

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

Artikel: Le pont de la route du Tir-fédéral
Autor: Piguet, J.-Cl. / Hofer, R.
DOI: <https://doi.org/10.5169/seals-66365>

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: 30.03.2025

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

LE PONT DE LA ROUTE DU TIR-FÉDÉRAL

par J.-CL. PIGUET et R. HOFER, ingénieurs SIA-EPUL, Lausanne¹

Introduction

La conception de la nouvelle liaison routière rapide entre Lausanne et Genève par autoroute exclut tout croisement à niveau. La forte densité de population de la région traversée se traduit sur le terrain par un important réseau routier secondaire qui a nécessité la construction d'un grand nombre d'ouvrages de franchissement tant supérieurs qu'inférieurs. La commission cantonale d'experts pour les ouvrages d'art de l'autoroute Lausanne-Genève, composée de représentants des administrations fédérales et cantonales et de la Société des ingénieurs et architectes (SIA), nommée au début des études, a résolu de classer ces ouvrages selon l'importance des voies de passage et la valeur de l'angle de croisement avec l'autoroute, afin de permettre si possible une rationalisation des travaux d'étude et de construction.

A cet effet, divers lots similaires furent confiés à des bureaux d'études. L'un d'eux comprenait notamment les passages supérieurs très biais par rapport à l'autoroute, situés dans des régions où le prix et la densité d'occupation du sol ne permettaient pas de concevoir de larges corrections des voies des passages.

Actuellement, les nouvelles possibilités offertes par le calcul électronique permettent de résoudre aisément les problèmes statiques posés par ces ouvrages. Le pont de la route du Tir-Fédéral (fig. 1) est un exemple particulier de passage supérieur très biais ; il fait partie de l'artère cantonale n° 82, située à l'ouest de Lausanne,

¹ Cet article devait paraître sous une forme plus complètement illustrée ; mais, par suite de circonstances indépendantes de la volonté de l'auteur et de la Rédaction, tel ne peut être le cas, un lot de documents ayant été perdu. (Réd.)

et destinée à servir de bretelle entre la route cantonale n° 1 Genève-Lausanne et les routes cantonales Lausanne-Vallorbe et Lausanne-Yverdon. C'est un ouvrage de grande portée, car il franchit l'autoroute entre l'échangeur d'Ecublens et la Maladière, sur le tronçon d'arrivée à Lausanne à trois voies de circulation dans chaque sens et, dans la mesure du possible, il fut recommandé d'éviter l'appui central afin de satisfaire à des impératifs de sécurité et d'esthétique. De plus, la qualité très médiocre du sous-sol de la région imposait d'emblée des limites étroites aux possibilités de conception et d'exécution de l'ouvrage.

Données de base du projet

Tracés et profils en travers (fig. 2)

Le nouveau tracé de la route cantonale n° 82 coupe l'autoroute Genève-Lausanne sur le territoire de Chavannes près Renens, à 500 m environ de l'échangeur d'Ecublens, direction Lausanne. La largeur de la chaussée de la route cantonale était fixée à 9 m, plus deux trottoirs de 2 m chacun. Quant à l'autoroute, elle comptera sur ce tronçon 3 voies de circulation dans chaque sens, ce qui porte la largeur du gabarit d'espace libre à respecter à 33 m. Les axes des deux voies formant entre eux un angle de 38°, l'ouvrage de franchissement à réaliser devient de ce fait important et très biais. Le débouché de la route de raccordement à Crochy crée quelques complications supplémentaires à l'extrémité sud du pont.

Profils en long

Dans la région du point de croisement des deux chaussées, la nouvelle route cantonale était prévue en



Fig. 1. — Vue d'ensemble.

Photo Vuillemin

remblais et l'autoroute en tranchée. A l'axe de l'autoroute, la nouvelle chaussée se situe à 2,50 m au-dessus du terrain naturel et l'autoroute à 4,50 m au-dessous. Compte tenu du gabarit d'espace libre et de la pente générale de la route cantonale, la hauteur de construction maximum disponible et déterminante était de 2 m à l'une des extrémités.

Sols de fondation

Les sondages préliminaires, exécutés dans la région par le laboratoire de M. de Cérenville, ingénieur à Lausanne, ont mis en évidence la nature essentiellement argileuse du sous-sol. La consistance est faible; la compressibilité, relativement forte, est variable le long de l'ouvrage. Par ailleurs, la nappe phréatique, située en moyenne à 1,50 m sous le terrain naturel, devait être définitivement abaissée pour l'exécution de l'autoroute. On pouvait donc s'attendre, quel que soit le système de fondation adopté, à des tassements d'ensemble considérables causés par le poids des remblais à exécuter dans la région et par la consolidation due à l'abaissement de la nappe phréatique, ainsi qu'à des tassements différentiels importants dus à l'inégalité de la compressibilité du sol.

Conception de l'ouvrage

L'analyse des conditions de base du projet nous conduisit à rejeter les divers types de ponts proposés jusqu'alors sur l'autoroute Lausanne-Genève en tant que passages supérieurs. En effet, de la frontière genevoise à Morges, les terrains de fondations se prêtaient en général à la construction de ponts-cadres à béquilles inclinées, qui permettaient de réaliser d'appréciables économies sur les fondations et les culées.

Dans notre cas, l'inaptitude fondamentale du terrain à l'absorption de réactions horizontales orientait d'emblée nos recherches vers une solution statique à réaction essentiellement verticale. Le choix du système de fondation fut principalement influencé par le problème capital de l'abaissement de la nappe phréatique. En effet, le terrassement général en pleine masse de la tranchée de l'autoroute n'était réalisable qu'après l'exécution de cette opération. Or, la perméabilité très faible du sol laissait prévoir une vitesse d'abaissement extrêmement réduite et difficile à corriger par des moyens artificiels. Le temps nécessaire à l'opération était tel qu'il fallait envisager de construire le pont pendant l'abaissement de la nappe, donc avant le terrassement général de l'autoroute. Ceci impliquait que les semelles de fondation de l'ouvrage, situé sous le niveau futur de l'autoroute, c'est-à-dire à 6 m au minimum sous le terrain naturel, seraient à exécuter dans l'eau à l'abri d'un blindage étanche. Pour d'évidentes raisons économiques, il fallait réduire au maximum l'emprise de ces fouilles. Or, à 1 m sous le niveau de l'autoroute, le taux de travail admissible était fixé aux environs de 1 kg/cm², ce qui, vu l'importance de l'ouvrage, conduisait à une emprise trop importante de ces fouilles. Le seul moyen de la réduire était de recourir à une fondation en profondeur. Après étude approfondie, il fut décidé de fonder l'ouvrage sur pieux flottants moulés dans le sol. Afin de réduire l'emprise des fouilles des culées ainsi que le nombre de pieux inclinés indispensables à la transmission au sol de la poussée exercée

sur elles par le remblai, il fut décidé de les placer perpendiculairement à l'axe de la route cantonale et non parallèlement à l'axe de l'autoroute. Le coût de la légère augmentation de longueur du tablier qui en résulte est largement compensé par l'économie réalisée en fondations. L'implantation de l'ouvrage était ainsi déterminée: il s'agissait de relier deux culées droites distantes de 90 m par un tablier de 13 m de large, les seuls autres appuis disponibles étant situés au bord de l'autoroute, puisqu'il était recommandé d'éviter l'appui central. Nous arrivions donc à la conception d'un pont continu à trois travées de 16 m, 58 m, 16 m sur appuis intérieurs biaisés avec culée contrepoids (fig. 3). La hauteur de construction, limitée à 2 m par le gabarit, imposait le recours à une section caissonnée rigide à la torsion, le pont-poutre étant irréalisable avec cette hauteur, par suite de l'effet du biais, qui se traduit par une forte concentration de contrainte dans les poutres de bord.

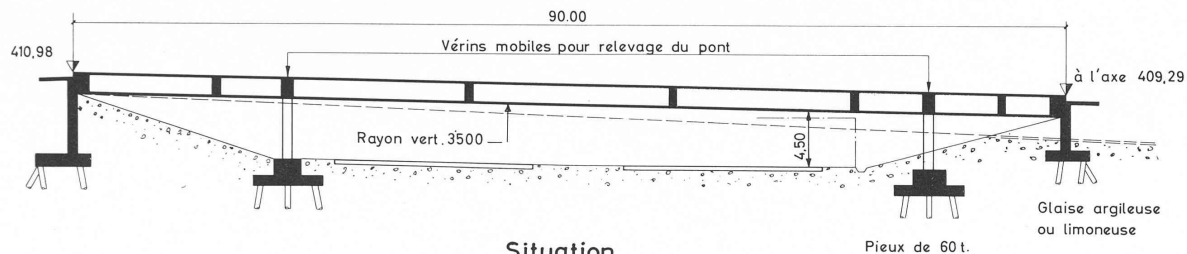
L'ouvrage ainsi projeté est hyperstatique, donc sensible aux tassements importants auxquels il fallait s'attendre. Pour se prémunir contre d'éventuels accidents fâcheux, il était indispensable de prévoir un système de réglage par vérins au droit des appuis intermédiaires. L'encombrement de ces vérins, déterminé par les fortes réactions à reprendre, ainsi que la technique adoptée pour ce réglage, nous ont conduits à concevoir ces appuis intermédiaires au bord de l'autoroute sous forme de deux piles indépendantes reposant sur une semelle commune; cette solution donne, à notre avis, une impression de légèreté qu'il eût été difficile d'obtenir avec un type d'appui conçu en palée pleine, ou même évidée, placée pareillement en biais.

Description de l'ouvrage

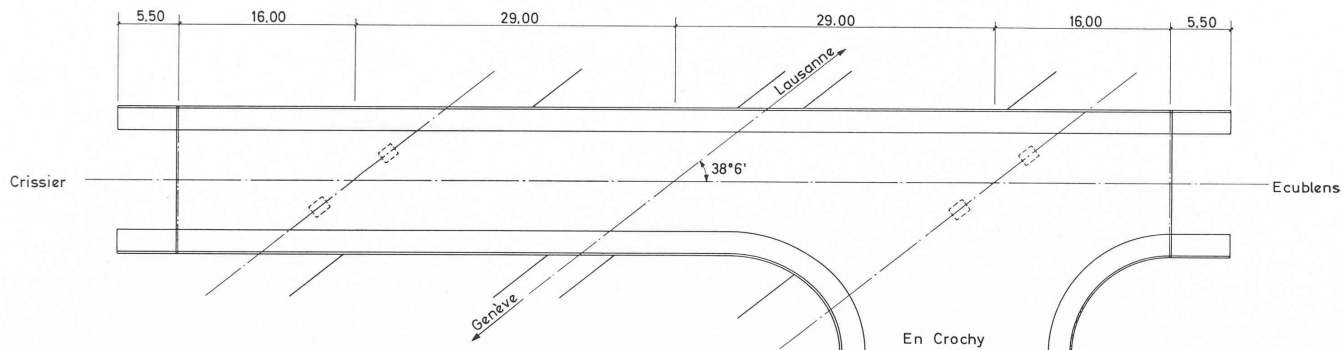
Tablier

Le tablier est conçu sous la forme d'un caisson en béton à trois âmes de 1,95 m de hauteur. La largeur de ce caisson varie de 9,50 m à la base à 10,40 m sous la dalle supérieure. Il est muni de deux porte-à-faux latéraux de 1,50 m de portée destinés à reprendre les trottoirs, ce qui porte la largeur totale de l'ouvrage à 13,40 m. L'épaisseur de l'âme médiane est de 60 cm, celle des âmes latérales varie de 60 cm à 1,05 m, afin de donner au caisson une forme trapézoïdale qui contribue à améliorer l'esthétique de l'ouvrage. L'épaisseur de la dalle supérieure est normalement de 16 cm, celle de la dalle inférieure de 12 cm. Ces dalles sont localement renforcées au droit des piles, où leur épaisseur passe respectivement à 24 et à 30 cm. La rigidité transversale du caisson est assurée par huit entretoises, perpendiculaires à l'axe du pont. Deux d'entre elles sont situées au tiers de la travée médiane, les six autres sont des entretoises d'appui placées au droit des piles et culées. Le caisson est lié aux deux culées, distantes de 90 m, et s'appuie sur quatre piles intermédiaires distantes deux à deux de 58 m, placées en biais de part et d'autre du gabarit de l'autoroute. Tous les appuis, tant sur piles que sur culées, sont réalisés à l'aide de plaques frettées en néoprène STUP qui absorbent les réactions horizontales de freinage et de stabilité tout en permettant aux déplacements longitudinaux dus à la mise en précontrainte, au fluage, au retrait et à la température de se développer. La liaison avec les culées assure

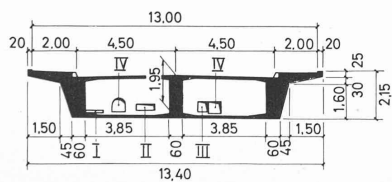
Coupe en long



Situation



Coupe en travers



Fondation

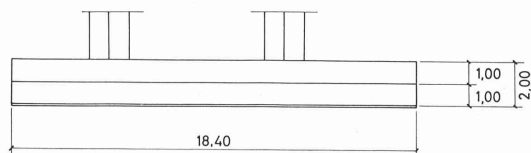


Fig. 2. — Plan, élévation et coupes.

l'effet de contrepoids et l'encastrement à la torsion ; elle est réalisée par emboîtements latéraux des entretoises d'extrémités dans les culées (fig. 4).

Sur chaque culée, le tablier est muni d'un joint de dilatation, système Proceq, constitué de lamelles verticales en acier, séparées par des profils tubulaires en néoprène. Ce système étanche permet des déplacements d'une amplitude de l'ordre de 6 cm.

L'arrivée sur le pont de la route de raccordement, à Crochy, a nécessité la construction d'une dalle nervurée de forme évasée de 10 m de portée, qui prend appui d'une part sur une culée indépendante, d'autre part sur une battue ménagée le long de la poutre de bord du caisson, sur une longueur de 30 m comptée depuis la culée sud. Le tablier est précontraint, longitudinalement, par un câblage continu (fig. 5) de 48 câbles VSL de 24 $\varnothing$ 8 mm, développant au total une force initiale de précontrainte de 6500 tonnes également réparties entre les trois âmes du caisson. Tous les câbles sont munis d'ancrages mobiles aux deux extrémités. Transversalement, l'ouvrage est exclusivement conçu en béton armé (fig. 6). Il est à noter que l'armature des entretoises sur piles, extrêmement sollicitées, était très compliquée, du fait des nombreux trous imposés par le passage des conduites du gaz, de l'eau, de l'électricité et du téléphone. La densité et la répartition des armatures en acier spécial sont conformes aux prescriptions de l'autoroute visant à améliorer la sécurité à la fissuration.

Culées et piles — Fondation

Les culées en béton armé (fig. 7), sont composées d'un mur frontal de 13 m de largeur et de deux murs d'aile de 6 m de longueur, ancrés dans une semelle rigide unique de 5,10 $\times$ 19,20 m, répartissant la charge et la poussée des terres sur un ensemble de 20 pieux verticaux et inclinés, disposés de façon à former des chevaux stables. La hauteur de soutènement de ces culées est de 7,50 m.

Les piles (fig. 8) sont placées à 3,20 m en retrait du bord inférieur du caisson. La section transversale, choisie en forme de losange tronqué, conduit à une impression générale de légèreté tout en permettant une disposition judicieuse au sommet des plaques d'appui STUP et des quatre vérins Leonhardt de 250 tonnes et de 30 cm de course nécessaires au réglage de la réaction de chaque pile. Ces quatre vérins sont logés dans une niche qui sera fermée par des pièces en béton préfabriqué après réglage définitif de l'ouvrage (fig. 9).

De chaque côté de l'autoroute une semelle rigide, de 6,40 m de largeur et de 18,40 m de longueur, reprend la charge des deux piles et la répartit sur un ensemble stable de 56 pieux. Les pieux utilisés pour les fondations des piles et culées sont en béton moulé dans le sol, exécuté selon le système Alpha. Ils ont un diamètre de 50 cm et ne sont armés que dans leur partie supérieure. L'inclinaison maximum réalisée pour certains des pieux des culées et des piles était de 20 %. Leur longueur varie de 12 à 18 m. Ce sont des pieux flottants travaillant essentiellement au frottement latéral ; la charge de service a de ce fait été limitée à 60 tonnes par pieu. Deux essais de charge effectués sur des pieux en place ont montré que l'affaissement était de l'ordre de 12 mm sous charge de service et de 20 mm sous 100 t ; il fallait

s'attendre à ce que l'effet de groupe amplifie de trois à cinq fois ces valeurs.

Exécution

Les travaux relatifs au pont débutèrent en janvier 1961 et furent menés dans l'ordre suivant :

- Nivellement du terrain sur l'emprise de l'ouvrage à 1 m en moyenne au-dessus de la nappe phréatique et exécution des tranchées drainantes définitives pour abaissement de la nappe.
- Mise en place de l'installation de pilotage et exécution des pieux arasés à 4 m sous la plateforme de travail.
- Fonçage des palplanches pour exécution des fouilles au droit des futures piles de l'ouvrage.
- Exécution des fouilles, bétonnage des semelles, extraction des palplanches.

Pendant ces opérations, la nappe phréatique avait déjà suffisamment baissé pour que l'on puisse entreprendre les fouilles des culées sans avoir recours à des blindages étanches. Les culées et les piles construites, il fut procédé au montage du cintre, en construction tubulaire fondé sur des semelles superficielles préparées à l'avance ; puis les travaux se poursuivirent par :

- l'exécution du coffrage extérieur du caisson, le ferrailage de la dalle inférieure et des entretoises et la pose des câbles de précontrainte ;
- le bétonnage en une étape de la dalle inférieure ;
- la pose des cintres intérieurs du caisson, le coffrage, le ferrailage et le bétonnage en pleine section des âmes et de la dalle supérieure, en trois étapes de 30 m de longueur environ.

Le tablier était bétonné en décembre 1961, une première mise en tension à 30 % des câbles de précontrainte intervint en janvier 1962, ce qui permit la mise en service réduite de l'ouvrage sur cintre en attendant l'arrivée des vérins de réglage, disponibles dès mars 1962. Ceux-ci mis en place, il fut procédé à la mise en tension définitive des câbles de précontrainte, à l'injection des gaines et au décintrement de l'ouvrage. Les vérins restèrent quatre mois en place. Pendant cette période, les tassements furent régulièrement contrôlés et compensés. Avant le retrait des vérins, le pont a été réglé et calé sur les piles au moyen de plaques métalliques placées sur les appuis STUP.

Les tassements des piles et culées ont été observés dès l'époque de leur construction. Nous donnons ci-après un tableau des valeurs mesurées avant le bétonnage du tablier et une année après cette opération.

Tassement des appuis

Epoque Elément	Tassements avant bétonnage du tablier	Tassements une année après le bétonnage	Affaissement intéressant le tablier	Calage nécessaire fin 1962
Culée nord	30 mm	56 mm	26 mm	0 mm
Piles nord	11 mm	53 mm	42 mm	17 mm
Piles sud	10 mm	60 mm	50 mm	29 mm
Culée sud	9 mm	29 mm	20 mm	0 mm

Ce tableau met particulièrement en évidence l'importance des tassements subis par les culées avant le bétonnage du tablier. Ceci est dû à l'entraînement de la culée dans le tassement d'ensemble provoqué par l'abaissement de la nappe et le poids des remblais rapportés.

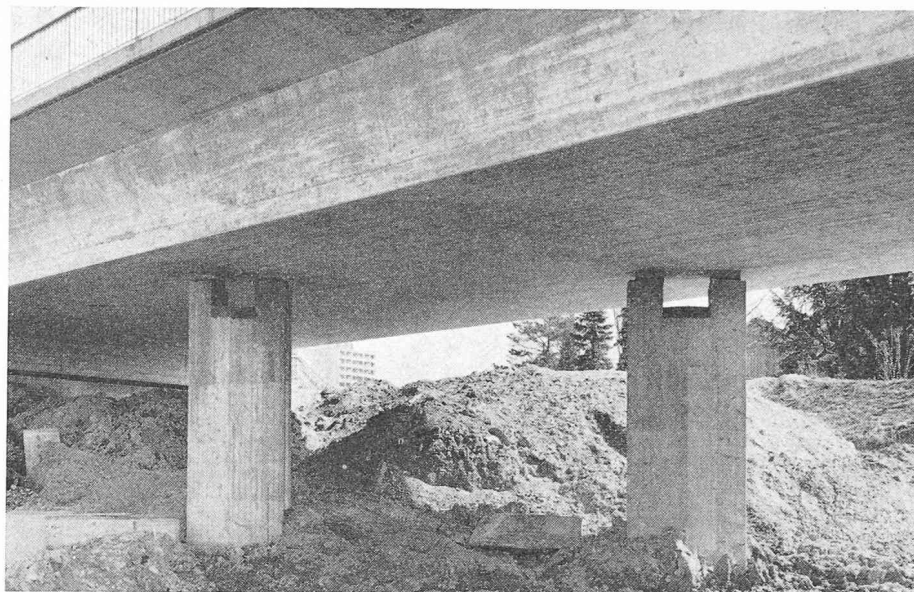


Fig. 3. — Détail des piles.

Photo Vuillemin

C'est le phénomène du frottement négatif, qu'il est dangereux de négliger lorsqu'on emploie des pieux flottants.

Analyse statique

Généralités

Les charges admises sont celles d'une route de 1^{re} classe, conformément aux normes SIA en vigueur et aux prescriptions de l'autoroute.

Le calcul des pieux, des piles et des culées n'a fait intervenir que des notions classiques de géotechnique et de béton armé. Le calcul du tablier, par contre, a fait l'objet de recherches plus originales, principalement en ce qui concerne l'effet du biais. Nous donnons ci-après un bref aperçu de la méthode utilisée et des résultats acquis.

Méthode de calcul du tablier

Soit une poutre-caisson, formée de trois âmes verticales liées par deux dalles horizontales, simplement appuyée et encastrée à la torsion aux deux extrémités, posée sur quatre appuis intermédiaires ponctuels et excentrés. Une première constatation s'impose : l'excentricité des appuis intermédiaires, résultant du biais accusé de l'ouvrage, fait naître dans celui-ci des moments de torsion dont l'importance ne permet plus l'application de la théorie simplifiée de la torsion, qui suppose implicitement une variation uniforme de l'angle de torsion le long de l'ouvrage. L'entrave au gauchissement, existant au droit des points d'application du moment extérieur, se traduit par la naissance de contraintes longitudinales, dont la variation est équilibrée par un régime de cisaillement secondaire qui collabore à la réalisation de l'équilibre.

Pour le calcul des contraintes longitudinales et de l'effet de torsion, nous avons, dans une première étape, supposé le caisson indéformable transversalement. Par la suite, en seconde étape, nous avons tenu compte des déformations du caisson pour le calcul des efforts transversaux ; il fut alors constaté que ce phénomène exerce une influence très faible sur la répartition des contraintes longitudinales et des cisaillements. L'hypothèse de

l'indéformabilité faite en première étape est donc admissible, sous réserve de corrections locales des résultats obtenus pour des charges ne s'appliquant pas directement sur une entretoise.

Cette hypothèse nous permet de caractériser la déformation de tout point d'une section par une combinaison linéaire de la flèche verticale w et de la rotation de torsion φ existant à l'axe. Il est facile de voir que l'on peut alors exprimer la contrainte longitudinale et le cisaillement en ce point en fonction des dérivées de ces déformations sous la forme :

$$\sigma = C_1 \frac{d^2 w}{dx^2} + C_2 \frac{d^2 \varphi}{dx^2}$$

$$\tau = T_1 \frac{d^3 w}{dx^3} + T_2 \frac{d^3 \varphi}{dx^3} + T_3 \frac{d\varphi}{dx}$$

les coefficients C_1, C_2, T_1, T_2, T_3 étant dépendants de la position du point considéré et de la forme de la section (fig. 10). L'énergie de déformation élémentaire emmagasinée est alors :

$U_i = \frac{\sigma^2}{2E} dV + \frac{\tau^2}{2G} dV$ expression qui nous permet de voir que l'énergie de déformation totale emmagasinée dans le pont peut s'écrire sous la forme :

$$U_i = \int_0^l \left[A_1 \left(\frac{d^2 w}{dx^2} \right)^2 + A_2 \left(\frac{d^3 w}{dx^3} \right)^2 + A_3 \left(\frac{d\varphi}{dx} \right)^2 + A_4 \left(\frac{d^2 \varphi}{dx^2} \right)^2 + A_5 \left(\frac{d^3 \varphi}{dx^3} \right)^2 \right] dx$$

les expressions A_1, A_2, A_3, A_4, A_5 pouvant être des fonctions de x si la section est variable.

Si cet état de contrainte a été produit par n charges verticales excentrées, la variation du potentiel de ces charges pendant la déformation est égale à :

$$U_e = \sum_{i=1}^n P_i (w_i + e_i \varphi_i) \quad (e_i = \text{excentricité de la charge } P_i).$$

La variation de potentiel du système due à la déformation est égale à la différence $(U_i - U_e)$. Pour que

l'état déformé correspond à un équilibre stable, il faut que cette différence soit un minimum (principe du minimum de l'énergie potentielle). Il s'agit donc de trouver deux fonctions, $w(x)$ et $\phi(x)$, rendant minimum l'expression $(U_i - U_e)$, ou mieux, rendant nulle la différentielle totale $d(U_i - U_e)$ tout en satisfaisant aux conditions d'appui du système (équation de liaison).

Pratiquement, il nous suffira de connaître les valeurs de ces fonctions en un certain nombre de points assez serrés pour nous permettre de remplacer, avec une bonne approximation, les dérivées entrant dans les expressions de l'énergie et des contraintes par des différences finies. Ces valeurs seront prises comme variables du système et nous tombons sur un problème d'extréma liés d'une fonction de plusieurs variables. U_i est une fonction quadratique, U_e une fonction linéaire des variables. La méthode des multiplicateurs de Lagrange permet de trouver la solution du problème en résolvant le système des équations obtenues en annulant toutes les dérivées partielles de la fonction :

$$G(w_i, \phi) = U_i - U_e + \sum \lambda_k \cdot L_k$$

jointes aux équations de liaison. (L_k est une équation de liaison et λ_k son multiplicateur de Lagrange.)

Dans notre cas, nous avons déterminé les valeurs des fonctions définissant la déformation en 29 points, numérotés de 0 à 28. Sur les culées, la flèche verticale, l'angle de torsion et les contraintes longitudinales sont nulles ce qui donne immédiatement :

$$\begin{aligned} w_0 = \phi_0 = 0 & & w_{28} = \phi_{28} = 0 \\ \left(\frac{d^2 w}{dx^2}\right)_0 = \left(\frac{d^2 \phi}{dx^2}\right)_0 = 0 & & \left(\frac{d^2 w}{dx^2}\right)_{28} = \left(\frac{d^2 \phi}{dx^2}\right)_{28} = 0. \end{aligned}$$

Il reste donc à déterminer 27 w et 27 ϕ , qui sont les variables du problème et qui entrent dans l'expression de $(U_i - U_e)$.

Sur les piles excentrées de a , nous devons exprimer que la flèche est nulle ou égale à un tassement donné Δ , ce qui fournit les 4 équations de liaison :

$$\begin{aligned} (1) \quad w_4 + a\phi_4 - \Delta_4 &= 0 = L_4 \\ (2) \quad w_6 - a\phi_6 - \Delta_6 &= 0 = L_6 \\ (3) \quad w_{22} + a\phi_{22} - \Delta_{22} &= 0 = L_{22} \\ (4) \quad w_{24} - a\phi_{24} - \Delta_{24} &= 0 = L_{24} \end{aligned}$$

qui, jointes aux 54 équations exprimant la nullité des dérivées partielles de la forme :

$$\frac{\delta}{\delta w_i} (U_i - U_e + \lambda_4 L_4 + \lambda_6 L_6 + \lambda_{22} L_{22} + \lambda_{24} L_{24}) = 0$$

et

$$\frac{\delta}{\delta \phi_i} (U_i - U_e + \lambda_4 L_4 + \lambda_6 L_6 + \lambda_{22} L_{22} + \lambda_{24} L_{24}) = 0$$

(i variant de 1 à 27)

formant un système de 58 équations linéaires, dont la résolution donnera les 27 valeurs de w , les 27 valeurs de ϕ et les 4 valeurs des multiplicateurs de Lagrange.

La machine électronique en service à l'EPUL résout facilement de tels systèmes et combine directement les solutions pour permettre la détermination rapide des lignes d'influence des contraintes maxima. Il est à

remarquer que les multiplicateurs de Lagrange sont les réactions sur piles du système.

Nous donnons (fig. 11) une représentation des résultats obtenus pour une charge uniforme de 1 t/m' sur l'axe du caisson, supposé de section constante, qui montre :

— la variation de la contrainte moyenne dans la dalle supérieure

$$C_1^{\max} \frac{d^2 w}{dx^2};$$

— la variation de la contrainte maximum à l'angle supérieur du caisson

$$C_1^{\max} \frac{d^2 w}{dx^2} + C_2^{\max} \frac{d^2 \phi}{dx^2};$$

— la variation de la contrainte secondaire due à l'effet biais

$$C_2^{\max} \frac{d^2 \phi}{dx^2};$$

— la variation du moment de torsion total et sa répartition entre torsion primaire et secondaire.

L'examen de ces diagrammes montre que l'influence du biais est très importante au droit des piles, où la contrainte longitudinale secondaire maximum est de l'ordre de 30 % de la contrainte moyenne. Cette influence diminue très rapidement dès que l'on s'éloigne des piles, ce qui met en évidence les indéniables avantages de la section caissonnée rigide à la torsion dans les cas de ponts très biais.

Données statistiques

Dimensions

Longueur du pont	90 m
Portées	16, 58, 16 m
Elancement de la travée centrale	1/30
Surface de la chaussée	1430 m ²

Sollicitations

Contrainte maximum du béton	1400 t/m ²
Taux de précontrainte du béton	650 t/m ²
Réaction maximum sur une pile	1350 t

Matériaux

Béton BH 300	environ 2000 m ³
Armature en acier spécial	155 t, soit 77,5 kg/m ³
Acier de précontrainte en câble VSL de 24 Ø 8	42 t, soit 21,0 kg/m ³
Coffrage	5400 m ²
Pieux moulés dans le sol, système « Züblin-Alpha »	2150 m'
Palplanches métalliques	600 m ²

Prix

Installation de chantier	95 000
Pieux, y compris essais de charge et installation	195 000
Palplanches, y compris installation	61 000
Fouilles en puits et remblayage	35 000
Echafaudage	72 000
Coffrage	120 000
Béton	155 000
Acier spécial	170 000
Précontrainte	142 000
Appuis	10 000
Opérations de réglage	20 000
Total	1 075 000

soit env. 750 fr./m²

dont env. 200 fr./m² dus aux fondations spéciales non compris les honoraires d'étude.