brevetés (voir photos). Ce système a permis de construire, non seulement de hauts piliers reposant uniquement sur les fondations en béton, mais également des poutres triangulées très rigides.

Pour s'assurer de la parfaite rigidité de ces poutres, il a été procédé, avant bétonnage, à un essai de charge au moyen de grands bacs en tôle, remplis progressivement d'eau dans le même ordre que l'avancement des travaux, et du poids total égal à celui du béton. Les résultats ont démontré que la flexibilité était un peu plus grande que celle d'une même poutre supposée en construction métallique courante, à cause de la distorsion des assemblages non centrés et du glissement imperceptible de mise en charge des joints spéciaux. La flèche maximum, constatée au milieu d'une poutre de 13,20 m de portée, a été de 27 mm, flèche compensée au préalable par une cambrure des coffrages.

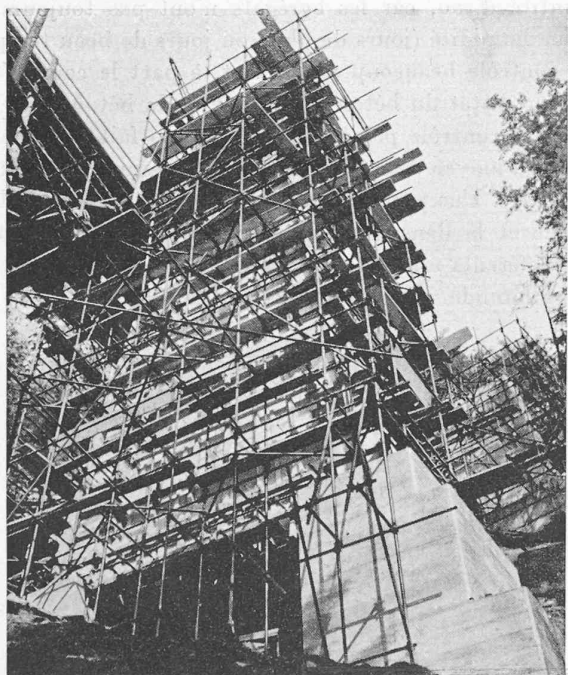
Le béton armé a été beaucoup critiqué, notamment



Poutre triangulée de l'échafaudage tubulaire.

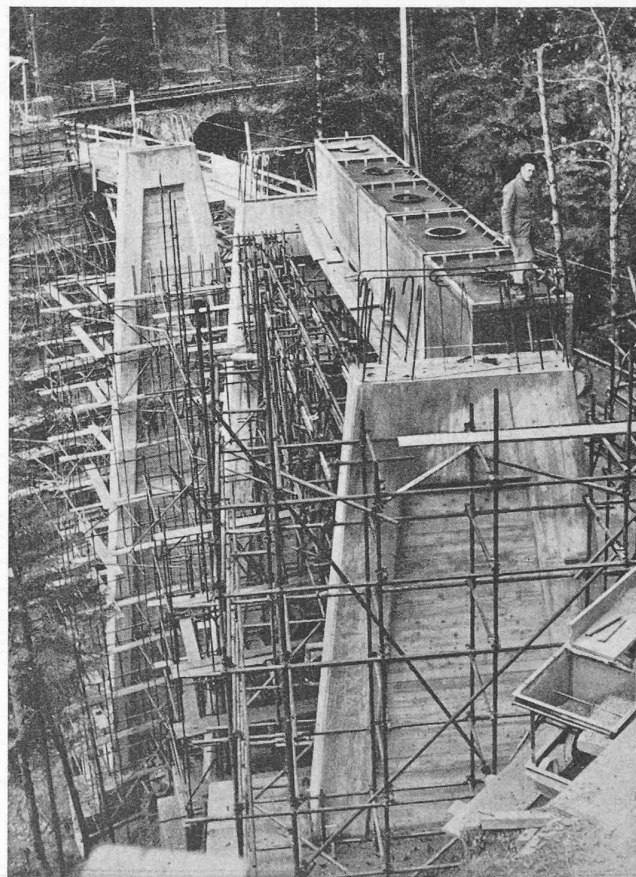
pour la construction des ponts et des ouvrages en plein air soumis aux intempéries, tout spécialement en montagne. Le présent pont, se trouvant à environ 900 m d'altitude, des précautions toutes spéciales furent prises pour la confection du béton afin d'obtenir une résistance et une compacité aussi grandes que possible, ces deux conditions se contrecarrant un peu l'une l'autre.

Les agrégats employés provenant des carrières des



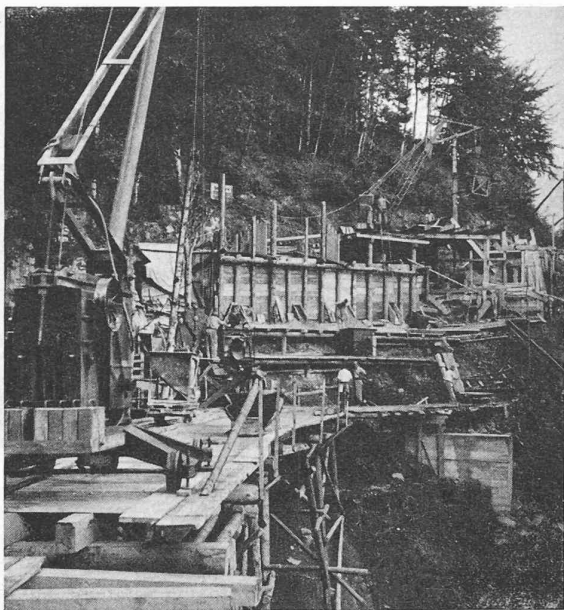
Echafaudage et coffrage d'une palée.

Fransoli.



Echafaudage tubulaire avec essai de charge d'une poutre triangulée au moyen de bacs remplis d'eau.

A. Détraz.



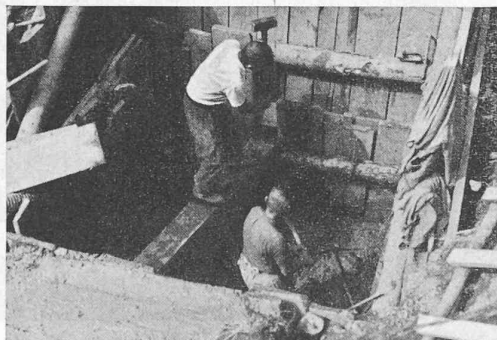
Installations pour la fabrication du béton. Au fond les silos à agrégats comportant quatre compartiments avec goulottes de sortie. Au centre, la bétonnière. Au premier plan, la grue avec benne suspendue transportant le béton à son lieu d'emploi sans aucun transvasage.

C. F. F. à Gland étaient prévus en trois éléments séparés : sable, gravillon, gravier. Des échantillons ont été envoyés au Laboratoire d'essai des matériaux de l'Ecole d'ingénieurs de Lausanne, afin d'être examinés non seulement au point de vue qualité de la roche, mais surtout en ce qui concerne les proportions à suivre.

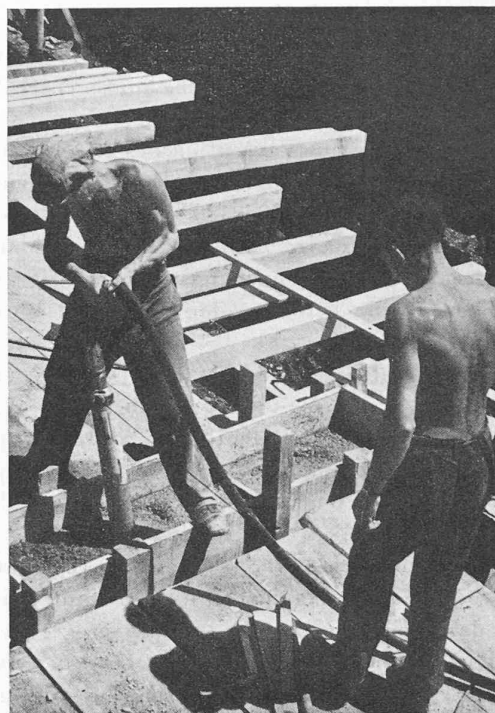
Les essais de criblage ont permis de constater que le sable manquait de grains fins et très fins et il fallut y adjoindre un quatrième élément, soit du limon pour suivre d'aussi près que possible la courbe granulométrique donnée à l'article 85 de l'ordonnance fédérale.

Ces proportions pour faire 1 m³ de béton mis en place ont été les suivantes :

Limon	110	} = 1295 lit
Sable	350	
Gravillon	465	
Gravier	370	
Ciment Portland	= 300 kg	



Exécution d'une fouille en « marche-avant » dans la moraine.



Pervibration du béton.

F. Zurcher,

Des caisses aux dimensions adéquates permettaient de doser exactement chaque élément pour la charge de la bétonnière de $\frac{1}{6}$ de mètre cube, avec un sac de ciment.

La quantité d'eau de gâchage a été également très soigneusement contrôlée pendant toutes les périodes de bétonnage. Il est toujours difficile de fixer en litres la quantité d'eau, car les agrégats n'ont pas toujours la même humidité (jours de pluie ou jours de beau temps). Un contrôle beaucoup plus exact, à part le coup d'œil jeté sur l'état du béton à la sortie de la bétonnière, est celui du contrôle par la densité, qui se fait très facilement au moyen d'un récipient dont on connaît le volume et la tare. Une pesée sur une balance sensible, un calcul simple et la densité du mélange est déterminée. Dans nos différents essais, la valeur de cette densité pour du béton humide variait entre 2,42 et 2,44.



Contrôle de la quantité d'eau par la densité du béton frais.

Il ne faut pas oublier que la résistance d'un béton dépend directement du rapport $\frac{\text{ciment}}{\text{eau}}$.

Il a été possible dans notre cas d'utiliser du béton assez sec sans nuire à l'« enrobage » des armatures et au bon aspect des parements, car tout le béton a été pervibré. C'était intéressant de voir ce béton, paraissant presque trop sec, se liquéfier sous l'action des pervibrateurs à air comprimé, et pénétrer dans tous les interstices.

Les coffrages très soignés, à rainures et languettes pour les parois des poutres, étaient tous rabotés et ont permis d'obtenir des parements parfaitement lisses au décoffrage et ne nécessitant aucun « ragréage » ou réfection.

Le béton ainsi obtenu est parfaitement compact, non poreux et par suite non gélif.

Nous estimons qu'il est primordial de prendre, pour des ouvrages importants en plein air, les précautions indispensables à la fabrication d'un excellent béton, si l'on veut éviter les critiques, formulées souvent avec raison, au sujet du béton armé fait sans contrôle sérieux.

La dépense supplémentaire pour des agrégats séparés, du coffrage raboté et de la pervibration est si faible en comparaison du prix de l'ouvrage, qu'il n'y a pas à hésiter. Dans le cas particulier, sur une dépense totale de 213 000 fr., les frais ci-dessus ne se sont montés qu'à 3000 fr., soit à peine 1 $\frac{1}{2}$ %.

Des blocs de béton de 20 × 20 × 20 cm ont été prélevés pendant chaque période de bétonnage pour les essais de résistance à la compression.

Les résultats de ces essais de rupture, à 28 jours, varient entre 312 et 397 kg/cm², avec une moyenne de 350 kg/cm². Le coefficient de sécurité du béton à la compression est donc de :

$$\frac{350}{60} = 5,8$$

Le chiffre de 60 kg/cm² étant le taux maximum obtenu lors de la vérification des sections.

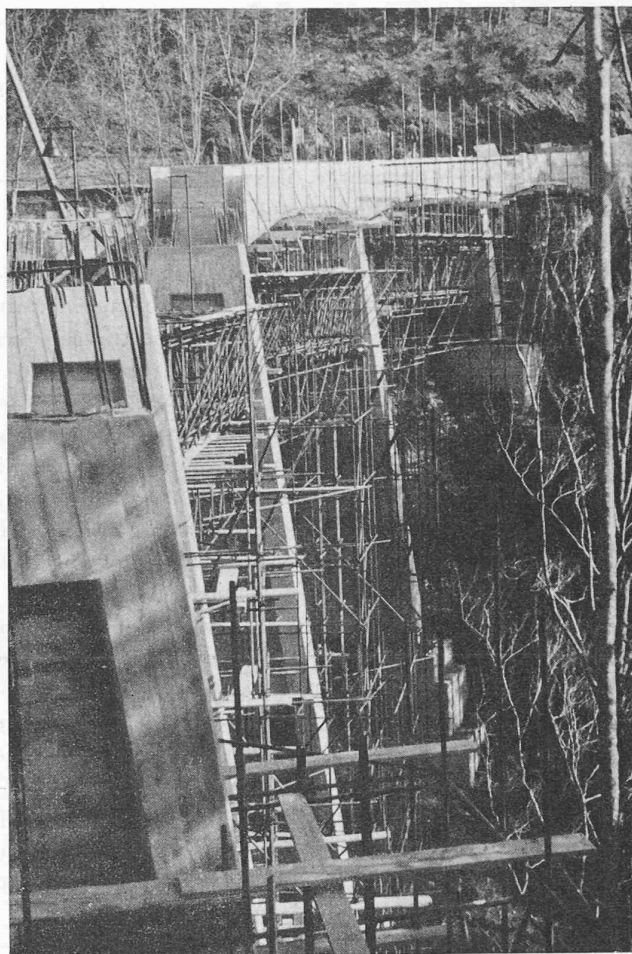
Essais de charge.

Il a été procédé à deux séries d'essais ; la première, que l'on peut désigner sous le nom d'essai statique, avec charge réduite de 14 t, a duré deux jours et fut opérée bien avant la mise en exploitation.

Résultat des essais de charge effectués les 11 et 12 octobre 1945, en présence et sous la direction de M. Hirzel, ingénieur de l'Office fédéral des transports.

Avant les essais de charge, un calcul préliminaire avait donné les résultats suivants pour la flèche probable.

1. Flèche de la poutre d'une travée de 14,60 m sous une charge concentrée de 14 t $= \frac{17}{100}$ mm
2. Affaissement d'un pilier sous la même charge $= \frac{6}{100}$ mm



Coffrage du tablier.

La formule générale de la flèche étant

$$f = K \frac{P \times l^3}{EJ},$$

le résultat dépend des valeurs prises pour E et J .

K = Coefficient P = Charge l = Portée.

Pour E = coefficient d'élasticité du béton armé, les manuels courants indiquent 200 000 kg/cm². Comme, dans notre cas, le béton était d'une qualité exceptionnelle (granulométrie, pervibration), nous avons fait procéder par le Laboratoire d'essai des matériaux de l'Ecole d'ingénieurs de Lausanne à des essais préliminaires sur quatre blocs de béton ayant le même âge que l'ouvrage, soit dix mois, pour déterminer la valeur réelle de E . Ces résultats ont donné, sur six essais, la moyenne de $E = 446\,000$ kg/cm².

D'autre part, le calcul de J = moment d'inertie de la section, est sujet à différentes interprétations, si l'on prend les alternatives suivantes :

1. Section pleine du béton *sans* tenir compte des aciers.
2. Section du béton comprimé seulement *avec* les aciers.
3. Section pleine du béton *avec* les aciers.

Suivant l'hypothèse admise, la valeur de J peut varier du simple au quadruple. Des expériences précédentes

nous ont prouvé que c'est la dernière de ces hypothèses qu'il faut considérer.

Les résultats donnés ci-dessus pour les valeurs de f sont donc basés sur une section pleine avec les aciers et pour $E = 450\,000 \text{ kg/cm}^2$.

Pour les essais de charge, il avait d'abord été envisagé de faire circuler une locomotive de 63 tonnes. Mais, outre la difficulté d'amener cette locomotive sur le pont, la nouvelle voie n'étant pas encore raccordée à l'ancienne, sa longueur de 17,00 m à 3 bogies ne permettait pas de concentrer une charge sur une seule travée, sans charger en même temps une travée adjacente.

Ces essais ne devant pas constituer une épreuve de force en majorant la charge réelle d'exploitation, mais plutôt une vérification pratique des hypothèses de calcul (poutre continue sur appuis élastiques sans articulations), la charge a été réalisée au moyen d'un wagon aussi court que possible (1,70 m entre axes des deux essieux) et chargé de fonte pour réaliser un poids total de 14 t.

Ce chariot a été déplacé sur le pont, au moyen d'un treuil et d'un câble, avec stationnement au milieu de chaque travée et sur les appuis. Des fleximètres très sensibles (mesurant jusqu'à $\frac{1}{100}$ de mm) ont été placés au milieu de chaque travée et les flèches mesurées au passage du chariot non seulement lorsque le chariot se trouvait au-dessus du fleximètre, mais également lorsqu'il était sur les autres travées. On a pu ainsi observer la concordance des flexions réelles avec les calculs de la poutre continue.

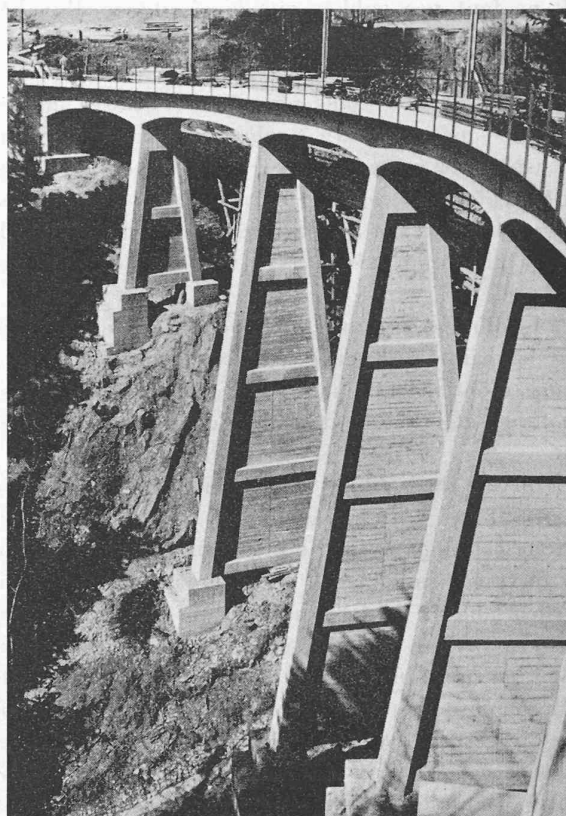
Un fleximètre a également enregistré le raccourcissement d'un pilier.

L'exactitude des essais a été entravée par les variations de température (soleil sur les fils, coup de vent, etc.). Plusieurs essais ayant été effectués, celui qui a donné le meilleur résultat fut fait à la tombée de la nuit, lorsque tout le pont était à l'ombre.

Les résultats définitifs (moyenne) ont été les suivants :

Flexion poutre + affaissement pilier

19 + 22 + 21 + 22 + 22 + 19,5 (moyenne) $\frac{21}{100}$ mm au lieu de 23 calculé.



F. Zürcher.

Viaduc terminé.

Raccourcissement pilier

5 + 6 + 4 (moyenne) $\frac{5}{100}$ mm au lieu de 6 calculé.

Le deuxième essai, que l'on peut appeler essai de résistance, a été effectué au petit jour, dans la nuit du 30-31 octobre 1945, nuit pendant laquelle la voie a été déplacée, juste avant le passage du premier train.

La charge était constituée par une des plus lourdes locomotives du M. O. B. de 62,8 t, sur six essieux.

Le diagramme des flexions de la section milieu de la travée IV-V (fig. 17), relevé par un appareil enregistreur, donne les valeurs et formes des flexions produites

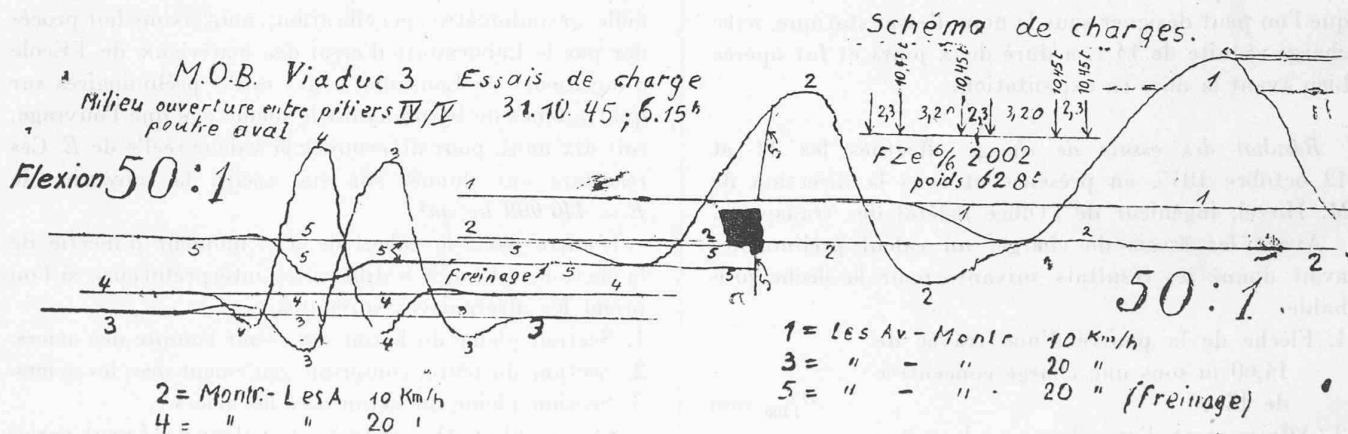


Fig. 17. — Fac-similé du graphique du fleximètre enregistreur.

lors de cinq passages successifs de la locomotive. La flèche maxima est de $\frac{6}{10}$ de millimètre.

Le dernier essai, n° 5, était une épreuve de freinage, pour éprouver la solidité de l'ancrage de la culée VIII. La locomotive en pleine vitesse à la descente a, sur un signe, bloqué d'urgence tous ses freins avant d'atteindre le joint de dilatation.

Dans son rapport, à la suite de ces essais, l'Office fédéral des transports a conclu par :

« Les diagrammes qui représentent très distinctement les diverses amplitudes très peu différentes les unes des autres, prouvent l'excellente tenue élastique du viaduc n° 3. »

A la suite de ces derniers essais, ce même office a autorisé la mise en service de cet ouvrage et le premier train voyageurs régulier a passé le 31 octobre 1945, à 6 h. 45.

Pour permettre de contrôler la bonne tenue de ce viaduc, signalons la pose de nombreux repères de nivellement sur les diverses fondations et sur le tablier. Les variations du joint de dilatation sont périodiquement contrôlées et les mouvements relevés jusqu'à ce jour, variation totale maxima constatée = 11 mm, prouvent le bon comportement du joint glissant.

L'élaboration du projet, les calculs statiques et les plans d'exécution ont tous été faits par le bureau technique du M. O. B.

L'exécution a été confiée à l'entreprise *Losinger et Cie*, à Lausanne, et nous ne pouvons que nous louer du parfait esprit de collaboration, aussi bien scientifique que pratique, qui n'a cessé de régner pendant toute la période d'exécution, entre les agents de la compagnie et les représentants de l'entreprise, ainsi qu'avec ceux de son sous-traitant, les *Constructions tubulaires* de Genève, pour la parfaite exécution de ce viaduc.

Concours d'idées

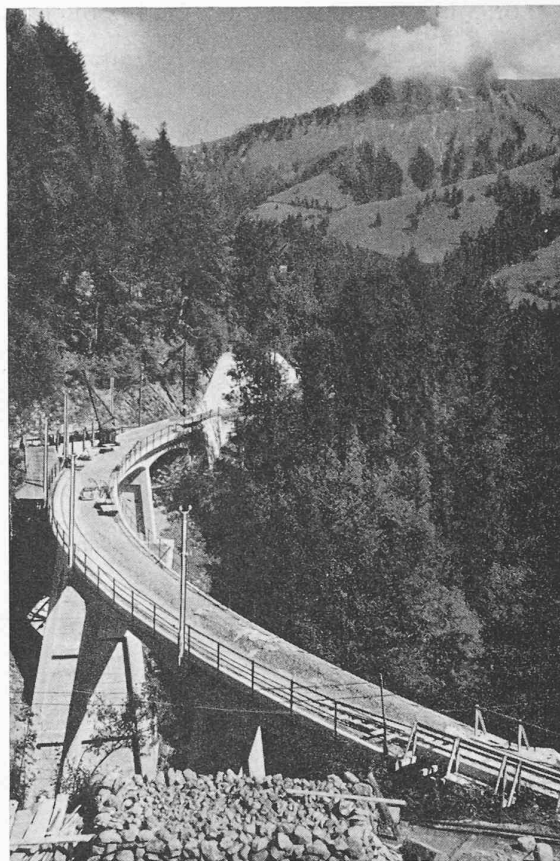
pour l'étude de l'agrandissement du temple
de Champel, à Genève.

Extrait du rapport du jury.

Le jury, composé de MM. F. Gampert, architecte, président ; J. Duvillard, architecte, secrétaire ; G. Bovet ; H. D'Espine ; H.-L. Henriod ; Ch. Billaud et G. Peyrot (suppléants : MM. R. Kœchlin et E. Martin) s'est réuni les 5, 10 et 17 septembre 1945. Il a examiné, à titre documentaire et pour s'orienter, un projet d'agrandissement présenté par le Bureau Leclerc & Cie. Il a constaté que les quatre concurrents sollicités avaient rendu leur projet dans les délais fixés et qu'aucun ne devait être écarté pour infraction au programme. Il procéda ensuite à un examen détaillé de chaque projet, prenant en considération les éléments suivants : rapport écrit du concurrent ; situation ; agrandissement du temple, gain de place ; installation d'orgues et emplacement pour chanteurs ; installation de cloches ; caractère architectural ; maison de paroisse.

Dans sa séance du 17 septembre, le jury procéda au classement des projets.

Considérant que seul le projet « Parvis » réalise une solution satisfaisante aussi bien au point de vue architectural, par l'harmonieuse disposition des masses et les belles proportions du parvis, que du point de vue pratique par le groupement judicieux des bâtiments et l'utilisation dans la



F. Zürcher.
Le pont terminé avant la pose de la voie.
Courbe de 80 m de rayon.

mesure du possible des éléments essentiels du temple existant, le jury a décidé, à l'unanimité, de décerner le 1^{er} prix à ce projet et de ne pas décerner d'autres récompenses.

Les autres projets, que le jury ne pourrait recommander en vue d'une réalisation — bien qu'ils aient apporté des solutions originales — feront l'objet de l'attribution de la somme de 500 fr. prévue pour chaque concurrent à l'article 22 du programme.

Au cas où le projet « Parvis » devrait être réalisé, le jury recommande de tenir compte des observations suivantes :

La façade sur rue des salles de paroisse pourrait être traitée avec moins de sécheresse, celles du logement du concierge devraient être mises davantage en harmonie avec le style de l'ensemble des nouveaux bâtiments.

Le caractère religieux et de recueillement devrait être mieux exprimé dans l'architecture intérieure du temple et pourrait être sensiblement amélioré par la suppression de l'éclairage par la coupole.

Une solution meilleure pourrait être trouvée pour l'accès aux salles de réunion du clocher.

Les inconvénients précités pourraient être supprimés si les moyens financiers le permettent.

Le jury a réparti comme suit la somme de Fr. 3000, mise à sa disposition :

1 ^{er} prix Fr. 1000	projet « Parvis »	alloc. Fr. 500
	projet « 1536 »	» 500
	projet « Alléluia »	» 500
	projet « Recueillement »	» 500

Le président du jury a procédé ensuite à l'ouverture des enveloppes cachetées et révélé les noms des auteurs qui sont les suivants :

« Parvis »	: M. M. Bonnard, architecte F. A. S.
« 1536 »	: M. Cl. Grosurin, architecte S. I. A.
« Alléluia »	: M. H. Minner, architecte F. A. S.
« Recueillement »	: M. Charles van Berchem, architecte S. I. A.