

**Zeitschrift:** Bulletin technique de la Suisse romande  
**Band:** 89 (1963)  
**Heft:** 26: Autoroute Genève-Lausanne, fascicule no 2

**Artikel:** Le pont de la gare, à Morges  
**Autor:** Curchod, R. / Perret-Gentil, A  
**DOI:** <https://doi.org/10.5169/seals-66361>

### **Nutzungsbedingungen**

Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Zeitschriften und ist nicht verantwortlich für deren Inhalte. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern beziehungsweise den externen Rechteinhabern. [Siehe Rechtliche Hinweise.](#)

### **Conditions d'utilisation**

L'ETH Library est le fournisseur des revues numérisées. Elle ne détient aucun droit d'auteur sur les revues et n'est pas responsable de leur contenu. En règle générale, les droits sont détenus par les éditeurs ou les détenteurs de droits externes. [Voir Informations légales.](#)

### **Terms of use**

The ETH Library is the provider of the digitised journals. It does not own any copyrights to the journals and is not responsible for their content. The rights usually lie with the publishers or the external rights holders. [See Legal notice.](#)

**Download PDF:** 15.03.2025

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



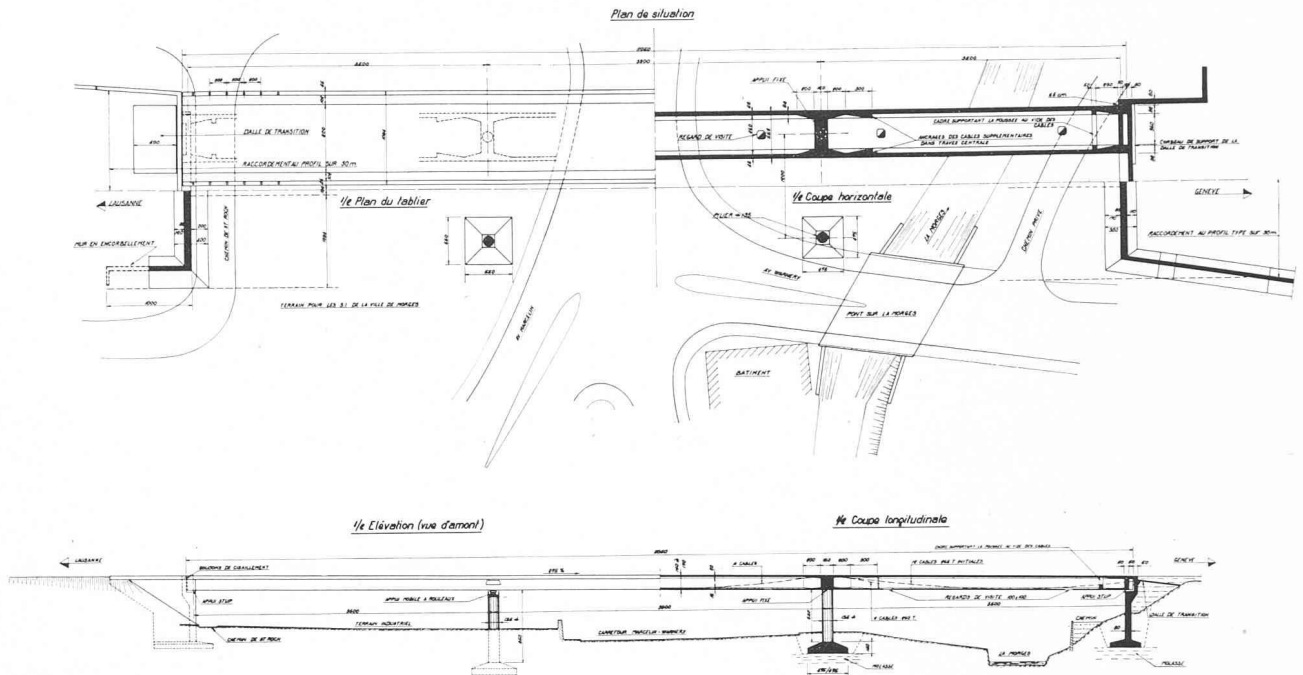


Fig. 1. — Vue d'ensemble.

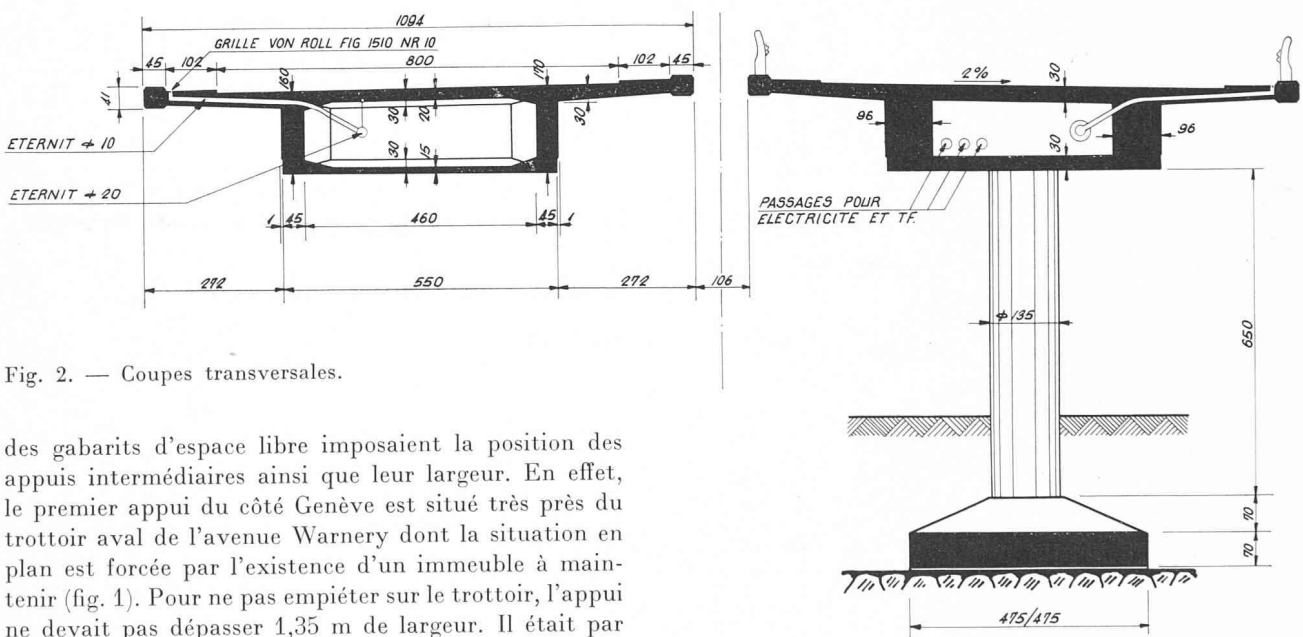


Fig. 2. — Coupes transversales.

des gabarits d'espace libre imposaient la position des appuis intermédiaires ainsi que leur largeur. En effet, le premier appui du côté Genève est situé très près du trottoir aval de l'avenue Warnery dont la situation en plan est forcée par l'existence d'un immeuble à maintenir (fig. 1). Pour ne pas empiéter sur le trottoir, l'appui ne devait pas dépasser 1,35 m de largeur. Il était par conséquent impossible de faire une palée mince et large à cet endroit. Nous avons choisi, pour des raisons d'aspect et de résistance, des piliers cylindriques, circulaires, de 1,35 m de diamètre, qui ont l'avantage d'améliorer la visibilité dans le carrefour et de ne pas prendre trop de place sur le terrain réservé aux Services industriels de la ville de Morges. (La station de relèvement des eaux usées a pu être construite entre les piliers côté Lausanne.)

La forme des appuis intermédiaires entraînant comme conséquence des déformations et des efforts de torsion non négligeables dans le tablier pour les charges excentrées transversalement, il était logique de choisir une section en caisson.

La largeur hors-tout du tablier d'un pont est de 10,94 m. La hauteur de poutre moyenne est 1,65 m, soit environ  $\frac{1}{24}$  de la plus grande portée.

Il n'était pas souhaitable, pour des raisons esthétiques, de faire un caisson trop large qui aurait accentué la disproportion entre le diamètre relativement faible des piliers et la largeur de l'ouvrage ; d'autre part, nous avons voulu obtenir des moments extréma transversaux négatifs dans le tablier, égaux de part et d'autre des poutres (fig. 5). Tout ceci nous a conduit à la forme de la section en travers représentée aux figures 2 et 3.

Conformément à la ligne générale de presque tous les ouvrages d'art de l'autoroute, la hauteur de poutre est constante sur la longueur du pont. Pour ne pas interrompre les lignes horizontales dominantes visibles dans l'élévation de l'ouvrage, le tablier se prolonge en encorbellement sur les murs en retour des culées (fig. 1).

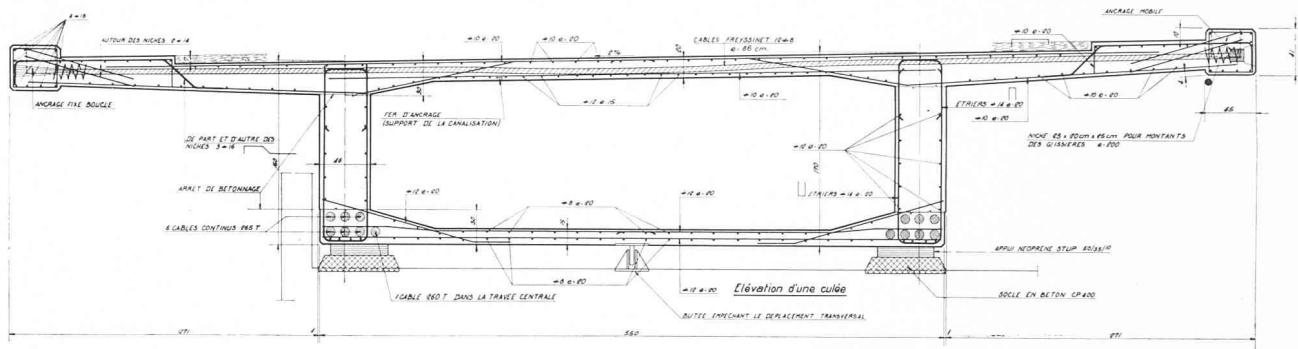


Fig. 3. — Coupe en travée. Détail. Élévation des appuis sur culée.

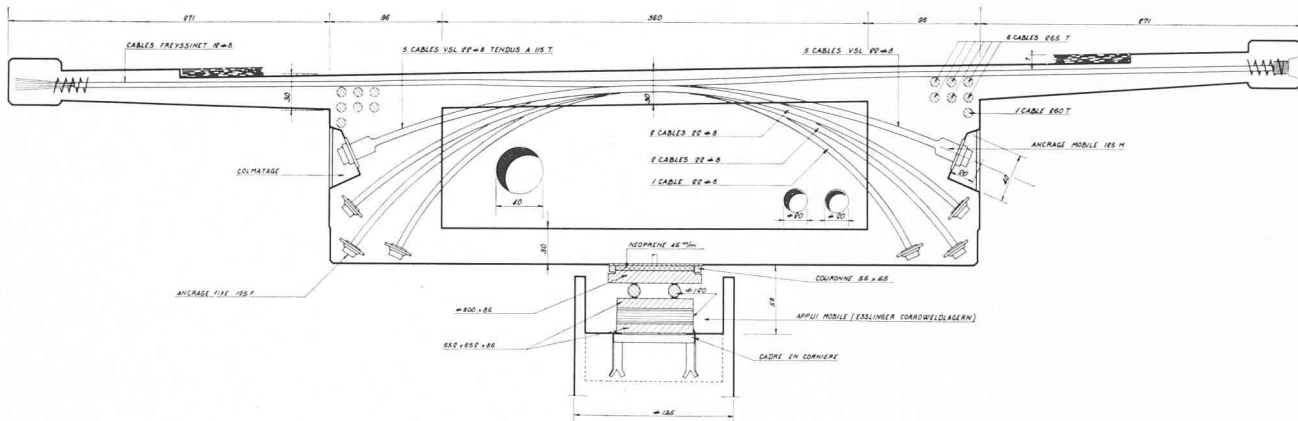


Fig. 4. — Entretoise sur appui mobile.

### Appareils d'appui

Les réactions maxima sur les appuis intermédiaires atteignent 770 tonnes. Le peu de place disponible en tête des piliers et la valeur assez importante des charges imposent des appuis mobiles à rouleaux de faible encombrement et à frottement aussi réduit que possible. (Des plaques de néoprène travaillant à une contrainte moyenne de  $80 \text{ kg/cm}^2$  auraient une surface de  $1,00 \text{ m}^2$  et provoqueraient un effort de frottement de 35 tonnes.) Ces appuis peuvent se déplacer dans deux directions orthogonales. L'articulation est constituée par une galette circulaire de néoprène de 45 mm d'épaisseur enfermée dans une couronne d'acier soudée à la plaque supérieure scellée dans le tablier. Les rouleaux, en acier 52, de 12 cm de diamètre, sont au nombre de deux pour chaque sens de déplacement, disposés orthogonalement et séparés par une tôle d'acier 52 de 86 mm d'épaisseur. Les surfaces de contact des rouleaux et des plaques sont revêtues par soudure d'une couche de 4 mm d'un alliage spécial insensible à la corrosion et pouvant supporter une contrainte de contact ( $\sigma_{\text{Hertz}}$ ) de  $20 \text{ t/cm}^2$ . Le frottement n'est que de 1 à 2 % de la réaction verticale. Ces appuis, pour fortes charges concentrées sur une petite surface, ont été fournis par la firme Proceq S.A., à Zurich (fig. 4).

Leur coût étant assez élevé, il nous a paru utile d'en diminuer le nombre en admettant un appui fixe sur le pilier le plus court qui est ainsi simplement encastré dans le pont.

Les appuis mobiles sur les culées, supportant des charges plus faibles sont constitués par des plaques rectangulaires de néoprène STUP.

Le système statique est donc en définitive un portique continu à une béquille verticale, à nœuds déplaçables. Par suite de la faible raideur de ce pilier par rapport à celle du pont, il ne supporte que des moments fléchissants très faibles. En revanche, il doit absorber la totalité des efforts dus au freinage ainsi qu'un moment transversal lorsque les surcharges agissent excentriquement. Tous ces efforts combinés produisent des contraintes extrêmes dans ce pilier de  $-120 \text{ kg/cm}^2$  et  $+10 \text{ kg/cm}^2$ .

### Statique

Un tel ouvrage est en réalité une construction dans l'espace où les efforts transversaux et de torsion sont liés aux efforts longitudinaux par des relations complexes.

En première approximation, ces efforts ont été séparés en trois catégories indépendantes en admettant pour le calcul dans les sens longitudinal et transversal que la résultante des surcharges agissait dans l'axe du pont ; les surcharges concentrées excentrées transversalement ne produisant que des efforts de torsion uniforme (sections droites libres de gauchir).

En seconde approximation, nous avons pu corriger les valeurs du premier calcul en tenant compte, d'une part de la torsion non uniforme qui produit des contraintes longitudinales complémentaires, et d'autre part de l'effet de la torsion de la section transversale qui engendre des efforts de flexion et de cisaillement dans le tablier.

Ce calcul a montré que ces contraintes secondaires étaient relativement faibles malgré l'absence d'entretoises dans les travées. Ceci est dû à la grande rigidité à

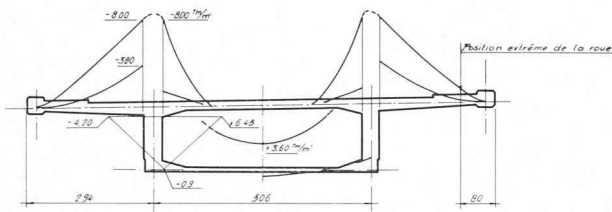


Fig. 5. — Enveloppes des moments fléchissants transversaux pour charges normales symétriques transversalement.

la torsion de la section en caisson et au fait que le rapport entre les surcharges concentrées<sup>1</sup> et le poids mort est faible. Par exemple, dans le cas des moments fléchissants longitudinaux, pour le milieu de la travée centrale, le moment max. est de 2900 t/m et celui produit par deux essieux de 15 tonnes seuls est de 230 t/m, soit environ les 8 %.

Nous avons tenu compte en outre d'une variation non uniforme de température de 5° entre l'extrados et l'intrados du caisson. Le moment positif engendré dans la travée centrale, pour un  $E$  béton de 400 000 kg/cm<sup>2</sup>, est de 250 t/m, soit autant si ce n'est plus que l'effort dû aux surcharges concentrées.

Le pont est précontraint longitudinalement sur toute sa longueur par 12 câbles VSL de 265 tonnes de tension initiale aux têtes d'ancrage et dans la travée centrale par 2 câbles supplémentaires de 260 tonnes mis en tension de l'intérieur du caisson (fig. 1, 3 et 4).

Le tablier est précontraint transversalement par des câbles Freyssinet de 12  $\varnothing$  8 mm, espacés de 86 cm.

Les entretoises sur piliers intermédiaires sont précontraintes chacune par 10 câbles VSL de 22  $\varnothing$  8 mm. Les rayons de courbure de ces câbles étant faibles, il a été tenu compte des efforts supplémentaires dans les fils provoqués par cette courbure en limitant à 10 t/cm<sup>2</sup> les contraintes de tension initiales. Il nous a paru logique de marquer sur les parements extérieurs des poutres les emplacements des niches d'ancrage de ces câbles en laissant un retrait de quelques centimètres lors du colmatage (fig. 4).

#### Dispositions constructives

Lorsque les surcharges sont excentrées par rapport à l'axe longitudinal du tablier, il se produit dans le pilier encastré un effort de flexion transversal. Le pont ayant tendance dans ce cas à se déplacer dans le même sens, nous avons prévu des butées ancrées dans les culées à chaque extrémité. Elles sont constituées par une plaque d'acier verticale solidaire du pont et coulissant entre deux taquets fixés aux culées de façon à permettre la dilatation dans le sens longitudinal (fig. 3). Les efforts transversaux maxima agissant sur ces butées sont de l'ordre de 15 tonnes. Cet effort aurait été plus important encore sur le pilier de l'appui mobile si celui-là n'avait pu se déplacer aussi transversalement ; du fait de la hauteur de ce pilier, il était impossible en combinant

<sup>1</sup> Pour le calcul des efforts longitudinaux, le cas d'une excentricité de la surcharge répartie (360 kg/m<sup>2</sup>, (1 +  $\varphi$ ) sur la demi-largeur du pont, est de toute manière moins défavorable que celui où cette surcharge agit sur la totalité du tablier.

cette force avec le frottement longitudinal de conserver les 1,35 m de diamètre.

Les joints de dilatation aux extrémités du pont sont couverts par des passages de chaussées type Rheinstahl-Union (Proceq S.A., Zurich) qui présentent l'avantage d'être simples, sans mécanismes compliqués et qui rendent les joints parfaitement étanches.

Dans les bordures recevant les glissières de sécurité, il a été prévu à travers les joints de dilatation, deux goujons de 40 mm de diamètre coulissant dans des tubes de 1 1/2", ceci afin d'éviter une dénivellation relative entre les bordures du pont et celles des chaussées en encorbellement sur les murs en retour des culées.

Les eaux de surface sont recueillies d'un côté de la chaussée par des grilles comportant une évacuation latérale par canalisation noyée dans la dalle afin de supprimer les tuyaux apparents suspendus sous le tablier ; la canalisation principale est placée à l'intérieur du caisson. Toutes les canalisations sont en Eternit à pression 12 atm. Un joint Gibault spécial est disposé au passage dans la culée afin de permettre au pont de se dilater sans rompre la conduite.

#### Fondations et culées

La culée Genève et les piliers intermédiaires sont fondés sur la molasse ( $\sigma_{sol} = 5$  kg/cm<sup>2</sup>). La culée Lausanne est fondée sur la moraine dure pour diminuer les excavations (la molasse à cet endroit était sise à une profondeur de 8,00 m). Les murs de front et en retour des culées sont massifs sans contreforts pour permettre le remblayage avec les gros engins de terrassement.

#### Exécution

Les travaux ont été exécutés par le consortium d'entreprises Luini et Pellegrino S.A., Morges.

Les appuis de l'échafaudage devaient laisser le passage libre pour l'avenue Marcelin et le chemin de Saint-Roch et éviter le lit de la Morges. Il a paru intéressant d'utiliser un système à poutrelles triangulées en acier 52, de 12 à 14 m de portée, nécessitant un nombre relativement faible de points d'appui. Par contre, ce procédé a l'inconvénient de présenter des déformations assez importantes qu'il est toujours difficile de compenser exactement par des contre-flèches.

Le bétonnage a été effectué en trois étapes, soit : dalle inférieure, poutres, tablier. Chacune de ces opérations s'est effectuée sans arrêt sur toute la longueur du pont. Lors du bétonnage de la dalle inférieure, les coffrages, les armatures et les câbles des poutres étaient déjà en place afin de diminuer le plus possible le temps d'arrêt entre les étapes 1 et 2.

Une légère armature longitudinale supplémentaire a dû être disposée dans les poutres pour absorber les flexions causées par le poids du tablier. En effet, lors du bétonnage de la dalle supérieure, le béton des poutres a déjà une certaine résistance et leur inertie par rapport à celle des poutrelles d'échafaudage est suffisante pour qu'elles supportent une part du poids du béton du tablier. Les contraintes engendrées par ces flexions ne dépassent pas 15 kg/cm<sup>2</sup>.