

Zeitschrift: IABSE congress report = Rapport du congrès AIPC = IVBH
Kongressbericht

Band: 2 (1936)

Artikel: La voûte du pont de Traneberg à Stockholm

Autor: Kasarnowsky, S.

DOI: <https://doi.org/10.5169/seals-2960>

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: 25.01.2026

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

IVb 4

La voûte du pont de Traneberg à Stockholm.

Die Gewölbe der Tranebergsbrücke in Stockholm.

The Arches of the Traneberg Bridge in Stockholm.

S. Kasarnowsky,

Ingenieur, Erster Konstrukteur der Brückenbauabteilung der Hafenverwaltung, Stockholm.

Le pont combiné pour route et chemin de fer de banlieue construit de 1932 à 1934 sur le Tranebergssund à Stockholm a une portée de 181 m, ce qui en fait le pont de béton le plus grand du monde (fig. 1).

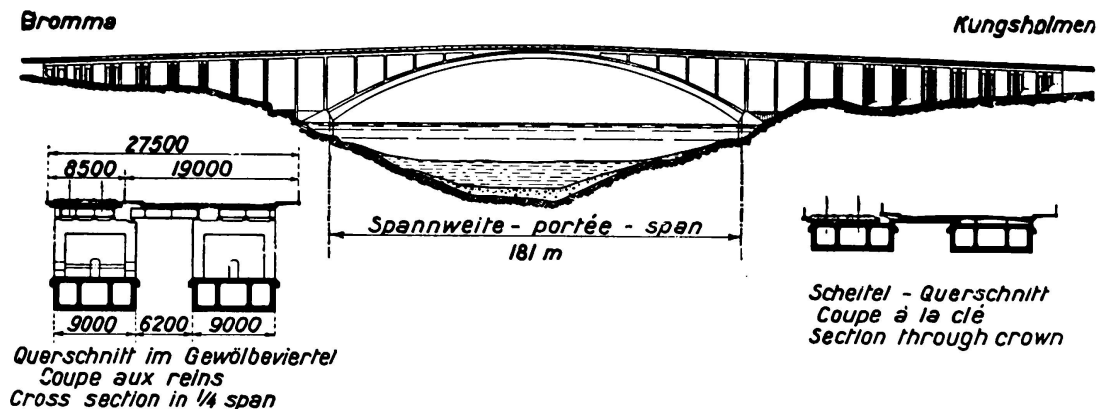


Fig. 1.

Le Dr. ing. *Dischinger* propose de définir le «degré de hardiesse» d'un pont en arc, par le rayon de courbure d'une parabole $\frac{l^2}{8f}$ (l = portée, f = flèche) passant par les naissances et la clé.

Il serait encore préférable d'introduire comme «degré de hardiesse» le véritable rayon de courbure à la clé, car si l'on multiplie celui-ci par le poids spécifique du matériau de la voûte, on obtient à peu près la contrainte normale à la clé, engendrée par le poids propre de l'arc. Pour le pont de Traneberg, si l'on prend pour la flèche 26,2 m, ce rayon de courbure est égal à 183 m, c'est-à-dire env. 7 m de plus que pour le nouveau pont sur la Moselle à Coblenze et env. 50 m de plus que pour le pont de Plougastel à Brest.

La tablier.

Le pont a deux tabliers juxtaposés, tout-à-fait distincts. L'un sert au trafic routier et a une largeur de 19 m répartis comme suit: une chaussée de 12 m,

deux trottoirs à piétons de 2,5 et 2,0 m et deux trottoirs à vélos de 1,25 m chacun. L'autre, d'une largeur de 8,5 m, a deux voies normales de chemin de fer de banlieue, posées à la distance de 3,5 m.

Le choix de l'ossature du tablier fut dicté par le principe qu'il fallait maintenir son poids aussi faible que possible afin de ne pas surcharger les arcs plus qu'il n'était nécessaire. Le tablier se compose de 10 longrines soudées et d'une dalle de béton armé de 22 cm d'épaisseur. La portée des longrines est de 13 m aussi bien au-dessus de l'arc que dans les travées de rives.

Surcharges.

Charge utile: trottoirs à piétons et à vélos, 0,4 t/m²; chaussée, 4 colonnes de véhicules suivant la fig. 2a; train de banlieue, 2 trains suivant la fig. 2b. Le total de ces surcharges donne, pour un arc, une surcharge de comparaison de 7,5 t/m.

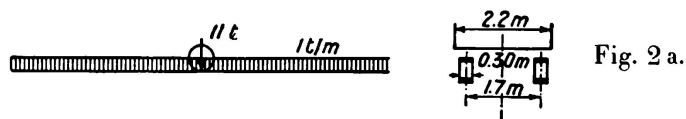


Fig. 2 a.

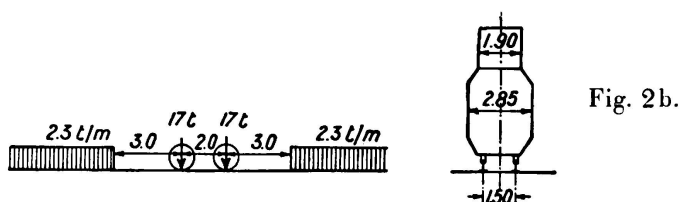


Fig. 2 b.

Action du vent: 0,125 t/m².

Température: $\pm 16^{\circ}$ C.

Retrait: assimilable à -10° C.

Tensions admissibles et matériau de l'arc.

Pour une surcharge normale, c'est-à-dire pour le poids propre, la surcharge, $\pm 8^{\circ}$ de différence de température et le retrait, on admit 100 kg/cm². Pour une surcharge exceptionnelle, c'est-à-dire pour une surcharge à laquelle, en plus de ce que nous avons défini ci-dessus comme normal, s'ajoute $\pm 8^{\circ}$ C et l'action du vent, on admit 120 kg/cm². Les propriétés du béton employé pour les arcs et les culées sont données dans le tableau ci-dessous.

ciment portland kg/m ³	rapport eau/ciment	rapport des poids ciment : sable : gravier fin (7 à 30 mm) : gros gravier (30 à 60 mm)	valeur moyenne de la résistance de prisme kg/cm ²			
			7	28	90	365 jours
400	0,54	1 : 2,20 : 1,11 : 1,12	274	464	497	478
365	0,54	1 : 2,54 : 1,24 : 1,24	258	451	488	485

On a tenu compte des points de vue suivants pour la détermination de la hauteur h_0 de l'arc à la clé:

1° — *Sécurité au flambage dans le plan de la voûte.* Si l'on tient compte des tensions de compression relativement élevées (70 kg/cm^2 pour le poids propre), on voit qu'il est important de donner à la voûte une rigidité suffisante afin d'obtenir une sécurité assez grande contre le flambage dans le plan de la voûte. On sait que, pour un poteau de béton, la limite inférieure du degré d'élancement pour lequel on peut craindre la flambage est d'environ 55.

La longueur libre de flambage pour un arc encastré du type considéré peut être évaluée au tiers de la portée l et la rayon d'inertie à la clé peut être posé égal à 0,37 fois la hauteur h_0 à la clé. Le degré d'élancement de l'arc est donc:

$$\frac{0,33 l}{0,37 h_0} = 0,91 \frac{l}{h_0}$$

et l'épaisseur minima de l'arc à la clé est de:

$$0,91 \frac{l}{h_0} = 55 \quad \text{ou} \quad h_0 = \frac{l}{60} \quad (1)$$

2° — *Tensions additionnelles résultant de la flexion de l'arc.* Ainsi qu'on le sait il existe dans les arcs à grande portée des tensions additionnelles résultant de la flexion de l'arc qui, dans les arcs élancés, peuvent sérieusement réduire la sécurité.¹ Désignons par X la poussée horizontale résultant du poids propre et de la surcharge, par Δ la flexion de l'arc résultant de la surcharge. On peut évaluer le moment additionnel produit par la déformation à:

$$C \cdot \Delta X \quad (2)$$

$C \approx 0,7$ pour la clé et $C \approx 1,0$ pour les naissances (pour ces dernières c'est la flexion aux reins qui est déterminante).

Le calcul de cette flexion peut se faire en multipliant la flexion du système non déformé par un facteur Γ qui a environ la valeur suivante:

$$\Gamma = \frac{\sigma_K}{\sigma_K - \sigma_n} \quad (3)$$

Dans cette équation σ_K désigne la charge de rupture d'Euler, calculée au moyen de la relation (1) et σ_n la tension normale résultant du poids propre et de la surcharge.

Pour le pont de Traneberg, en introduisant pour le module de Young $E = 210\,000 \text{ kg/cm}^2$, $\sigma_K = 690 \text{ kg/cm}^2$ et $\sigma_n = 76 \text{ kg/cm}^2$, on obtient:

$$\Gamma = \frac{690}{690 - 76} = 1,12$$

Les flexions les plus importantes peuvent être calculées, pour des arcs du type du pont de Traneberg, au moyen des formules ci-dessous:

¹ cf. S. Kasarnowsky: Stahlbau 1931, cahier 6.

$$\text{à la clé} \quad \Delta = 0,000093 \left(\frac{p l^4}{J_o E} \right) \Gamma \quad (4)$$

$$\text{aux reins} \quad \Delta = 0,000122 \left(\frac{p l^4}{J_o E} \right) \Gamma \quad (5)$$

(p = la surcharge par m; J_o = le moment d'inertie à la clé).

Au pont de Traneberg, pour une surcharge $p = 7,5$ t/m (voir le tableau suivant) on peut calculer des flexions de 2,6 cm à la clé et de 3,3 cm aux reins. La poussée horizontale pour le poids propre et la surcharge est de $8588 + 782 = 9370$ t. Les moments additionnels calculés d'après l'équation (2) sont de :

$$0,7 \cdot 2,6 \cdot 9370 \cdot 0,01 = 170 \text{ tm} \quad \text{à la clé}$$

$$1,0 \cdot 3,3 \cdot 9370 \cdot 0,01 = 310 \text{ tm} \quad \text{aux naissances}$$

et les tensions additionnelles ont une valeur maxima de $1,6 \text{ kg/cm}^2$, c'est-à-dire 1,6 % des tensions admissibles seulement.

Le choix de l'épaisseur à la clé suivant l'équation (1) donne par conséquent une rigidité suffisante pour les tensions admissibles que nous avons admises.

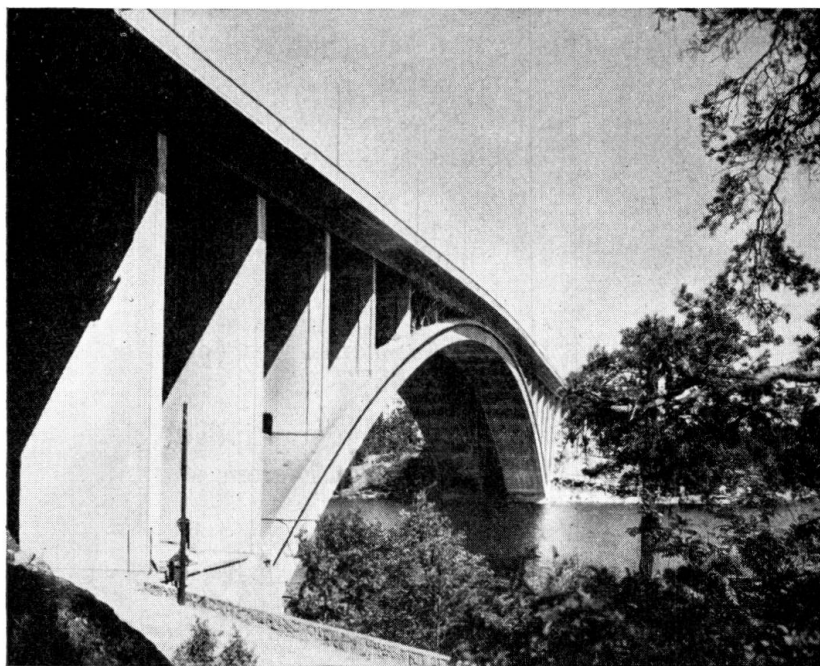


Fig. 4.

Construction de l'arc.

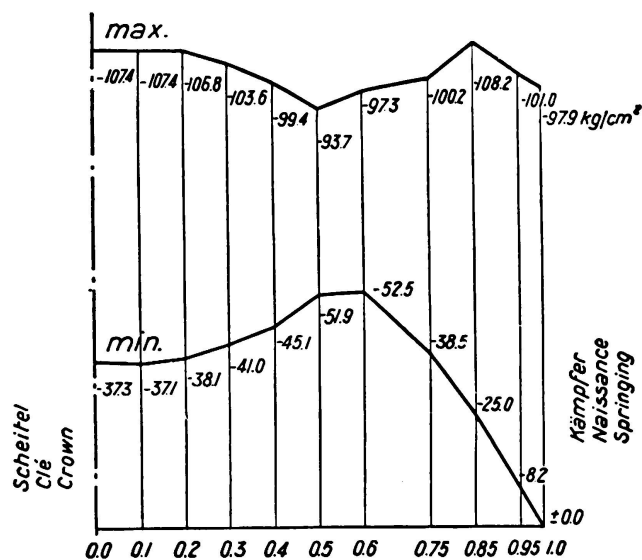
La voûte principale se compose de deux arcs de béton distants de 15,20 m d'axe en axe. Les arcs ont une section en forme de caisson avec deux parois intermédiaires (fig. 1). Sur une longueur de 54 m au milieu de la portée, la hauteur de l'arc est constante et égale à 3 m. De là elle croît jusqu'aux naissances où elle atteint 5 m. L'arête supérieure de l'arc est munie d'une moulure afin de lui donner un aspect plus élancé (fig. 4). La largeur des arcs sans les moulures est de 9 m.

Le tableau suivant contient les données principales sur les dimensions des arcs à la clé, aux reins et aux naissances.

Section	Hauteur de l'arc m	Surface de la section m ²	Moments d'inertie m ⁴	Moments résistants m ³
clé	3,00	12,85	15,52	10,30
reins	3,16	13,18	17,99	11,30
naissances	5,00	22,05	69,93	28,00

La fig. 3 donne la répartition des tensions maxima et minima dans le sens longitudinal de l'arc. Ainsi qu'on peut le constater, il n'existe aucune contrainte de traction dans l'arc même dans les conditions les plus défavorables. La contrainte maxima, 108,2 kg/cm², se trouve à la distance de 77 m de la clé et se décompose comme suit:

Poids propre	64,3 kg/cm ²
Influence de l'excentricité transversale s'y rapportant	1,0 »
Surcharge	17,8 »
Influence de l'excentricité transversale s'y rapportant	1,1 »
Température — 16° C	9,9 »
Retrait (— 10° C)	6,2 »
Action du vent	7,9 »
Total 108,2 kg/cm ²	



Verteilung der max. und min. Spannungen im Gewölbe.
(Exceptioneller Belastungsfall)

Répartition des tensions max. et min. dans l'arc.
(Cas de charge exceptionnel)

Distribution of stress minima and maxima in arch.
(Exceptional case of loading)

Fig. 3.

Le coulage de l'arc se fit en deux anneaux (fig. 5). Chaque anneau se compose, pour chaque moitié d'arc, de 10 tranches distantes de 1,20 m environ. Afin d'éviter le chargement asymétrique des échafaudages, on coula en même temps une tranche de chaque côté de la clé.

Le béton était préparé dans une fabrique à béton et transporté sur le chantier au moyen de camions spéciaux munis d'un tambour rotatif d'une capacité de 1,25 m³. Des camions, le béton était versé dans des séaux et transporté par un câble au lieu de bétonnage.

Le volume de béton d'un arc se monte à 2740 m³ (culées non comprises).

L'armature de l'arc est de 62 kg/m³ de béton dont 45 % pour les armatures longitudinales et 55 % pour les transversales. Le matériau est de l'acier 50 avec une limite d'écoulement de 30 kg/mm² et un allongement de 20 % de la longueur normale de mesurage.

Les culées.

Le fond de granit qui se trouve sur les deux rives forme des culées naturelles. Les culées furent dimensionnées de telle sorte qu'en aucun point la compression ne dépasse 30 kg/cm². Dans chaque culée est ménagé un vide de 1 m de diamètre qui sert au passage des conduites d'eau.

Les culées furent exécutées à sec au moyen de batardeaux circulaires. La hauteur d'eau maxima était de 8 m.

Les échafaudages (fig. 5).

Les échafaudages se composent de 4 voûtes d'acier à âme pleine, encastrées, situées sous chaque paroi verticale de l'arc. La portée de ces arcs est de 172 m et la flèche de 25,25 m. La section de ces arcs est constante, elle se compose d'une âme de 2400 : 18, de 4 cornières de 100 : 200 : 18 et de deux semelles de 800 : 24. Les âmes sont renforcées par deux \square NP 26 continus. Le matériau des arcs est de l'acier 52, avec une limite minima d'écoulement de 36 kg/mm² et une allongement de 20 %. Lorsque la surcharge est complète, la contrainte maxima résultant des charges verticales est de 2210 kg/cm². (Le dimensionnement des arcs fut basé sur la résistance au flambage dans le plan portant.)

Le poids de l'échafaudage d'acier est de:

acier 52 (arcs à âme pleine)	660 t
acier 44 (liaisons)	195 t
acier coulé et rouleaux	27 t
acier 37 (voies de déplacement)	66 t
Total	948 t

Le montage des échafaudages se fit au moyen d'un échafaudage flottant (cf. fig. 6).

Le décoffrage.

Lorsque le bétonnage de l'arc fut terminé, on plaça à la clé 18 vérins hydrauliques de 330 t chacun (pour une pression de 450 atm.). Les moitiés d'arcs

furent écartées l'une de l'autre de 11 cm à la membrure supérieure et de 10 cm à la membrure inférieure. La clé fut ainsi élevée de 17 cm et sur une longueur de 20 m on la décala de son échafaudage. La poussée horizontale mesurée dans cet état était de 6000 t, c'est-à-dire de 575 t plus grande que celle calculée en admettant que l'axe de la voûte coïncide avec la ligne des pressions. A ce moment on introduisit aux naissances de l'échafaudage 16 vérins, deux à chaque appui d'arc, et l'on abaissa l'échafaudage, ce qui provoqua la mise en charge complète.

Lorsque l'échafaudage fut déchargé, on le déposa sur les rouleaux et il fut déplacé latéralement de 15,20 m à l'endroit du second arc.

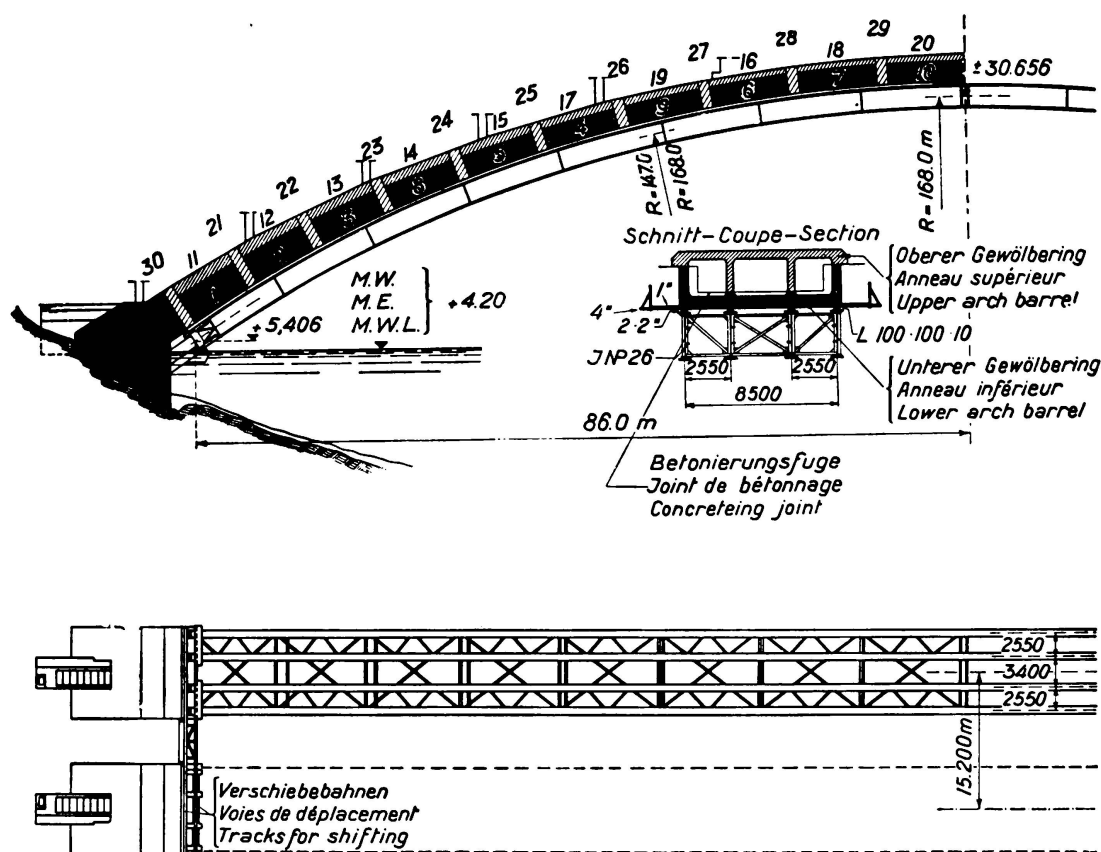


Fig. 5/6.

Le réglage des tensions d'après le procédé de *Freyssinet* se fit au moyen de 22 vérins. On introduisit à la clé un moment de flexion négatif de 1590 tm et une poussée horizontale supplémentaire de 375 t, de telle sorte que pour finir le joint à la clé resta de 4,0 cm pour la membrure supérieure et la membrure inférieure. Après le remplissage de ce joint par du mortier contenant 570 kg de ciment, on enleva les vérins et l'on combla les niches avec du béton.

L'essai de charge de la voûte.

La surcharge statique, était constituée par du sable pour la chaussée et par des wagons de marchandises pour les voies. Au total elle était de 8,45 t/m, c'est-à-dire de 13 % de plus que la surcharge admise dans les calculs. Les plus

grandes flexions étaient de 28,7 mm à la clé, dont 10 plastiques et de 29,7 mm aux reins, dont 7 plastiques. En même temps on mesura les tensions aux naissances au moyen d'un déformètre *Huggenberger*. La plus forte contrainte était de 17,7 kg/cm², ce qui correspond à la tension théorique calculée en admettant $E = 300\,000$ kg/cm².

La surcharge dynamique fut exécutée avec deux wagons à boggies de 33,5 t chacun, circulant chacun sur une voie à des vitesses variant de 15,9 à 43,8 km/h. Le mesurage des flexions à la clé fut effectué au moyen d'un oscillographe Stoppani. On releva, ainsi que le montrent les fig. 7b, 7c et 7d des lignes de flexion semblables à des lignes d'influence. La plus grande flexion mesurée (indépendante de la vitesse de circulation) fut de 1,7 mm, ce qui correspond à une flexion calculée en admettant $E = 570\,000$ kg/cm².

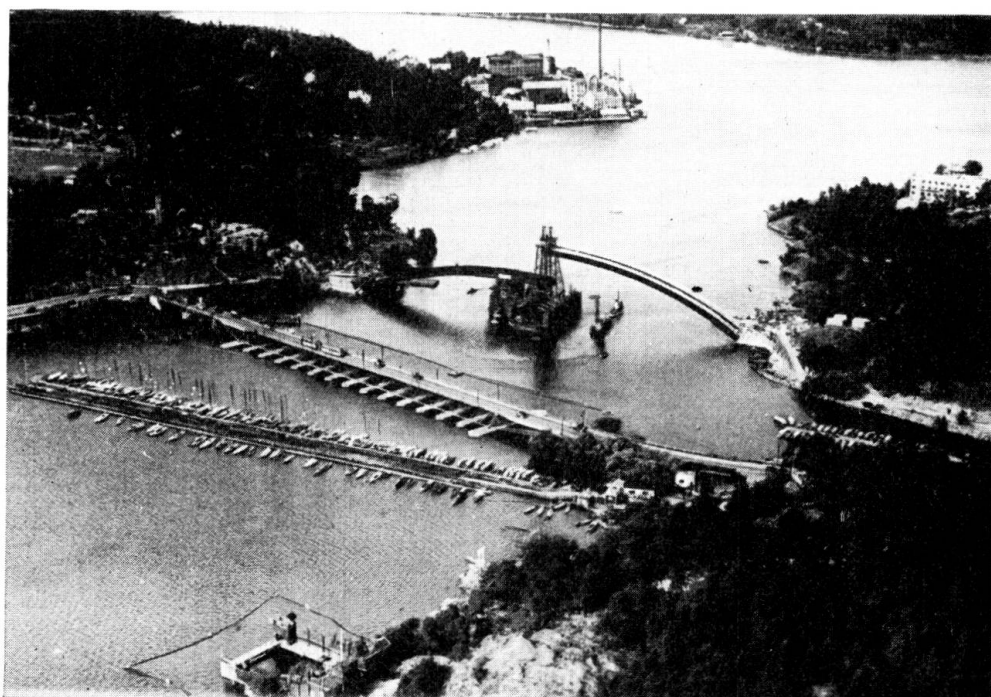


Fig. 7.

On mesura pour terminer les oscillations propres verticales et horizontales de la voûte. Les dernières furent exécutées au moyen d'un pendule astatique avec oscillations propres de 4 sec., construit par l'auteur. La fréquence propre ainsi obtenue était de 1,3 Hertz (fig. 7e). Les oscillations verticales furent provoquées par quatre hommes sautant sur place en mesure. On mesura une fréquence propre de 2,0 Hertz (fig. 7a).

Mesures de température.

Pour mesurer la température du béton dans la voûte on mura aux naissances et à la clé des thermomètres électriques à résistance. On mesura en même temps: la température du béton, celle de l'air dans les évidements, la température de l'air extérieur ainsi que les déplacements verticaux à la clé. Chaque degré centigrade correspond d'après la calcul (en admettant un coefficient de dilatation

de 0,000010) à un déplacement de la clé de 3,4 mm, chiffre qui coïncide avec la valeur trouvée lors des mesurages. Ces mesures seront effectuées périodiquement durant plusieurs années afin de déterminer la valeur exacte du retrait du béton dans la voûte. D'après les déplacements de la clé au cours des années 1934—1935, on a calculé un retrait correspondant à une variation de température de -5°C pour la voûte sud et de -3°C pour la voûte nord.

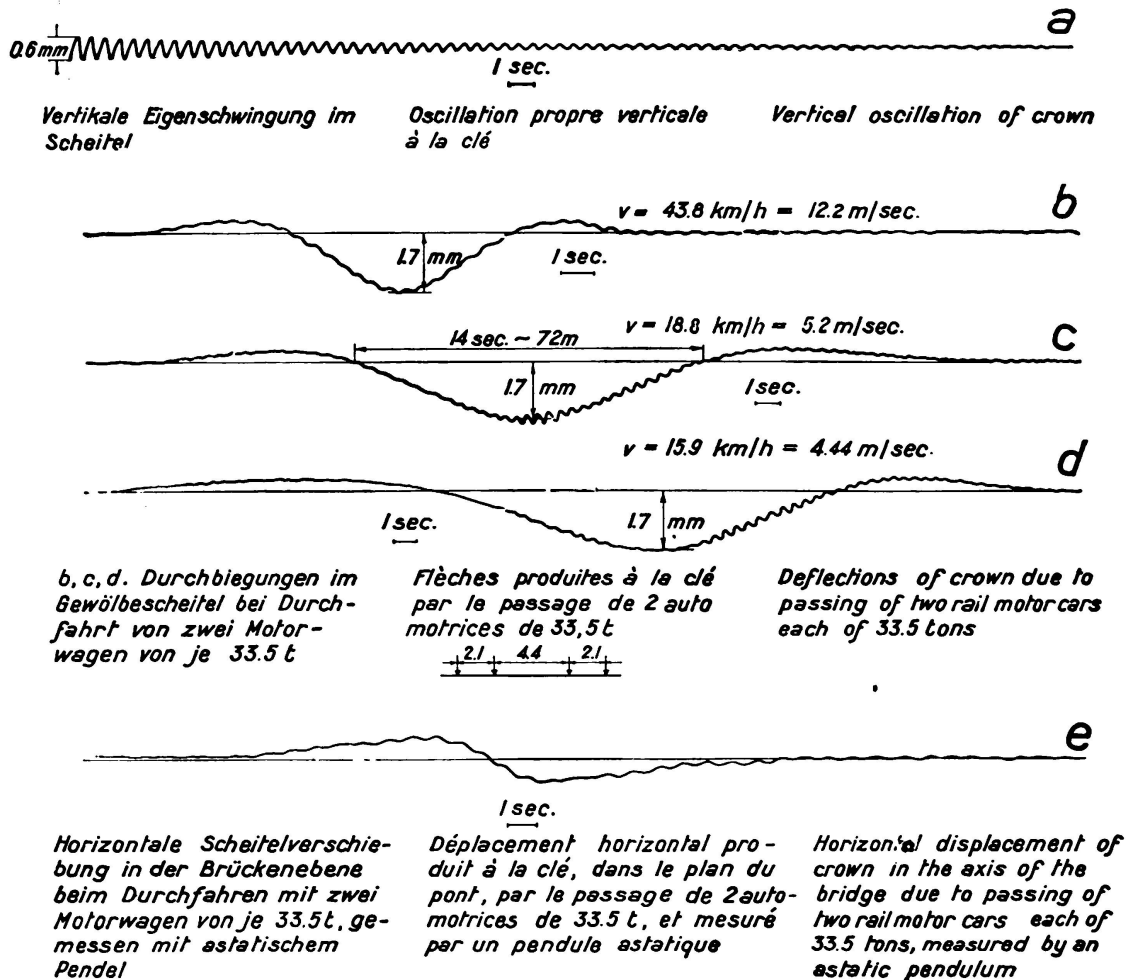


Fig. 8.

Le coût total des culées, des voûtes et de l'échafaudage était de 1 633 000 Kr, qui se répartissent comme suit:

4 culées, 1858 m ³	255 000 Kr, en %	15,6
2 arcs, 5480 m ³	634 000 » » »	38,9
échafaudages avec encorbellements aux appuis	744 000 » » »	45,5
Total 1 633 000 Kr, en %		100,0

A titre de comparaison nous donnons ci-dessous le coût d'un arc d'acier de la même portée calculé pour les mêmes surcharges:

culées	145 000 Kr
arcs d'acier et contreventement principal	1 785 000 Kr
Total	1 930 000 Kr

Comme le coût du tablier est à peu près le même dans les deux cas, nous pouvons conclure que le béton présentait dans ce cas un net avantage économique sur l'acier.

Résumé.

En se basant sur l'expérience acquise dans la construction du pont de Traneberg on peut établir les lois suivantes pour la construction des arcs de grande portée.

La voûte peut avoir une section constante entre les reins et la clé avec une hauteur minima de $1/60$ de la portée. Aux naissances la hauteur de la voûte peut croître jusqu'à 1,4—1,8 fois la hauteur à la clé. Dans les voûtes libres la largeur doit être au moins $1/28$ à $1/30$ de la portée si l'on veut avoir une sécurité suffisante contre le flambage latéral.

On peut éliminer, par le procédé de *Freyssinet*, les tensions parasites résultant de la compression de l'axe de la voûte par suite du poids propre ainsi qu'une partie des tensions engendrées par la température et le retrait.

En projetant l'échafaudage, ce qui a ici une grande importance, il faut faire attention de lui donner une rigidité suffisante pour ne pas rencontrer des difficultés lors du décoffrage.

Quant au matériau de l'échafaudage, on peut aussi bien utiliser l'acier à haute résistance que le bois.

Pour terminer je voudrais faire remarquer que dans un concours entre le béton et l'acier, le nombre de voûtes que l'on peut bétonner avec le même échafaudage joue un rôle décisif. Plus ce nombre est grand, plus l'emploi du béton devient économique. La construction d'une seule grande voûte de béton ne peut être économique que dans des conditions tout-à-fait favorables.