

La suppression du passage à niveau de Territet

Autor(en): **Monod, H.**

Objektyp: **Article**

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

Band (Jahr): **80 (1954)**

Heft 12

PDF erstellt am: **26.04.2024**

Persistenter Link: <https://doi.org/10.5169/seals-60711>

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 quinze jours

Abonnements:

Suisse: 1 an, 24 francs
Etranger: 28 francs
Pour sociétaires:
Suisse: 1 an, 20 francs
Etranger: 25 francs
Prix du numéro: Fr. 1.40
Ch. post. « Bulletin technique de la Suisse romande »
N° II. 8775, à Lausanne.

Expédition

Imprimerie « La Concorde »
Terreaux 31 — Lausanne.

Rédaction

et éditions de la S. A. du
Bulletin technique (tirés à
part), Case Chauderon 475

Administration générale
Ch. de Roseneck 6 Lausanne

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

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



Rue Centrale 5. Tél. 22 33 26
Lausanne et succursales

SOMMAIRE: *La suppression du passage à niveau de Territet* (suite et fin), par H. MONOD, ingénieur. — *Quelques réalisations de la Société Nationale des Chemins de fer Français*, par PAUL JULIEN, ingénieur, directeur au Ministère des Travaux publics. — **NÉCROLOGIE:** *Edouard Thorens, ingénieur*. — **BIBLIOGRAPHIE.** — **LES CONGRÈS:** *Assemblées générales de l'Association suisse des électriciens et de l'Union des centrales suisses d'électricité.* — **SERVICE DE PLACEMENT.** — **DOCUMENTATION GÉNÉRALE.** — **DOCUMENTATION DU BATIMENT.** — **NOUVEAUTÉS, INFORMATIONS DIVERSES.**

LA SUPPRESSION DU PASSAGE A NIVEAU DE TERRITET

par H. MONOD, ingénieur

à la Section des ponts du 1^{er} arrondissement des Chemins de fer fédéraux

(Suite et fin)¹

II. La suppression du passage à niveau.

Le tracé de la route

Le développement constant de la circulation routière a conduit le Département des travaux publics à reconsidérer tout le problème des voies de communication entre Vevey et Montreux. Sur plusieurs kilomètres, les agglomérations se succèdent quasiment sans interruption le long de la route principale. Celle-ci est étroite, encombrée par le tramway et ne peut pratiquement pas être élargie. C'est pourquoi le projet d'une artère de grande circulation a été élaboré. Elle bifurque de la route actuelle peu avant Vevey, évite les localités du littoral et la rejoint à Territet, c'est-à-dire lorsque le relief du sol ne permet plus le passage d'une nouvelle voie routière entre le lac et le mont (voir *Bulletin technique* n° 10, du 19 mai 1951). En établissant une liaison entre cette route de transit et la ville de Montreux, on résolvait la question de la suppression du passage à niveau. Les travaux exécutés au cours de ces deux dernières années sont la première étape de l'établissement de cette nouvelle artère. Ils comprennent la

construction de son tronçon oriental compris entre le Grand-Hôtel de Territet et l'avenue de la Foncière sur le territoire de la commune des Planches, ainsi que son raccordement à la ville par un passage sous-voies (fig. 7).

Venant de Montreux, l'usager croise maintenant le chemin de fer par un passage inférieur, oblique à droite suivant un rayon de 100 m pour suivre les voies tout en s'élevant, et rejoint la route de transit devant l'ancienne clinique Florimont; il domine alors de 5 m la plate-forme C.F.F., puis, par une pente régulière, rejoint la place de la gare de Territet, suivant le tracé de l'ancienne route, mais sur un remblai de plusieurs mètres de hauteur.

La chaussée a une largeur de 9 m; elle est bordée de deux trottoirs de 2 m. Les déclivités ne dépassent pas 3,5 %. Les murs de soutènement en béton armé, avec parement de maçonnerie écossaise, se développent sur une surface de plus de 2000 m². La rue du Midi a été déviée sur 150 m; plusieurs immeubles importants ont été démolis, d'autres profondément transformés. Deux passages, sous les voies C.F.F., pour les piétons ont été prolongés sous la route, l'un à Bon-Port, l'autre à la halte de Territet pour donner accès aux quais.

¹ Voir *Bulletin technique* du 29 mai 1954, p. 182.

Tout pont métallique devait être du type dit à tablier inférieur. L'expérience montre qu'un tel pont à double voie comme celui sur la Thièle, à Yverdon, est très coûteux du fait des entretoises qui ont une portée de 8 m environ. Par contre, la construction de deux ponts à simple voie nécessite l'éloignement de leurs axes. Il aurait fallu élargir la tranchée d'accès à l'ouest du passage et reconstruire le grand mur aval qui retient la plate-forme en face des hôtels Beau-Rivage et Golf. L'ancienne chaussée aurait été rétrécie, les supports des lignes de contact auraient dû être complètement transformés.

La construction d'un tablier formé de poutrelles enrobées de béton aurait conduit à prolonger la palée de plusieurs mètres pour permettre la couverture de l'extrémité orientale du passage, ce qui eût été laid dans un endroit aussi resserré et un désagrément pour la circulation. Mais surtout, la tendance actuelle est de renoncer à ce mode de construction hétérogène. Les ouvrages de ce type montrent presque tous des infiltrations d'eau entre fer et béton et trahissent une dissociation des deux matériaux. Dans une dalle biaise, tout particulièrement, les moments principaux de flexion ont une direction très différente de celle de l'axe des voies et par conséquent généralement des poutrelles. L'armature de liaison étant faible, la résistance du tablier dans les directions principales est insuffisante d'où la torsion des profils et un décollement de la masse du béton. Enfin, l'utilisation du fer est irrationnelle et conduit à un tonnage démesuré et onéreux.

Les progrès accomplis durant ces vingt dernières années, dans la fabrication du béton et sa mise en œuvre, ainsi que l'apparition sur le marché d'aciers spéciaux à grande adhérence, nous ont conduits à construire des tabliers en béton armé pour la plupart de nos ouvrages de moyennes dimensions, aussi bien à cause de l'économie réalisée par rapport à d'autres systèmes que de l'entretien futur des constructions que nous espérons fort réduit.

Les études théoriques de la dalle biaise reposant sur deux lignes d'appui, comme les essais systématiques en laboratoire, ont révélé également tout l'intérêt que représente pour la construction le soulagement des efforts principaux par la présence des moments de torsion dans la matière, pour autant que celle-ci soit isotrope. C'est ainsi que nous avons projeté un ouvrage dallé en béton armé.

Description de l'ouvrage

Le tablier est une dalle continue, s'appuyant librement à ses extrémités sur des culées indépendantes et liée solidairement dans son milieu à une palée également en béton armé. Il dégage deux ouvertures de 7 m de largeur utile chacune livrant passage à une chaussée de 5 m et un trottoir de deux mètres. Les portées théoriques mesurées parallèlement aux

voies sont de 17,18 m et 17,83 m sur le bord aval, et de 18,34 m et 35,13 m à l'amont (fig. 10).

Les culées sont en béton armé et revêtues de pierre naturelle. Elles ont une épaisseur de 80 cm sur toute la hauteur et contiennent 25 kg d'acier par m³. Elles sont calculées en tenant compte de l'appui que constitue à leur sommet le tablier du pont, d'où la disposition des armatures placées immédiatement derrière les panneresses. Une seconde armature de sûreté, placée sur la face postérieure, est nécessaire au cas où un glissement imprévu de la dalle sur la culée libérerait plus ou moins partiellement cette réaction.

Le sol de fondation est constitué par des alluvions d'excellente qualité ; le terrain en place fut trouvé aux cotes du projet, sauf pour la culée orientale dont nous avons dû abaisser le niveau de fondation d'environ 2 m. Les contraintes sur le sol sont de 4 kg au maximum sous l'arête des culées et de 3,4 kg sensiblement uniforme sous la palée. Le tassement à craindre est ainsi de quelques millimètres seulement.

La disposition des lieux permettait une construction économique de trois des murs en aile ; en particulier, deux murs en arc de cercle relient agréablement les culées aux anciens murs d'appui de la plate-forme ; grâce à une armature minime (10 kg/m² de parement, armature de la semelle comprise), leur épaisseur n'est que de 0,60 m pour une hauteur maximum de 7,20 m.

La disposition particulière de la palée résulte de l'interprétation des essais initiaux sur modèle réduit, sous charge uniformément répartie. La mesure des réactions de la dalle sur six colonnes équidistantes de 2,86 m a révélé une variation d'efforts surprenante à première vue (fig. 11). La plus grande partie de la charge étant localisée dans les zones bordures de la dalle, c'est là qu'il fallait concentrer les appuis en tentant de faire travailler le tablier en dalle champignon. Les essais subséquents ont prouvé le bien-fondé de cette conception et la section horizontale de la palée définitivement adoptée comprend deux rectangles de 3,10 × 0,50 m dont les extrémités sont arrondies. Cette disposition a en outre l'avantage d'être particulièrement intéressante pour la visibilité. La forme de chaque gousset est une surface réglée s'appuyant sur une section horizontale des piles et sur une ellipse désaxée, située dans le plan de la dalle. Elle est conditionnée par les grands efforts localisés à

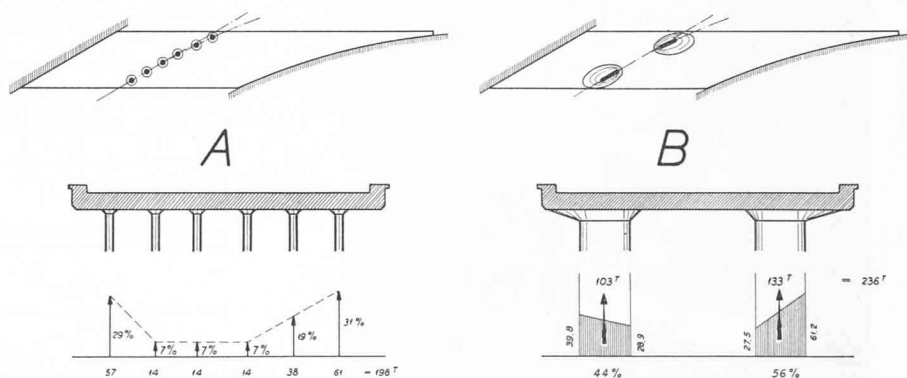


Fig. 11. — Réaction de la dalle sur la palée ; surcharge 1 t/m².

A. Avant-projet, palée comprenant 6 colonnes.

B. Projet exécuté.



Fig. 14. — Boisage de la fouille d'une des culées.

l'extrémité des piles et respecte en même temps le gabarit routier d'espace libre. Elle maintient intacte la ligne droite du bord du pont.

La dalle est monolithique ; elle couvre une surface utile de 337 m². Son épaisseur de 70 cm au droit des culées augmente à 90 cm de manière à assurer en tout point une pente de 2 % au moins pour l'écoulement des eaux. Elle s'appuie sur les culées par l'intermédiaire de plaques d'appui métalliques destinées à la fois à centrer la réaction et à permettre, si ce n'est la dilatation de la masse sous l'effet de la variation de température, tout au moins, dans la mesure du possible l'élimination des efforts dus au retrait. La masse de béton de 317 m³ a été mise en place de façon continue en soixante-dix heures. L'armature pèse 64,7 T, soit 204 kg/m³.

La dalle est couverte par une chape étanche formée de deux couches de tissu de jute imprégné de bitume,

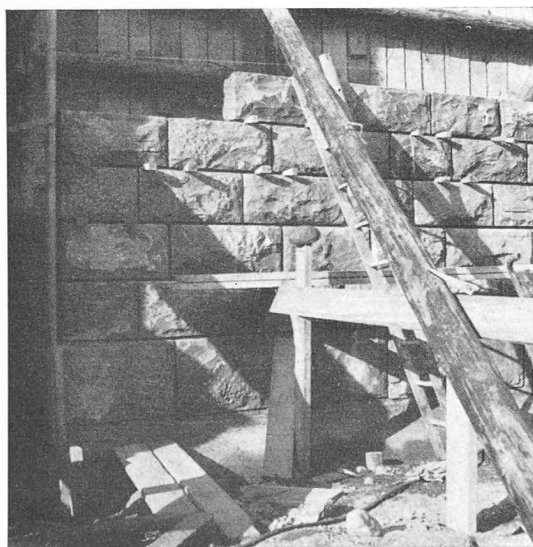


Fig. 12. — Détail de la maçonnerie.

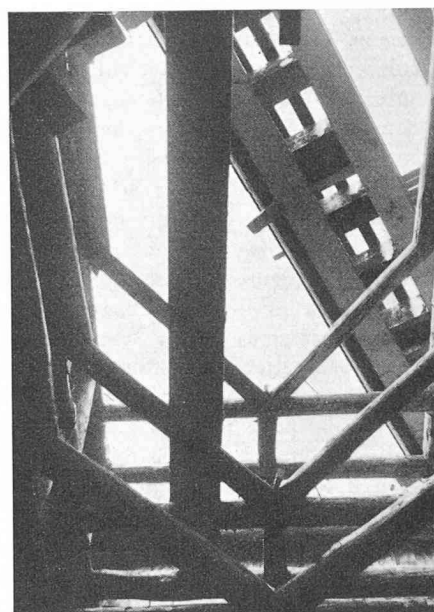


Fig. 15. — Boisage de la fouille d'une palée, sous le pont provisoire.

posées entre trois couches de masse collante. Cette imperméabilisation est protégée par une chape de ciment de 4 cm d'épaisseur, armée d'un treillis léger. L'épaisseur de ballast est au minimum de 40 cm afin de donner à la voie une assise souple et d'éviter que les chapes soient abîmées sous les traverses ou lors du bourrage de celles-ci.

Les culées et la palée ont été construites chacune dans une tranchée. Le double « stross » subsistant permettait ainsi un boisage des fouilles offrant toute sécurité sous les voies en exploitation. Il servait également d'appui au coffrage de la dalle.

Matériaux

La surface vue des culées et des murs mesure 400 m². Etant donné l'importance de l'ouvrage et sa situation, nous avons imposé des conditions très strictes au fournisseur des moellons. La pierre, fournie par l'entreprise L.-G. Rossier, provient de la carrière des Fayaux,

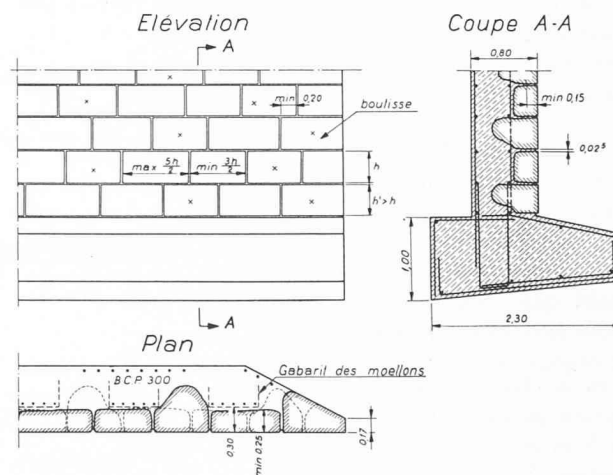


Fig. 13. — Schéma du moellonnage des culées.

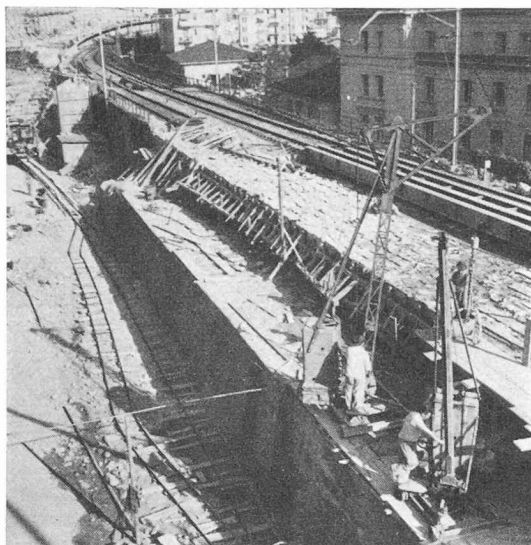


Fig. 26. — Le bétonnage de la dalle.

près Blonay. C'est un grès sain, grisâtre, avec de petites veines de calcite. La résistance à la compression est comprise entre 2000 et 2500 kg/cm². Le parement est traité au tétu et présente un bossage de l'ordre de 5 cm. Le recouvrement des moellons devait être de 20 cm au moins, les assises horizontales d'épaisseur régulièrement décroissante du bas vers le haut de la culée ou du mur. La longueur des moellons devait être comprise entre 1 ½ et 2 ½ fois la hauteur de l'assise. On imposait également une boutisse au moins sur trois moellons. La profondeur des panneresses était de 25 cm au moins et ne pouvait dépasser 30 cm à cause des fers d'armature. Le retour des moellons était taillé d'équerre sur 15 cm au moins. Il était indispensable de préparer les assises en carrière selon un gabarit établi en tenant compte des armatures des culées (fig. 13).

Tous les bétons ont été préparés avec du ballast mélangé provenant de Gland. Le dosage en ciment est de 300 kg/m³ pour les murs et culées. Il a été porté à 350 kg/m³ pour les palées et pour la dalle où la densité d'armature obligeait à mettre en place un matériau plus fluide. Le béton, sorti propre des coffrages rabotés, a été laissé tel quel. Seules, les faces des sommiers des culées et les plinthes de la dalle présentent un parement en simili-pierre, incorporé à la masse de béton lors du bétonnage, puis bouchardé.

Nous avons utilisé des aciers « Caron » à haute résistance, tordus à froid, qui offrent une adhérence élevée et permettent de supprimer une partie des crochets d'ancrage, difficiles à loger dans une armature aussi dense. L'augmentation des contraintes admissibles par rapport à l'acier normal, permet une notable économie.

III. Exploitation.

L'exploitation en simple voie

Le maintien de l'exploitation ferroviaire pendant la construction d'un passage inférieur constitue à lui seul un problème complexe dès que les dimensions de l'ouvrage dépassent quelques mètres et souvent même



Fig. 27. — L'enlèvement du stross.

conditionne le type de la construction définitive et en tout cas le programme du chantier. Dans le cas particulier, on ne pouvait songer à établir une déviation des voies (ou de l'une d'elles tout au moins). L'étroitesse des lieux et la hauteur de la plate-forme des voies au-dessus du terrain naturel auraient entraîné l'établissement d'un véritable viaduc provisoire de 200 m de longueur environ, fort coûteux.

L'angle sous lequel la voie montagne coupe la culée orientale est si faible que pour franchir la tranchée correspondante, il aurait fallu disposer d'un pont auxiliaire d'environ 30 m de portée. L'encombrement d'un tel engin ne permettait pas sa mise en place dans le cas particulier. Aussi, avons-nous été conduits à exploiter la ligne en simple voie entre Montreux et Veytaux, avec les inconvénients que cela comporte : perte de temps pour les croisements, tout particulièrement à la suite de perturbations dans la marche des trains. A noter que l'horaire avait été adapté à cette situation dès le 20 mai 1951.

A Montreux, la voie du quai 2 a été jonctionnée à la voie 1 par un branchement placé à la sortie de la gare. A Veytaux, une diagonale complète a été établie pour permettre aux trains venant de Montreux de regagner leur voie normale tout en maintenant la possibilité de ravitailler le chantier par la voie amont maintenue en cul-de-sac. Le système de block automatique de distancement des trains entre Montreux et Villeneuve a été transformé de manière à régler

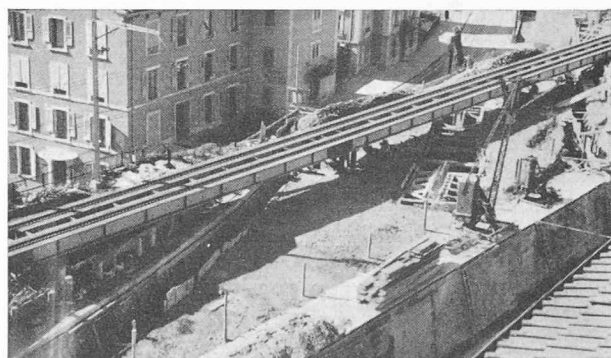


Fig. 16. — Vue générale des travaux et du pont provisoire.

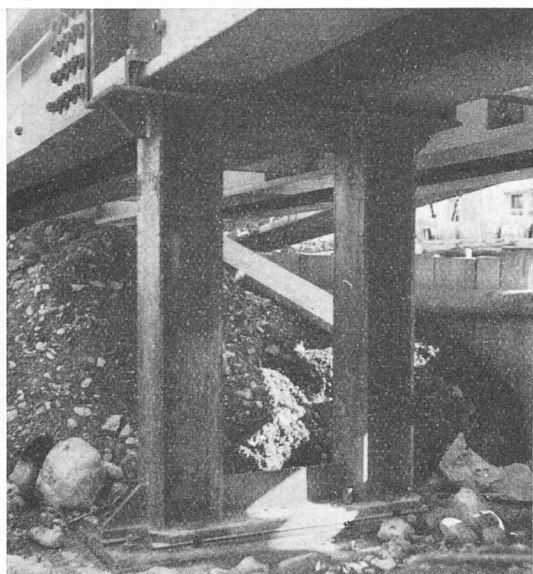


Fig. 17. — Appui du pont provisoire.

complètement la circulation en voie unique, la station de Veytaux étant munie de postes terminaux de block. Les signaux ont été modifiés pour indiquer la position des aiguilles de la déviation, lesquelles ont été enclenchées à l'appareil central de chacune des stations, tête de la simple voie (fig. 6).

Rappelons qu'une installation de block en double voie est destinée à empêcher par une dépendance entre les signaux, qu'un train ne soit expédié d'une station avant que le train qui le précède dans la même direction soit arrivé à la station suivante. En simple voie, l'installation est complétée de manière qu'outre la condition précédente, aucun train ne puisse être expédié avant qu'un train parti dans la direction contraire d'une station voisine ne soit arrivé à destination.

La simple voie a été exploitée du 24 juillet 1951 au 12 juin 1952. L'ensemble des mesures nécessaires au maintien de l'exploitation du chemin de fer pendant les travaux, y compris les salaires des agents supplémentaires, représente environ le tiers du coût total des travaux de construction du passage sous voies.

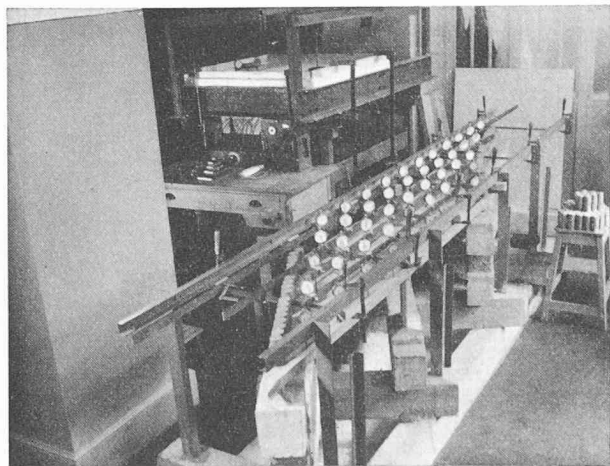


Fig. 19. — Le modèle de laboratoire.

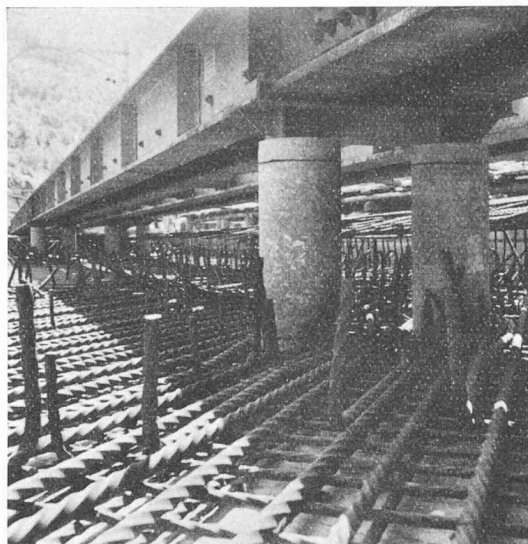


Fig. 18. — Ferrailage sous le pont provisoire, avec protection des béquilles par des tuyaux d'éternit.

Le pont provisoire

Nous avons établi un pont provisoire formé de trois éléments de 18 m chacun et franchissant complètement le chantier au droit de la voie sud. La partie centrale, portée par des béquilles intermédiaires, soutenait l'extrémité de chacun des éléments de rive. Les fouilles en tranchées des culées et de la palée laissaient subsister un « stross » suffisant pour supporter les appuis. L'ensemble du pont considéré comme poutre « Cantilever » présentait ainsi trois ouvertures de 16,8, 16,4 et 17,6 m. Chaque élément est formé de quatre profils DIR 60 jumelés, chaque paire portant une file de rails encaissés de manière à réduire la hauteur de construction au minimum. Construits pour des convois passant à vitesse réduite, ces ponts sont calculés en tenant compte du poids effectif des locomotives les plus lourdes avec une tolérance de la flèche admissible qui peut atteindre le 1 : 400 de la portée ; elle est de l'ordre de 40 mm dans le cas particulier. Afin que les appuis intermédiaires ne compromettent pas la construction de la dalle, ils comprenaient chacun quatre profils DIN 20, correspondant à chacune des poutres du pont et reposant sur des massifs de béton placés en dessous du coffrage inférieur de la dalle. Ces béquilles étaient protégées par des tuyaux d'éternit formant coffrage des évidements du béton. Lorsque les éléments du pont provisoire purent reposer sur la dalle, les béquilles furent enlevées et les évidements bétonnés.

Malgré un boisage parfait des fouilles, tous les appuis du pont provisoire ont souffert de tassements continus intempestifs plus ou moins sensibles. L'installation devait ainsi être remise en état régulièrement en disposant des fourrures sous les piles en profitant d'intervalles suffisants entre les trains.

Nous avons dû en conclure que ce remblai, qui pendant quatre-vingt-dix ans avait supporté le poids et la trépidation des véhicules ferroviaires, n'était que très imparfaitement tassé. Un damage énergique se révéla indispensable avant d'appuyer le coffrage de la dalle sur le « stross ».

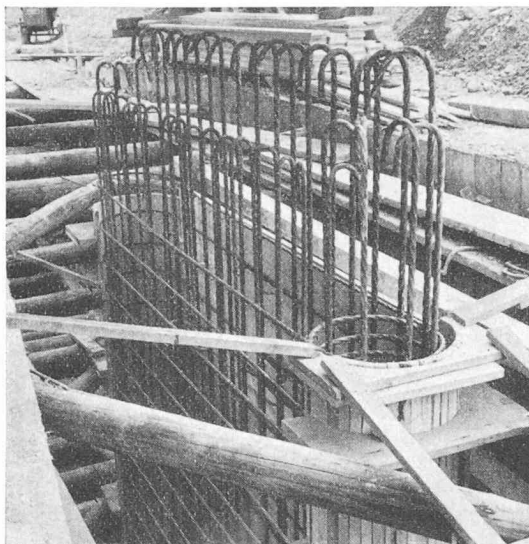


Fig. 22. — Ferrailage d'une palée.

IV. Calcul du tablier.

La base de l'étude

Le calcul de la dalle en béton armé résulte des mesures exécutées sur un modèle réduit au laboratoire de statique de l'Ecole polytechnique de l'Université de Lausanne (fig. 19).

Ce modèle consistait en une reproduction de l'avant-projet à l'échelle 6:100 en béton de pierre ponce, armé d'un treillis de fils d'acier de 2,5 mm de diamètre et espacés de 50 mm, sur chacune des faces. Il a été partiellement transformé en cours d'étude pour tenir compte des modifications apportées au projet sur la base des premières mesures.

Le béton de pierre ponce a un module d'élasticité de 90 000 kg/cm²; les déformations, objets des mesures, sont donc du même ordre de grandeur que celles d'un modèle de plâtre; par contre, ce béton léger offre une meilleure homogénéité et le module d'élasticité est beaucoup plus constant dans le temps. Quant à l'échelle, elle est choisie de manière à obtenir également les déformations les plus grandes possibles, tout en tenant compte des sujétions matérielles de réalisation, notamment la manutention et l'encombrement.

L'allure de quelques lignes d'influence des moments de flexion, relevées au cours d'essais préliminaires, montre que pratiquement les efforts maxima correspondent soit à l'une des travées, soit aux deux travées complètement chargées. L'étude de la dalle s'en trouve grandement simplifiée, et le programme définitif des essais a été limité à la détermination:

- des moments de flexion dans la dalle en des points déterminés;
- des moments de flexion sur les bords libres de la dalle;
- des efforts dans la palée et sa liaison avec la dalle;
- de la surface déformée de la dalle (flèches).

Fig. 28. — Déformation de la dalle sous charge uniformément répartie d'après les essais de laboratoire.

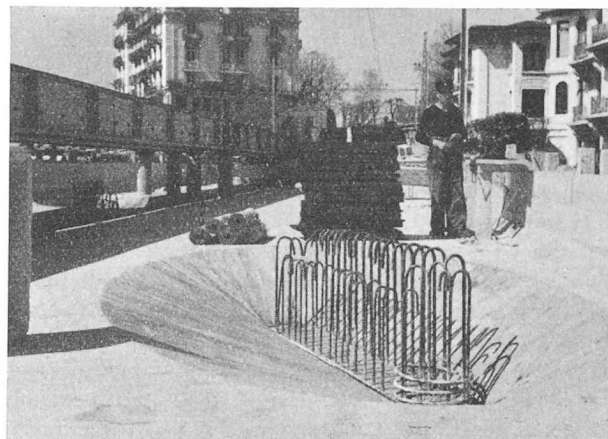
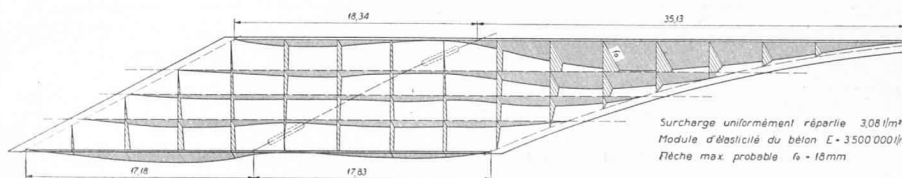


Fig. 23. — Coffrage du tablier; détail d'un gousset elliptique.

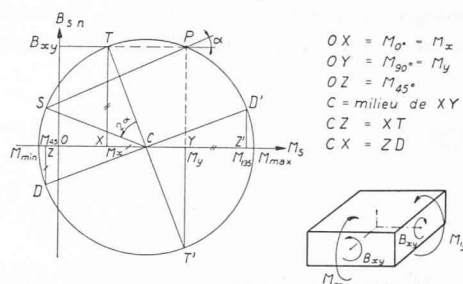
Principe du calcul de la dalle

L'état de tension en un point d'une dalle est déterminé lorsqu'on connaît les moments apparents de flexion dans trois directions, par exemple à 0°, 45° et 90°. En effet, soit x la direction parallèle à l'axe des voies et y sa perpendiculaire, soit s une direction quelconque faisant un angle avec la direction x et n sa perpendiculaire. Les moments de flexion M et de torsion B sont liés par les relations suivantes:

$$\begin{aligned} M_s &= M_x \cdot \cos^2 \alpha + M_y \sin^2 \alpha + B_{xy} \sin 2\alpha \\ B_{sn} &= \frac{1}{2} (M_y - M_x) \sin 2\alpha + B_{xy} \cos 2\alpha \end{aligned} \quad (1).$$

En considérant M_s et B_{sn} comme les coordonnées d'un point, ce sont les équations paramétriques en 2α du lieu que décrit ce point

$$\left(M_s - \frac{M_x + M_y}{2} \right)^2 + B_{xy}^2 - \left[\left(\frac{M_x - M_y}{2} \right)^2 + B_{xy}^2 \right] = 0.$$



Ce lieu est une circonférence dont le centre O est sur l'axe des M_s à une distance $\frac{M_x + M_y}{2}$ de l'origine, et qui coupe cet axe en deux points A et B d'abscisse

$$\frac{M_x + M_y}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{M_x - M_y}{2} \right)^2 + B_{xy}^2}.$$

Le moment de torsion y est nul et ces abscisses correspondent aux moments principaux.

Si $\alpha = 45^\circ$ les équations 1 se simplifient

$$M_{45^\circ} = \frac{1}{2} (M_x + M_y) + B_{xy}$$

$$B_{45/135} = \frac{1}{2} (M_y - M_x).$$

La circonférence peut être tracée, le centre étant déterminé par les moments apparents mesurés dans les directions x et y , et un point de celle-ci par le moment dans une direction inclinée à 45° sur la direction x . Les rayons issus du point P déterminent la direction de la section, l'angle α étant la demi-mesure de l'arc ST . Cette propriété mise en évidence par M. le professeur Panchaud, permet de déterminer instantanément les moments de flexion et de torsion dans n'importe quelle section, ainsi que les moments principaux et leur direction.

Détermination des armatures

Nous avons établi pour chaque point ausculté de la dalle le cercle des efforts et avons ainsi déterminé le moment maximum pour le calcul de la plus grande contrainte de compression dans le béton.

Le report des directions principales sur le plan de l'ouvrage présente un double éventail : parallèle au bord de la dalle, tout particulièrement dans la région des angles aigus, le rayon s'incline progressivement jusqu'à former un angle voisin de 48° au milieu de la dalle et dans les parties les plus sollicitées. Nous avons traduit cette constatation en donnant aux armatures une inclinaison variant de 8° en 8° jusqu'à 48° ; aussi, les moments de torsion sont-ils très faibles dans la direction des barres. Toutefois, dans une zone voisine des champignons, nous n'avons pu éviter une dissociation complète des directions principales des efforts et de celles des armatures. Dans cette région, les efforts sont relativement faibles. La solution idéale nous semblait consister à placer les fers parallèlement aux directions principales, tout effet de moment de

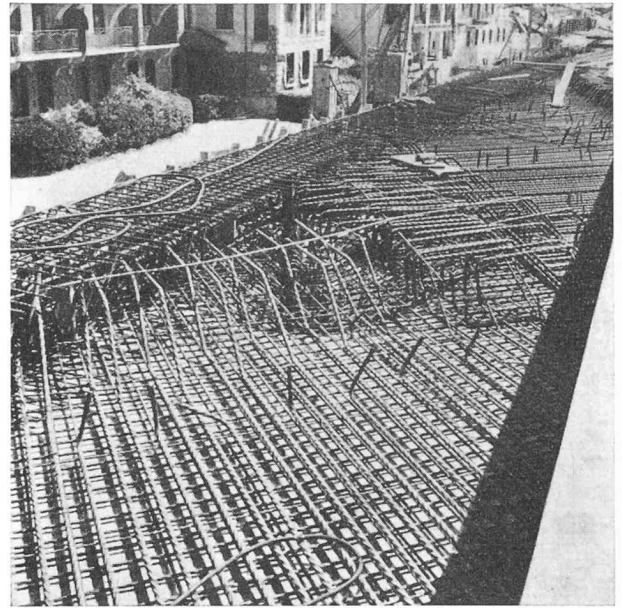


Fig. 24. — Détail de ferrailage de la dalle près d'une palée. Seule la nappe inférieure est posée.

torsion étant ainsi évité. Mais ce mode de pose est pratiquement irréalisable, les barres prenant alors des formes trop compliquées à façonner et à poser.

Toutefois, l'étude expérimentale des dalles montre que :

1. A armature égale, pour autant qu'elle soit judicieusement répartie, la résistance à la rupture de la dalle en un point donné est pratiquement la même, quel que soit l'angle des barres par rapport aux directions principales des efforts.
2. La rupture d'une dalle ne se produit pas par torsion.

Ces observations nous autorisent à nous libérer partiellement des conditions idéales de parallélisme des directions efforts-armatures.

Aux bords libres de la dalle, le moment dans la direction perpendiculaire à la voie est évidemment nul et la direction des efforts maxima est parallèle à l'arête. Nous avons voulu tenir compte de ce fait en inclinant les armatures de manière que l'ancrage des barres se fasse dans cette direction. Le corollaire eût été que les armatures de répartition eussent un ancrage normal au bord de la dalle, mais des difficultés pratiques nous en ont empêchés.

Le calcul des armatures a exigé la mise au point d'un mode de représentation faisant abstraction des classiques poutres élémentaires juxtaposées. L'armature a été d'abord calculée dans l'hypothèse que les barres suivraient les directions principales ; puis l'effort de traction ainsi défini a été réparti

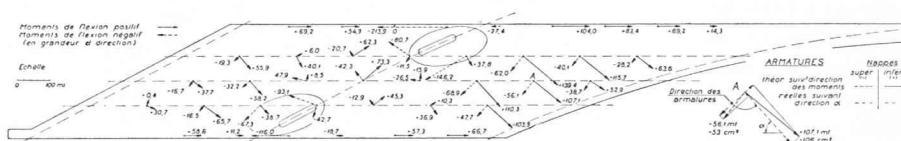


Fig. 20. — Moments fléchissants extrêmes dans la dalle, en grandeur et direction, sous l'effet du poids mort et de la surcharge sur l'ensemble du pont.

Détermination des armatures au point A en fonction des moments extrêmes.

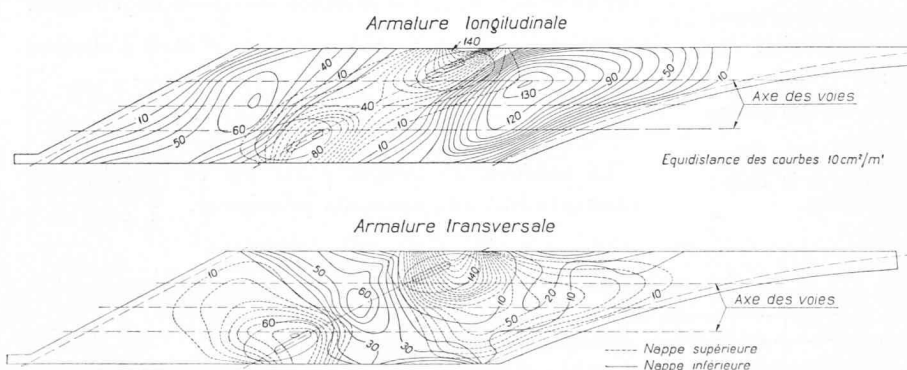


Fig. 21. — Densité de l'armature exprimée en cm^2/ml .

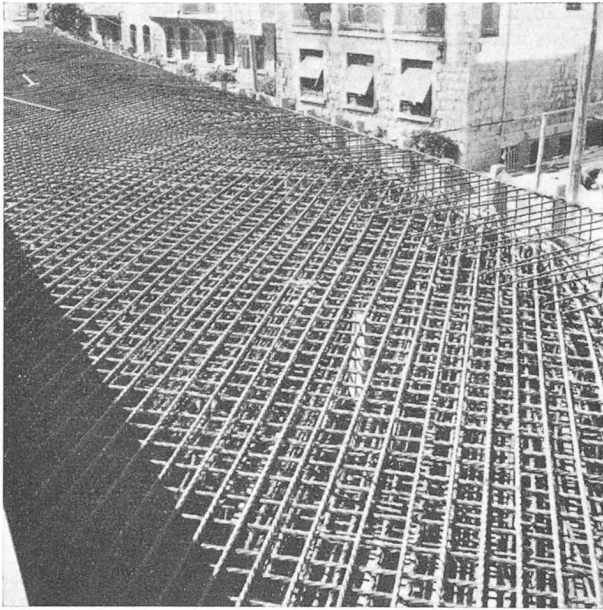


Fig. 25. — Ferrailage général de la dalle.

suivant les deux directions réelles des fers. La figure 20 montre, avec les directions principales, le principe de la projection des sections d'armature « principales » sur la direction des armatures réelles. Par interpolation, nous avons tracé ensuite un plan analogue à une carte à courbe de niveau, dans lequel les contours représentent chacun une égale densité de fers (fig. 21). Nous en avons déduit les contours des diverses nappes et le choix des barres.

Commentaires

La figure 21 fait saisir l'influence extraordinaire de l'extrémité effilée du tablier. Les surfaces de chaque travée, délimitées par les lignes d'appui, sont de 150 m² et 182 m². Cette différence de 20 % environ a pour conséquence une aggravation considérable des efforts intérieurs dans la travée orientale et dans la naissance de la palée nord qui lui fait face.

Travées	Ouest	Est
Moment maximum principal dans la dalle	72 tm/ml	139 tm/ml

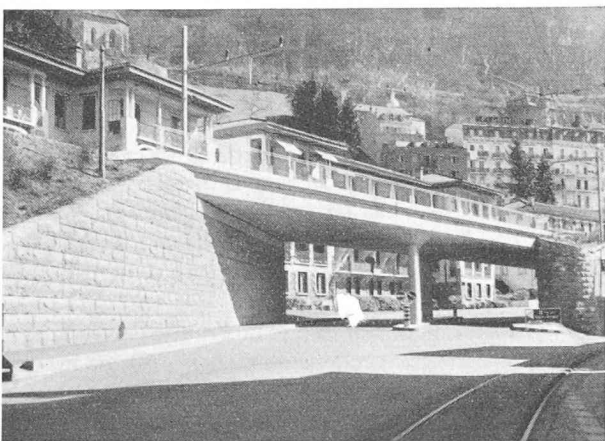


Fig. 30. — Le passage inférieur vu de l'aval.

Moment maximum négatif au bord de la dalle	115 tm/ml	221 tm/ml
Moment d'encastrement de la palée dans la dalle	29 tm	70 tm
(Pour une charge de 1 t/m ² uniformément répartie sur tout le tablier.)		

L'effet d'encastrement de la dalle sur la culée courbe auquel on s'attendait et qui devait à notre sens compenser en bonne partie l'effet de l'augmentation de la portée moyenne est donc insignifiant.

Enfin, si l'on compare la partie occidentale du tablier avec une dalle biaise à bords parallèles de mêmes dimensions et reposant sur deux lignes d'appui, on constate que la continuité des deux travées de la dalle n'apporte pas les soulagements que l'on espérait par analogie avec la poutre continue sur trois appuis (fig. 29).

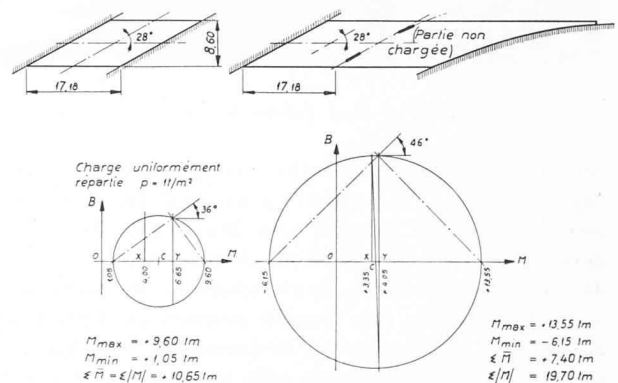


Fig. 29. — Efforts au milieu de la travée occidentale comparés à ceux d'une dalle isolée de mêmes dimensions.

V. Coût des travaux.

La convention passée entre l'Etat de Vaud et les C.F.F. prévoyait une dépense de 2 250 000 fr. pour l'ensemble de la correction de la route cantonale, soit la construction du passage inférieur, l'établissement de la nouvelle route sur 440 m environ et l'aménagement de la chaussée existant entre le passage à niveau et le Grand-Hôtel, le déplacement de la partie inférieure de l'avenue du Midi et la transformation de la rue de la Foncière. Les C.F.F. participent à l'opération à

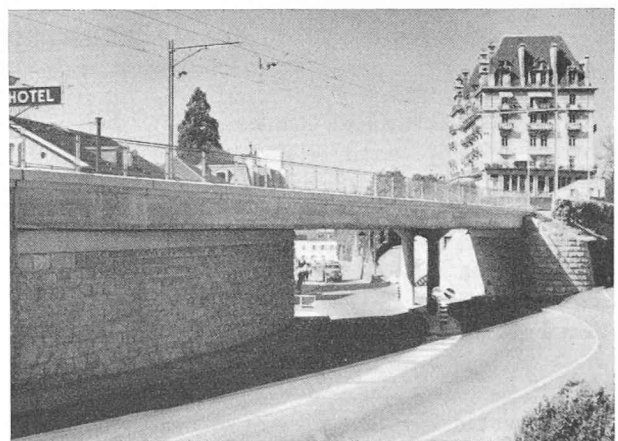


Fig. 31. — Le passage inférieur vu de l'amont.

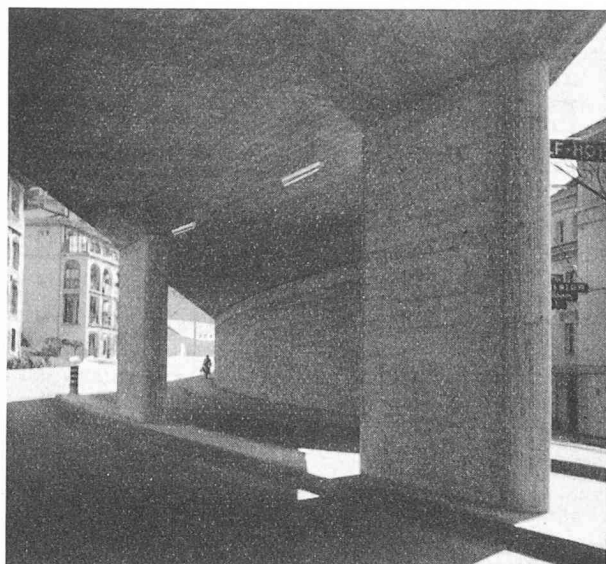


Fig. 32. — Les palées de l'ouvrage.

raison de 450 000 fr., ce qui correspond à l'économie capitalisée que présentent pour eux les nouvelles installations, par rapport aux anciennes. Ils cèdent gratuitement environ 1200 m² de terrain et la maison de garde démolie. Enfin, ils abandonnent une prétention de 77 000 fr. sur une parcelle acquise en 1906 pour 127 000 fr. en la cédant à la Commune des Planches pour 50 000 fr. Ils assurent enfin gratuitement les frais d'études du passage inférieur.

La construction du passage inférieur proprement dit a coûté 513 000 fr., frais d'études non compris. De ce montant, 169 000, soit les 33 %, ont été consacrés à maintenir le trafic ferroviaire pendant les travaux et à transformer les installations incompatibles avec le nouvel ouvrage. Ce chiffre comprend notamment la pose et la location des ponts provisoires, le déplacement

des voies et la pose des branchements nécessaires, l'adaptation des lignes de contact aux tracés provisoire et définitif des voies, la transformation des installations de sécurité pour l'exploitation en simple voie ; enfin, les salaires du personnel de renfort dans les stations adjacentes et de gardiennage du chantier.

Les travaux de génie civil représentent une dépense de 344 000 fr., dont 267 000 pour la partie de l'ouvrage comprise sous la plate-forme des voies. Le prix de revient unitaire s'élève donc à 793 fr./m² couvert, représentant 320 heures de travail, le salaire horaire minimum calculé sur la base du contrat collectif et majoré des charges sociales étant de 2 fr. 46. A titre de comparaison, la partie correspondante du projet de 1907 (arc à trois articulations) était devisée à 80 000 fr. pour une surface couverte de 189 m², le prix unitaire correspondait à 800 heures de travail. Le développement des connaissances et la mécanisation du travail ont permis, au cours de ce demi-siècle, de réduire l'énergie nécessaire à la construction dans le rapport de 5 à 2 ; notons qu'il s'agit là d'un ouvrage isolé, pour lequel les avantages présentés par la production en série sont limités et ne jouent qu'un rôle restreint dans la formation des prix.

Par son adaptation aux conditions locales comme par le choix des matériaux et le procédé de son dimensionnement, le nouveau passage inférieur de Territet est un ouvrage d'une conception tout à fait moderne. La direction des travaux tient à souligner la précieuse collaboration du laboratoire de statique de l'E.P.U.L., ainsi que le soin tout particulier apporté par l'entreprise E. Imhof à l'édification de cet ouvrage. Le personnel C.F.F. a été mis également à forte contribution, tant pour exécuter le pontonnage de la voie que pour assurer l'exploitation en simple voie entre Montreux et Veytaux pendant près d'une année.

Lausanne, le 7 avril 1954.

QUELQUES RÉALISATIONS DE LA SOCIÉTÉ NATIONALE DES CHEMINS DE FER FRANÇAIS

Attaches doublement élastiques avec semelles cannelées en caoutchouc et crapauds R. N. — Pose de longues barres dans les voies

par PAUL JULIEN, ingénieur en chef des Transports,
Directeur au Ministère des Travaux publics¹

La traverse constitue un élément essentiel de la voie ; c'est elle qui porte le rail, celui-ci étant lié à la traverse par différents systèmes d'attaches, crampons, tirefonds avec ou sans selle, attaches élastiques, etc...

Les traverses sont en bois (pin, chêne, hêtre, bois coloniaux), en acier ou en béton (ordinaire ou pré-contraint). La traverse en bois est la plus utilisée.

En France, chaque année environ 5 millions de traverses en bois sont introduites dans les voies de la S.N.C.F. ; à l'exception de quelques dizaines de milliers qui sont en pin, ces traverses sont en chêne ou en hêtre créosotés.

A notre avis, le bois est le matériau qui se prête le

mieux à la confection des traverses, ses qualités de souplesse et d'élasticité lui permettant d'encaisser facilement les vibrations qui lui sont transmises par le rail, celui-ci étant fixé en général sur la traverse par de simples tirefonds. Mais différentes raisons sont intervenues pour imposer la mise en fabrication de traverses en béton.

Si nous considérons le cas de la France, nous constatons qu'une pénurie de traverses en bois s'est manifestée

¹ Conférence faite à Stockholm, en automne 1953, lors de manifestations organisées par l'Office international du caoutchouc ; ce texte nous a été aimablement communiqué par la Section suisse du dit Office (Tödistrasse 9, à Zurich). (Réd.).