



LE GOUVERNEMENT  
DU GRAND-DUCHÉ DE LUXEMBOURG  
Ministère du Développement durable  
et des Infrastructures

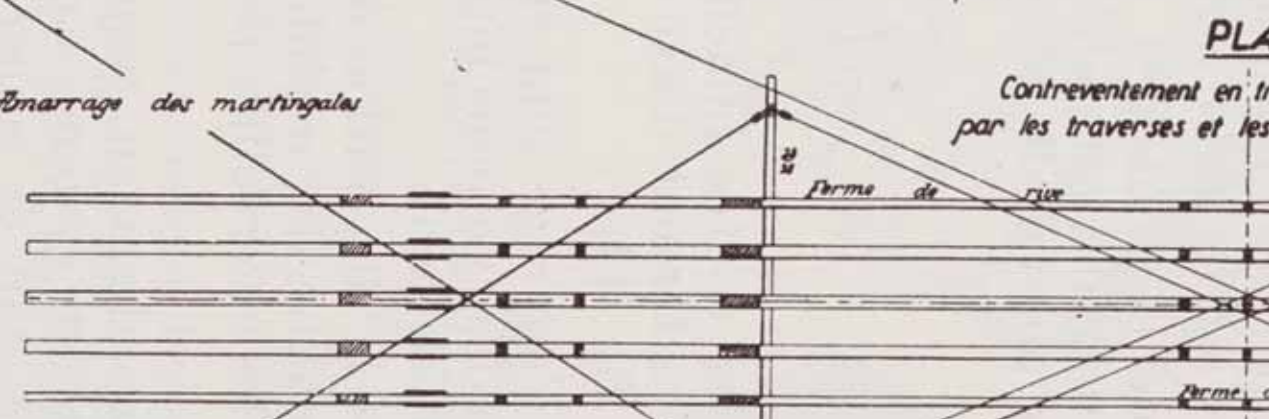
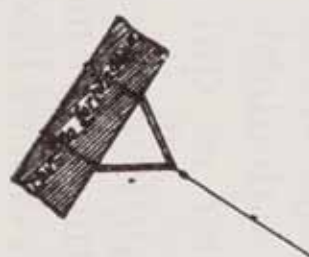
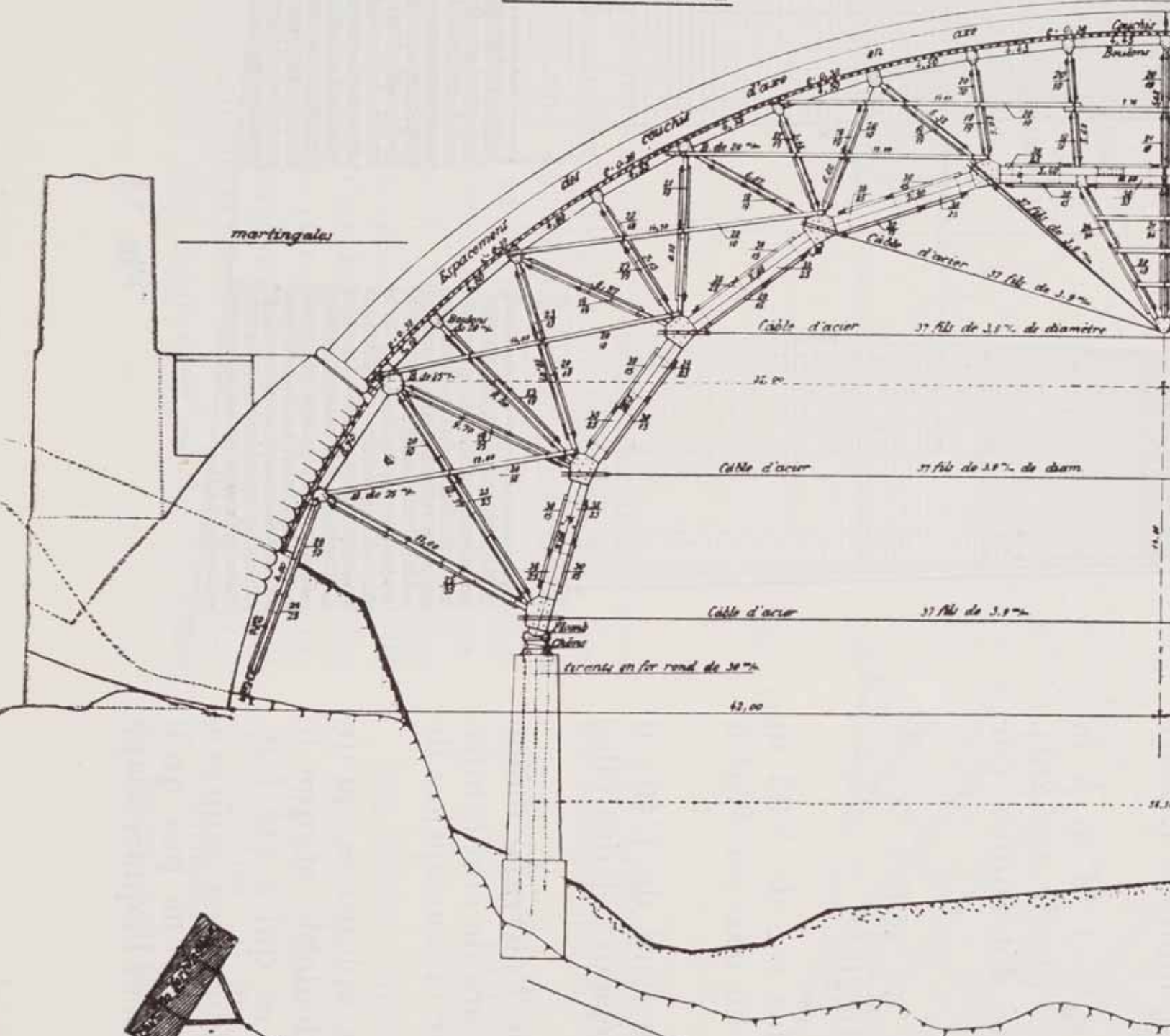
Administration des ponts et chaussées

# OUVRAGES D'ART PONTS



# CINTRE DE LA ÉLÉVA

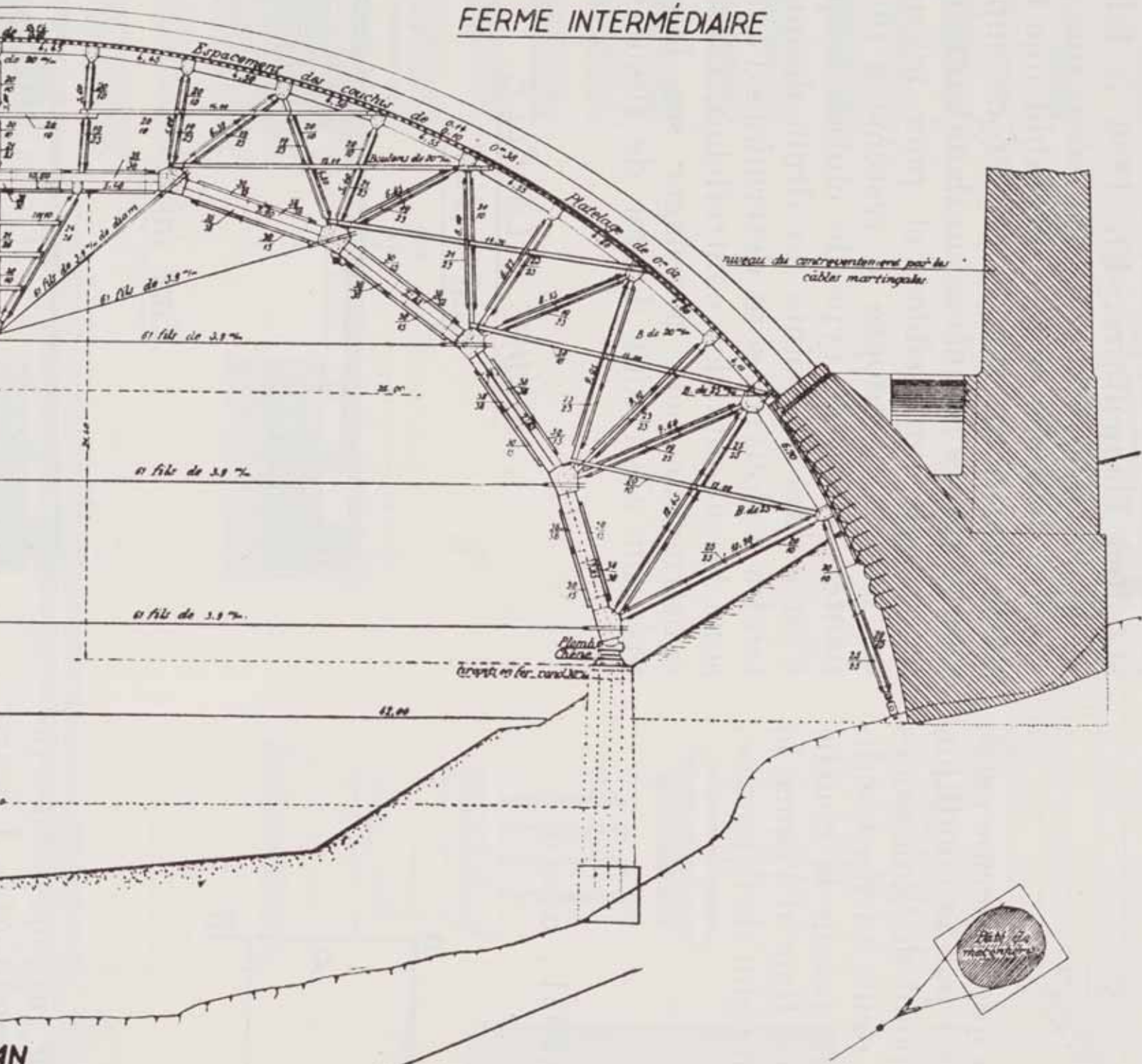
## FERME DE RIVE



# GRANDE VOÛTE

ATION

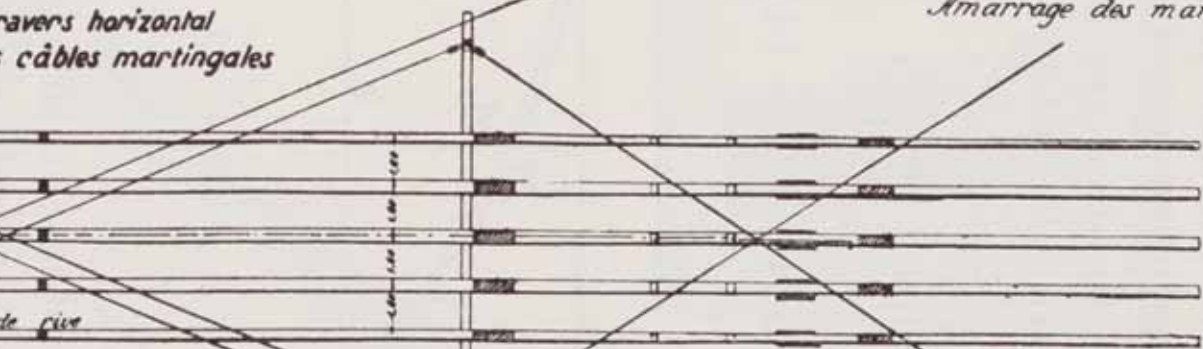
## FERME INTERMÉDIAIRE



IN

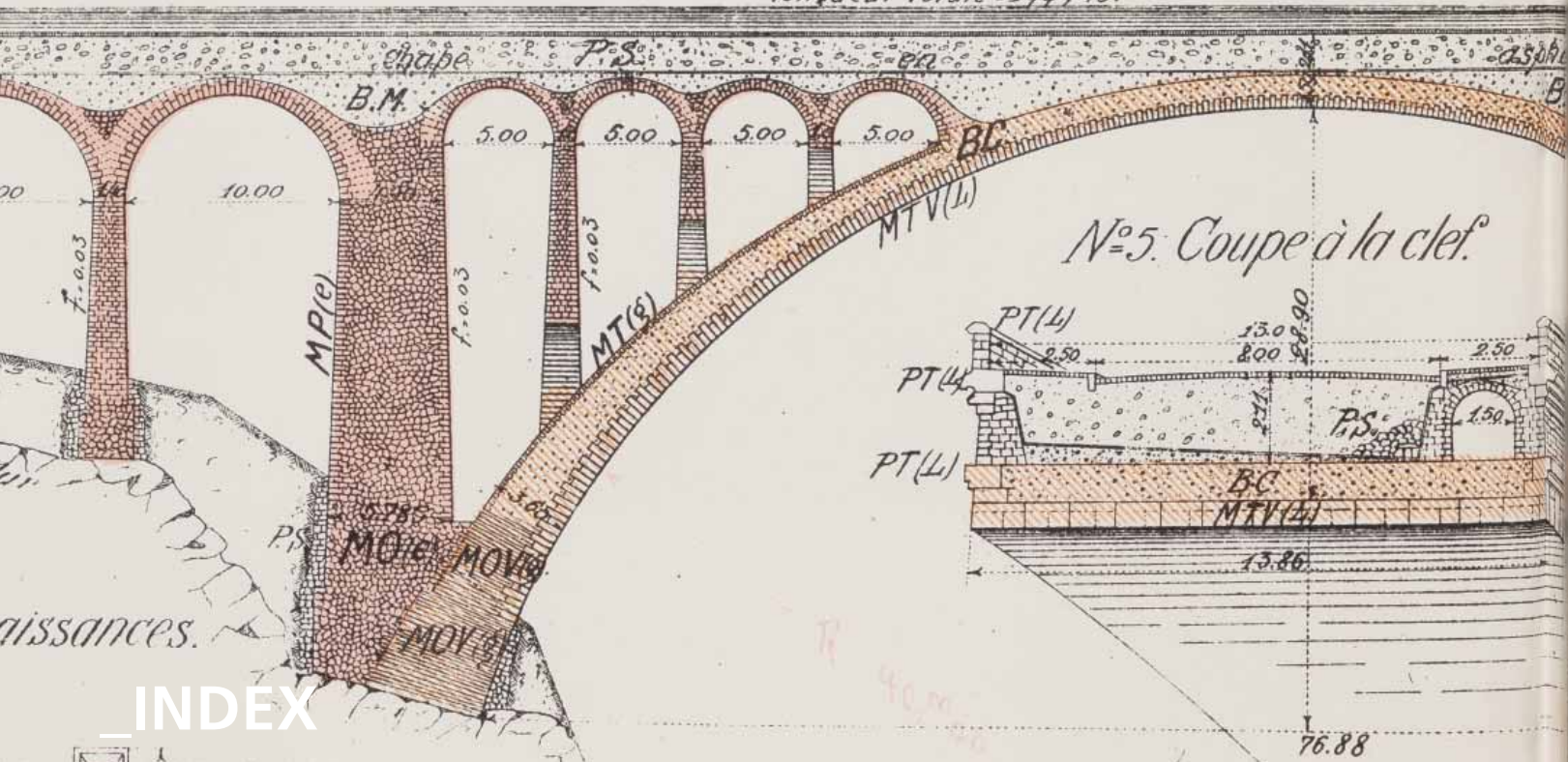
traverse horizontal  
câbles martingales

Amarrage des martingales



le rivet

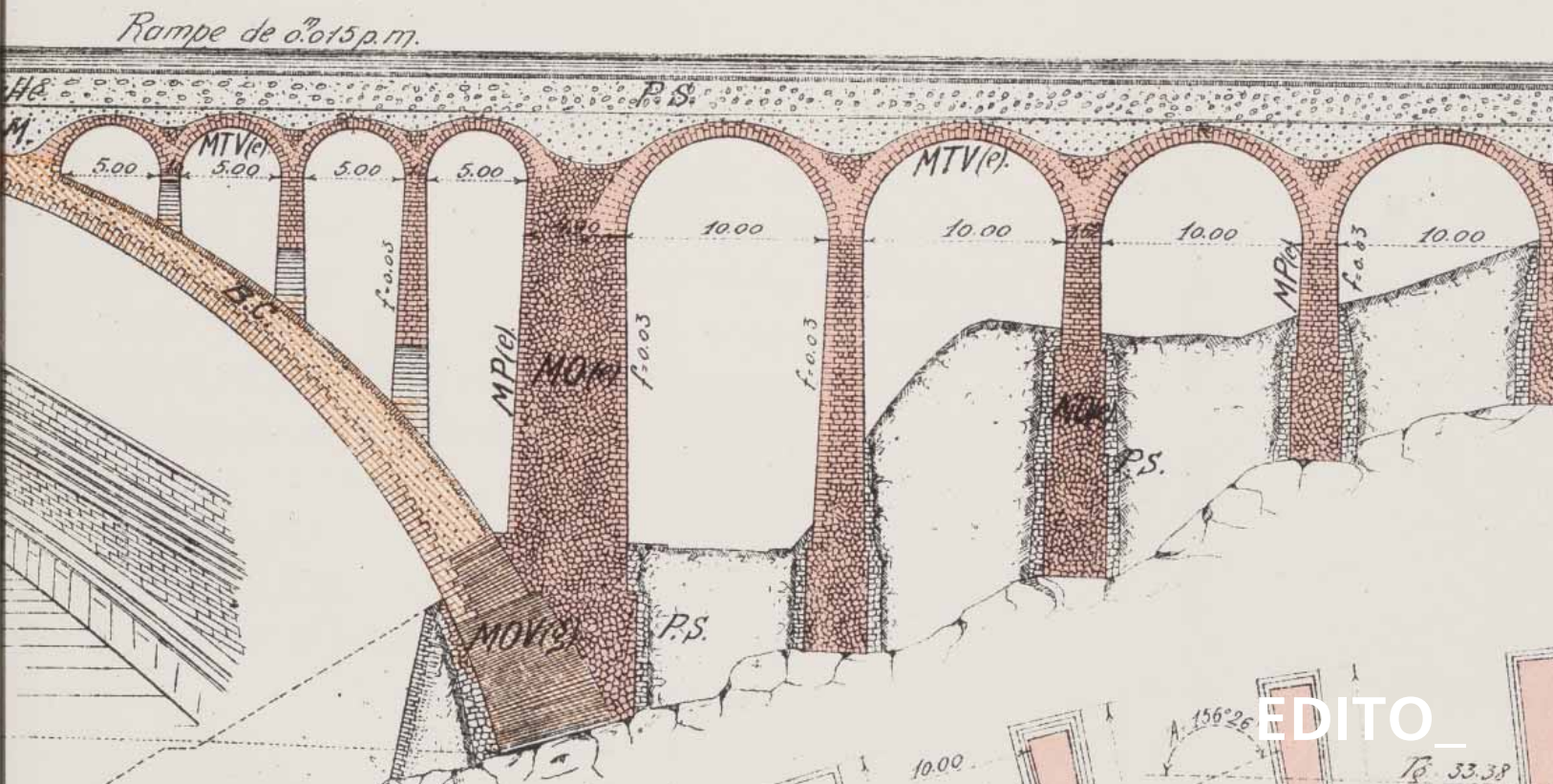
N°3. Coupe en long.

longueur totale - 199<sup>m</sup>.40.

N°5. Coupe à la clef.

INDEX

- 6\_ Le nouveau Pont sur la vallée de la Pétrusse, *Bulletin Mensuel* Nr. 5, septembre 1901
- 25\_ Le nouveau Pont sur la vallée de la Pétrusse, *suite*
- 51\_ Pont Adolphe sur la vallée de la Pétrusse à Luxembourg, *Résultats des essais de surcharge des 20 et 21 octobre 1933 par le professeur Dr. Ing. h. c. M. Ros, Directeur du Laboratoire fédéral d'essai des matériaux à Zurich*
- 75\_ Le pont en béton précontraint de Colmar-Berg par L. Montfort, *Ing. civil des constructions U.I.Lv. Entreprise E. Nennig, Luxembourg, octobre - décembre 1951*
- 81\_ Le Pont Adolphe à Luxembourg. Historique de l'Ouvrage. *Considérations sur les modes d'exécution adoptés par P. Séjourné, par Auguste Wirion, Ingénieur en chef, Directeur des Ponts et Chaussées, René Heinerscheid, Ingénieur des Ponts et Chaussées, octobre - décembre 1953*
- 105\_ Dix ans au Service de la Reconstruction, *avril - juin 1956*
- 115\_ Elargissement du viaduc dit « Passerelle » à Luxembourg-Ville, par Fred. Kinnen, *Ingénieur d'arrondissement des Ponts et Chaussées, janvier - mars 1962*
- 123\_ Nécrologie Prof. Dr. Ing. h. c. Mirko Ros (1879-1962), *octobre - décembre 1962*
- 125\_ Concours pour la construction du Pont Grande-Duchesse Charlotte à Luxembourg, par Fred. Kinnen, *sous-directeur des Ponts et Chaussées, octobre - décembre 1964*
- 133\_ Construction du Pont Grande-Duchesse Charlotte à Luxembourg, par Fred. Kinnen, *Directeur des Ponts et Chaussées, octobre - décembre 1967*
- 147\_ Les Projets du Pont Adolphe à Luxembourg, *une controverse entre anciens et modernes, par Bernard Neis, ingénieur, 3 - 1984*
- 175\_ Viaduc sur la Sernigerbaach, par Georges Molitor, *ingénieur principal des Ponts et Chaussées, Fernand Ley, ingénieur des Ponts et Chaussées, Jules Geisen, ingénieur chez Paul Wurth S.A. avril - juin 1984*



Chers lecteurs, la Revue Technique Luxembourgeoise éditée par l'Association Luxembourgeoise des Ingénieurs est l'organe de publication de prédilection de l'administration des Ponts et Chaussées. Les plus prestigieux ouvrages d'art réalisés au Grand-Duché y ont été présentés.

Aujourd'hui à la veille de la réhabilitation d'un de ces grands ouvrages, le pont Adolphe à Luxembourg, qui au fil des années a fait l'objet de plusieurs articles parus dans la Revue Technique, l'idée est venue de présenter dans des numéros spéciaux hors série l'ensemble des anciens articles qui ont trait à la construction et à la réhabilitation des ouvrages d'art du patrimoine des Ponts et Chaussées.

Ce premier numéro de cette réédition, que vous avez sous vos yeux, vous présente dans l'ordre chronologique de leur parution, l'ensemble des articles publiés durant les 90 premières années du 20<sup>ème</sup> siècle.

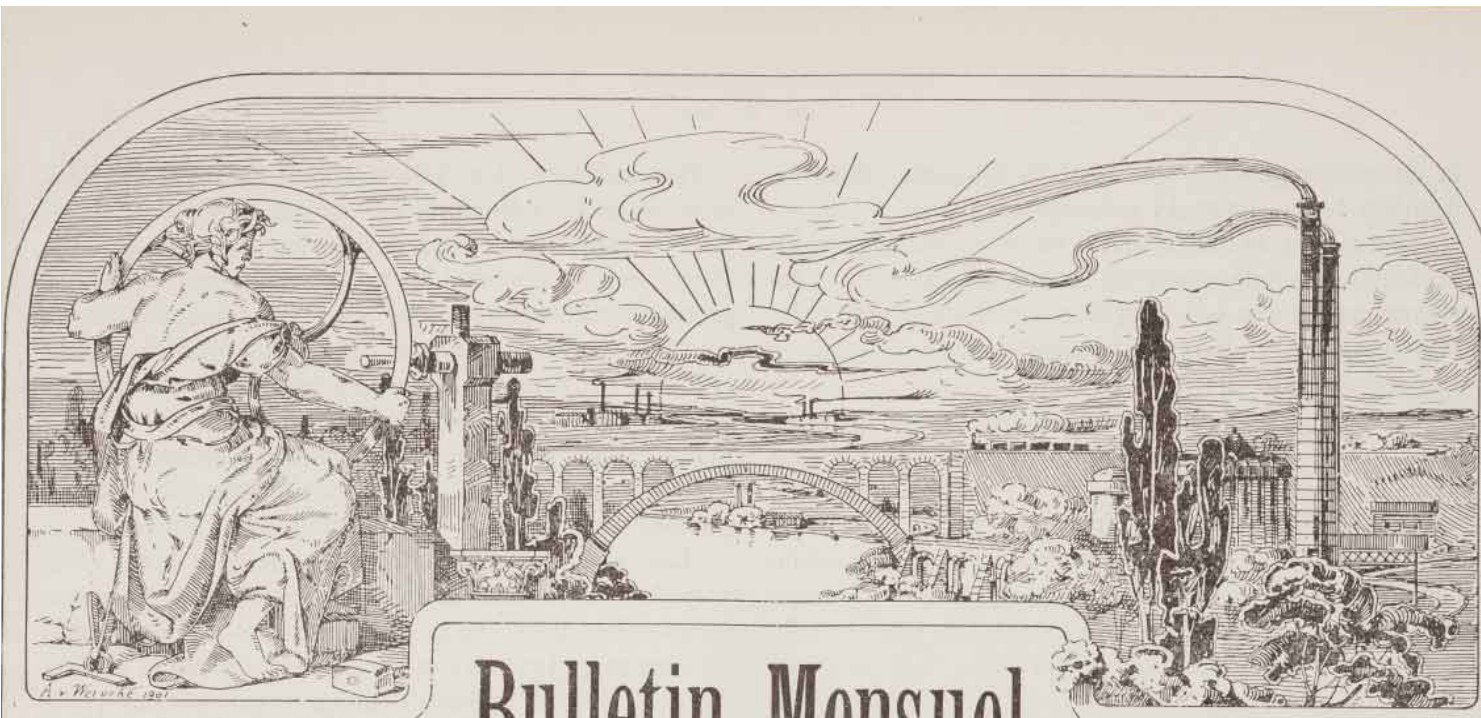
Une grande partie de cette édition est consacrée aux trois ouvrages qui relient la Vieille Ville de la Capitale au plateau Bourbon et au plateau du Kirchberg, à savoir la Passerelle (vieux pont) mise à la circulation le 29 août 1861, le pont Adolphe (nouveau pont) mis en service le 24 juillet 1903 et le pont Grande-Duchesse Charlotte (pont rouge) ouvert à la circulation le 24 octobre 1966. Les autres articles traitent de la reconstruction des ponts détruits pendant la 2<sup>e</sup> guerre mondiale et de la construction du pont sur la Sernigerbaach à Wasserbillig sur l'autoroute de Trèves.

Avant de conclure il me tient cœur de remercier tout particulièrement Madame Sonja Reichert, responsable de la Revue Technique, qui avec sa persévérance lors des recherches menées auprès des Archives Nationales et avec son savoir faire pour l'assemblage et la mise en forme de ce premier numéro d'une édition hors série sur les ouvrages d'art réalisés et réhabilités au fil du temps par les Ponts et Chaussées, a largement contribué au succès de ce projet.

Je vous souhaite une agréable lecture,

Georges Molitor  
*directeur de l'Administration des Ponts et Chaussées*





# Bulletin Mensuel

ORGANE OFFICIEL

DE

**l'Association des Ingénieurs luxembourgeois**

ABONNEMENT

Grand-Duché . . . . . 10 fr.  
Etranger . . . . . 12 fr.

ANNONCES:

la page entière . . 100 frs.  
.. 1/2 page . . . . . 50 ..  
le 1/4 de page . . 25 ..  
pour les 12 N<sup>os</sup>

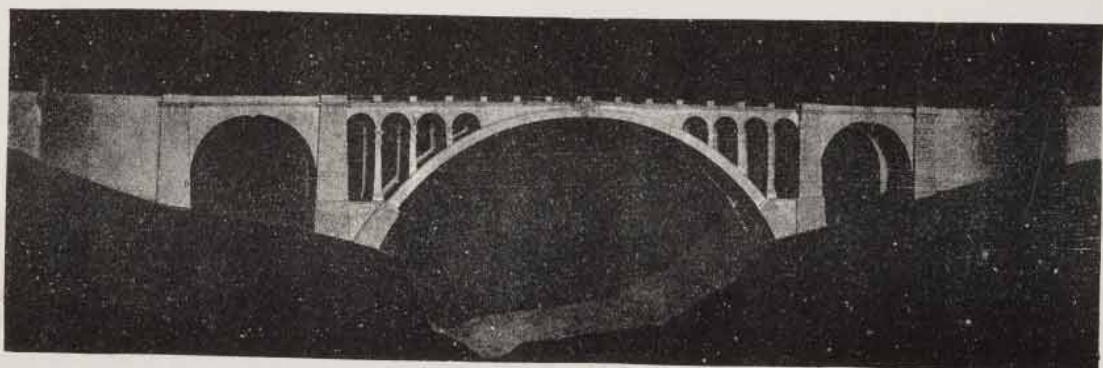
**N<sup>o</sup> 5.**

**Septembre 1901.**

**Le Nouveau Pont**  
sur la vallée de la Pétrusse  
à  
**LUXEMBOURG.**

La ville de Luxembourg est séparée de sa gare par la vallée profonde et escarpée de la Pétrusse.

La seule communication existant jusqu'à présent est un viaduc long de 350<sup>m</sup> et large de 8<sup>m</sup> seulement, communication trop exigüe pour



N<sup>o</sup> 1. — *Reproduction de la maquette du pont en construction.*

la circulation intense qui s'est développée dans les derniers temps entre la gare et la ville.

Créer une nouvelle gare en ville ou augmenter et faciliter les moyens de communication de l'ancienne gare avec les quartiers nouveaux de la ville, tels étaient les deux problèmes qui se posaient à Luxembourg depuis nombre d'années.

La première solution s'étant montrée plus ou moins irréalisable, la seconde a fini par l'emporter, grâce aux études et travaux conduits systématiquement par l'Administration des Travaux Publics.

Le nouveau pont actuellement en construction sur la vallée de la Pétrusse permettra, d'ici deux ans, de faire communiquer la moitié Ouest de la ville avec la gare par une nouvelle avenue très large et en ligne droite sur 1 kilomètre; en même temps ce pont créera la jonction avec la gare centrale de la nouvelle ligne de chemin de fer vicinal de Luxembourg à Echternach.

Le lotissement des terrains traversés que nous donnons sur le plan de situation ci-contre, n'est qu'une esquisse d'arrangement de cette nouvelle artère dont l'axe seul est arrêté définitivement.

L'idée de réaliser cette seconde communication de la ville avec le plateau situé de l'autre côté de la vallée de la Pétrusse remonte déjà à 1875,

et des avant-projets pour un grand pont dans ces parages pittoresques ont été étudiés à plusieurs reprises.

Presque tous les auteurs étaient d'accord à franchir la vallée au moyen d'une grande arche, les uns adoptant le fer, les autres la pierre comme matériaux de construction. L'emplacement du pont, l'excellence du sol de fondation, la richesse du pays en belle pierre de construction et l'intention de doter la ville de Luxembourg d'un pont monumental étaient tous des facteurs qui assuraient la préférence à la voûte en pierre.

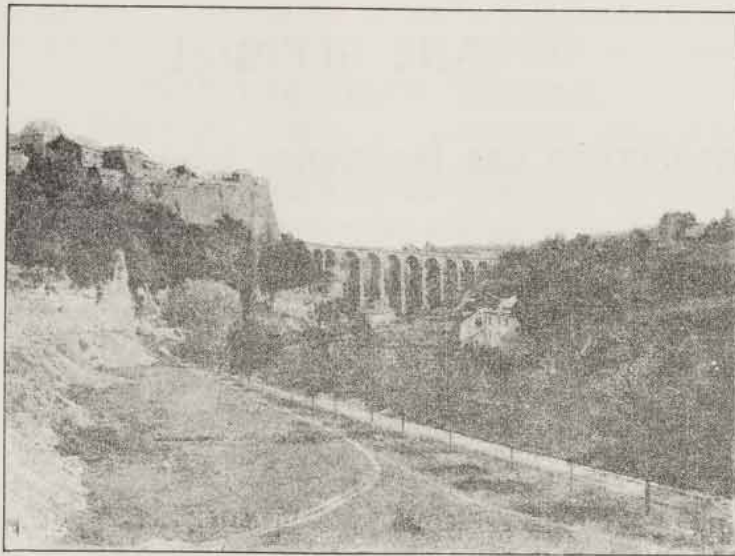
En 1896, l'ingénieur en chef de l'Administration des Travaux Publics, Mr. Rodange, a élaboré un projet détaillé pour l'emplacement choisi définitivement.

Pour pouvoir bien déterminer le système de construction et en escompter le résultat dans la rédaction de son projet, Mr. Rodange a fait construire sur la Sûre, entre Bourscheid et Michelau, une voûte en pierre de 38<sup>m</sup> d'ouverture, en y appliquant le mode d'exécution prévu pour le pont de Luxembourg, c'est à dire en construisant la voûte par rouleaux superposés et par attaques multiples; c'est, comme nous verrons plus loin, le seul moyen de faire économiquement et avec succès une voûte qui serait presque impossible par le procédé ordinaire de construction des voûtes.

Les photographies intercalées dans le texte et la *planche I* reproduisent la vue, les coupes, le mode d'exécution ainsi que le cintre du pont de Bourscheid. La coupe en long fait voir sur les reins de la grande voûte de petites arches d'évidement qui sont masquées dans l'élévation par des tympanes pleins.

Le succès du mode de construction ayant été complet, Mr. Rodange étudia avec tous les détails le projet présenté sur les *planches II et III*: Grande voûte avec tympanes ajourés par des voûtes d'élagissement et continuée sur les deux rives par des viaducs de 3 resp. 4 arches, dont l'un en courbe, pour aller se raccorder avec l'axe du boulevard royal.

L'auteur s'est surtout appliqué à présenter en élévation



N° 2. — La vallée de la Pétrusse avec le viaduc reliant la gare à la ville.

des lignes nettes, ininterrompues, dans le but d'accentuer le sentiment des proportions grandioses; par raison d'économie l'appareil adopté est des plus simples et on se rend bien compte de l'intention de faire valoir l'ouvrage par ses dimensions et non par ses détails architecturaux.

Notons comme particularité que la grande voûte ainsi que le renseigne la coupe en long, est constituée en douelle et en bandeaux par du moellon appareillé, le corps étant en béton de ciment. C'est encore par raison d'économie et en vue du rendement assuré des carrières en exploitation dans le pays qu'on a proposé ce système combiné. On lui

a reproché d'avoir, par suite de la composition hétérogène, tendance à tassement inégal et par conséquent aussi à séparation des deux catégories de matériaux.

Une bonne disposition est prise dans le projet en plaçant sous le trottoir un aqueduc destiné à recevoir l'égout, les conduites d'eau, de gaz et d'électricité ainsi que les fils télégraphiques et téléphoniques. Cet aqueduc est de dimensions telles qu'on pourrait visiter aisément les différentes conduites, seulement il

L'ouvrage (voir planche IV) comporte deux ponts parallèles identiques laissant entre eux, à la hauteur de la chaussée, un espace de 6,00<sup>m</sup> qui sera recouvert d'une dalle en ciment armé. C'est seulement aux culées extrêmes que ces ponts jumelés sont réunis par une maçonnerie cylindrique. Cette innovation constitue une économie sensible dans la maçonnerie et, comme nous verrons plus loin, une réduction de plus de la moitié des frais d'exécution des cintres et pont de service.



N° 3 — Plan de situation de la ville de Luxembourg avec les nouveaux quartiers à créer sur le plateau Bourbon.

nécessité ainsi une épaisseur excessive entre la chaussée et l'extrados des clefs de voûte ; c'est ce qui alourdit un peu l'aspect de l'ouvrage et en augmente le poids propre.

Le projet définitif qui a eu son commencement d'exécution en automne 1899 est conçu par M<sup>r</sup> Séjourné, Ingénieur en chef de la compagnie des chemins de fer Paris-Lyon-Méditerranée, l'auteur des grands ponts en pierre en France.

La photographie en tête de l'article est la reproduction de la maquette en plâtre de l'ouvrage tel qu'il est en train d'être exécuté.

Chacun de ces ponts jumelés franchit le thalweg de la vallée par une grande arche de 84<sup>m</sup> d'ouverture en forme elliptique, à culées perdues qui sont noyées des deux côtés dans le rocher de grès bordant les deux flancs escarpés de la vallée.

Sur les reins de la grande voûte court de chaque côté un viaduc de 4 voûtes d'évidement en plein cintre de 5,40<sup>m</sup> et allant buter contre un pilastre de 5<sup>m</sup> d'épaisseur. Ce pilastre, en saillie de 1<sup>m</sup> sur le plan du tympan de la voûte, est enraciné dans le massif de fondation de la culée de la grande voûte de laquelle il ne se détache qu'au moment de sortir



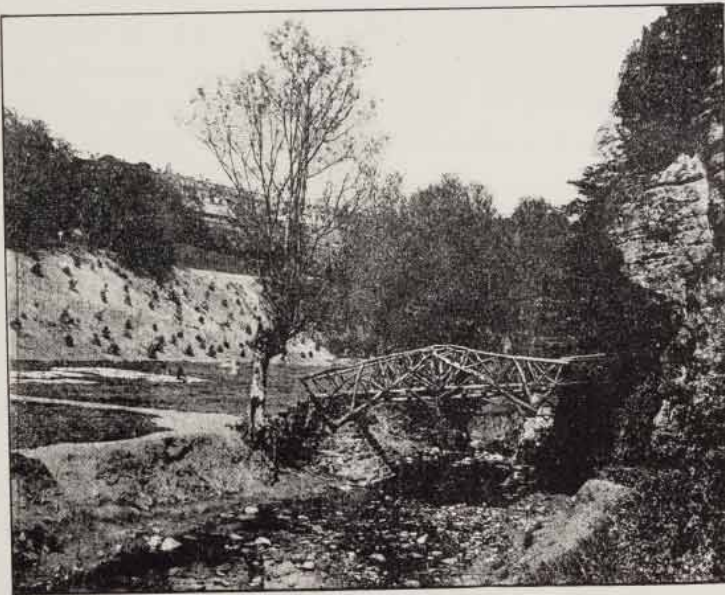
— 4 —

hors terre. Le triangle formé ainsi par l'extrados de la voûte et le pilastre est rempli par de la maçonnerie évidée à l'intérieur et élevée jusqu'à la hauteur



N° 4. — La vallée de la Pétrusse avec la pointe du plateau Bourbon.

des socles du pilastre et de la grande voûte; tout de même, pour faire ressortir ces derniers, le tympan de la maçonnerie triangulaire est tenu en retraite, de 1<sup>m</sup>

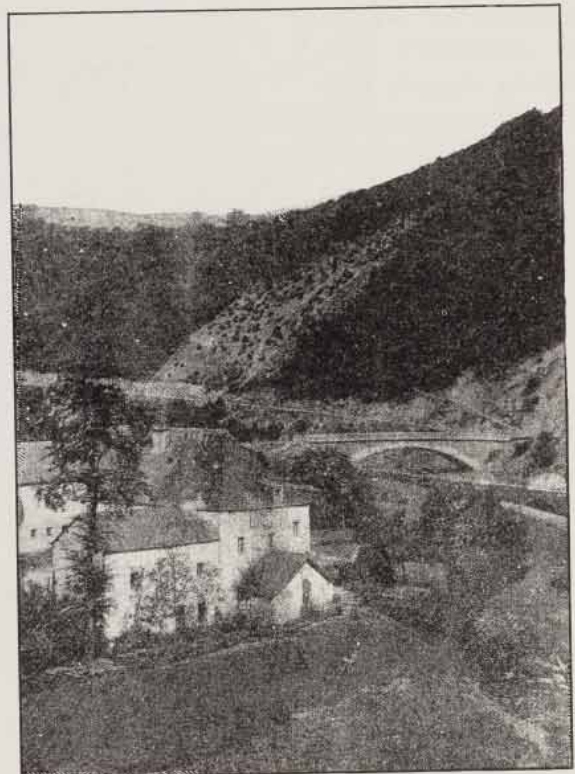


N° 5. — La vallée de la Pétrusse à l'endroit où elle sera franchie par le Nouveau Pont.

sur le plan du socle du pilastre et de 0,74<sup>m</sup> sur celui de la grande culée.

Le talus en pente douce en dehors de ces pilastres est occupé sur chaque rive par une voûte en plein cintre de 21,60<sup>m</sup> butant contre la culée proprement dite qui elle-même forme un pilastre pareil aux premiers, sauf qu'il est dépourvu de socle et que son fût prend naissance directement dans les fondations.

Pour bien détacher ces voûtes qui, avec les pilastres, forment en définitif culées à la grande voûte et pour ne pas alourdir l'aspect de cette dernière par un mur de couronnement plein, on a évidé les parapets au-dessus des petites arches qui courent sur la grande voûte.



N° 6 — La vallée de la Sûre à Bourscheidmühl avec le nouveau pont.

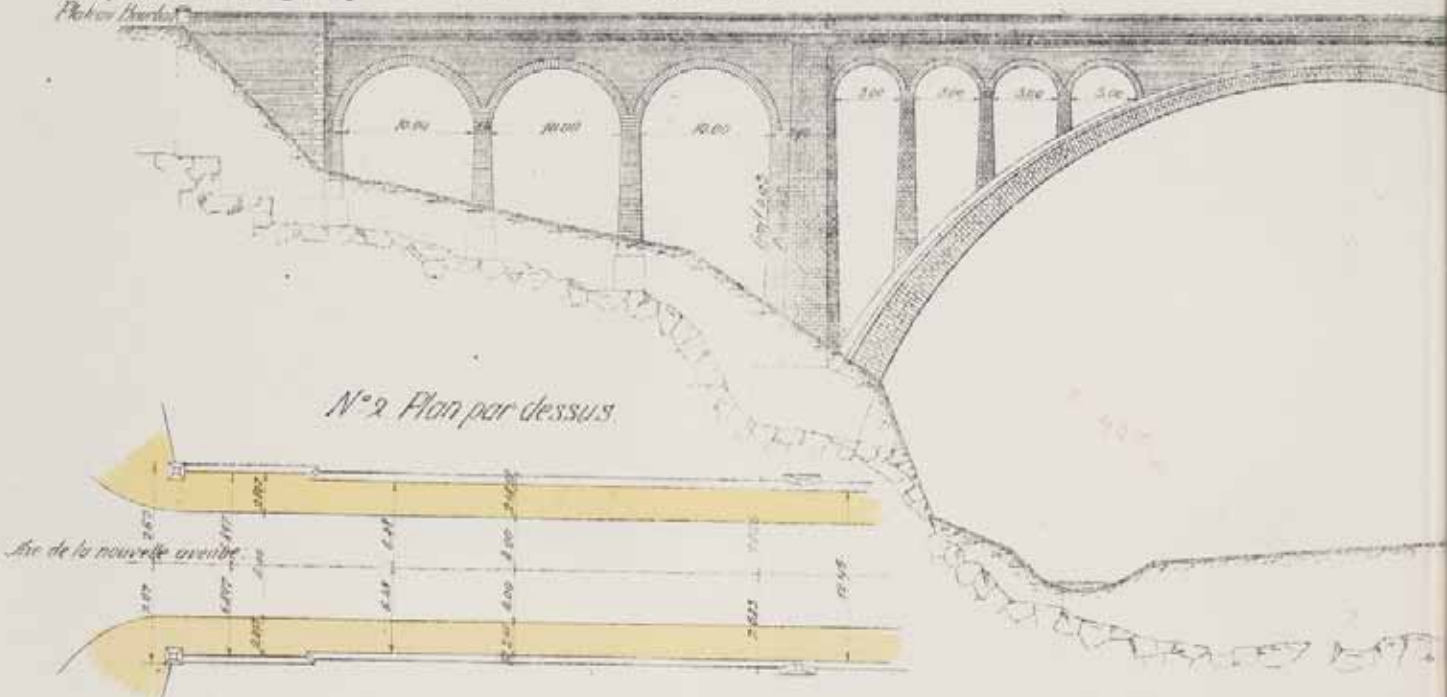
La chaussée est en pente des deux côtés de la clef de la grande voûte, toutefois la pente du côté de la rive droite (plateau Bourbon) est plus prononcée parce que ce plateau est situé à 4<sup>m</sup> en contrebas de la rive gauche (côté ville).

Ce système de point haut au-dessus de la clef de la grande voûte est justifié par des considérations de bon aspect, car l'œil, en cas de ligne horizontale

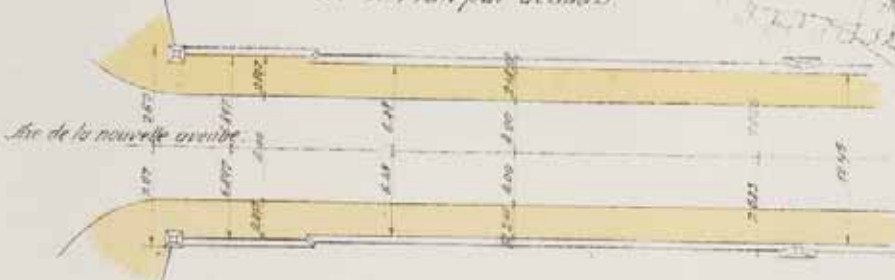
# PONT SUR LA PETRUSSE A LUXEMBOURG.

Projet élaboré en 1897  
par M<sup>r</sup> Rodange, ingénieur en chef des Travaux Publics.  
Planch. Directeur

N°1. Elevation du côté



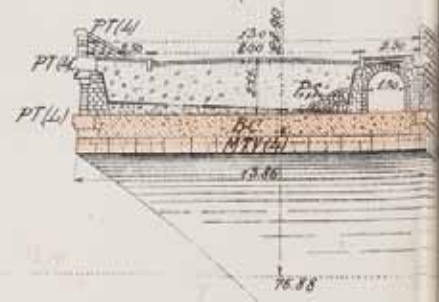
N°2. Plan par dessus



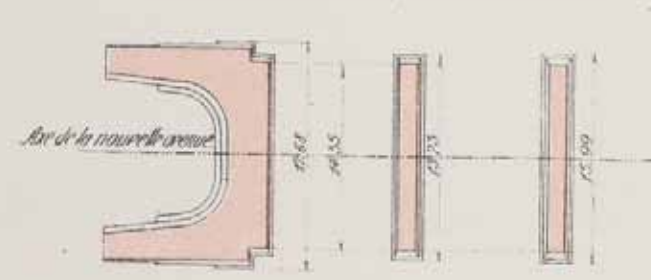
N°3. Coupe en long.



N°5. Coupe à la clef



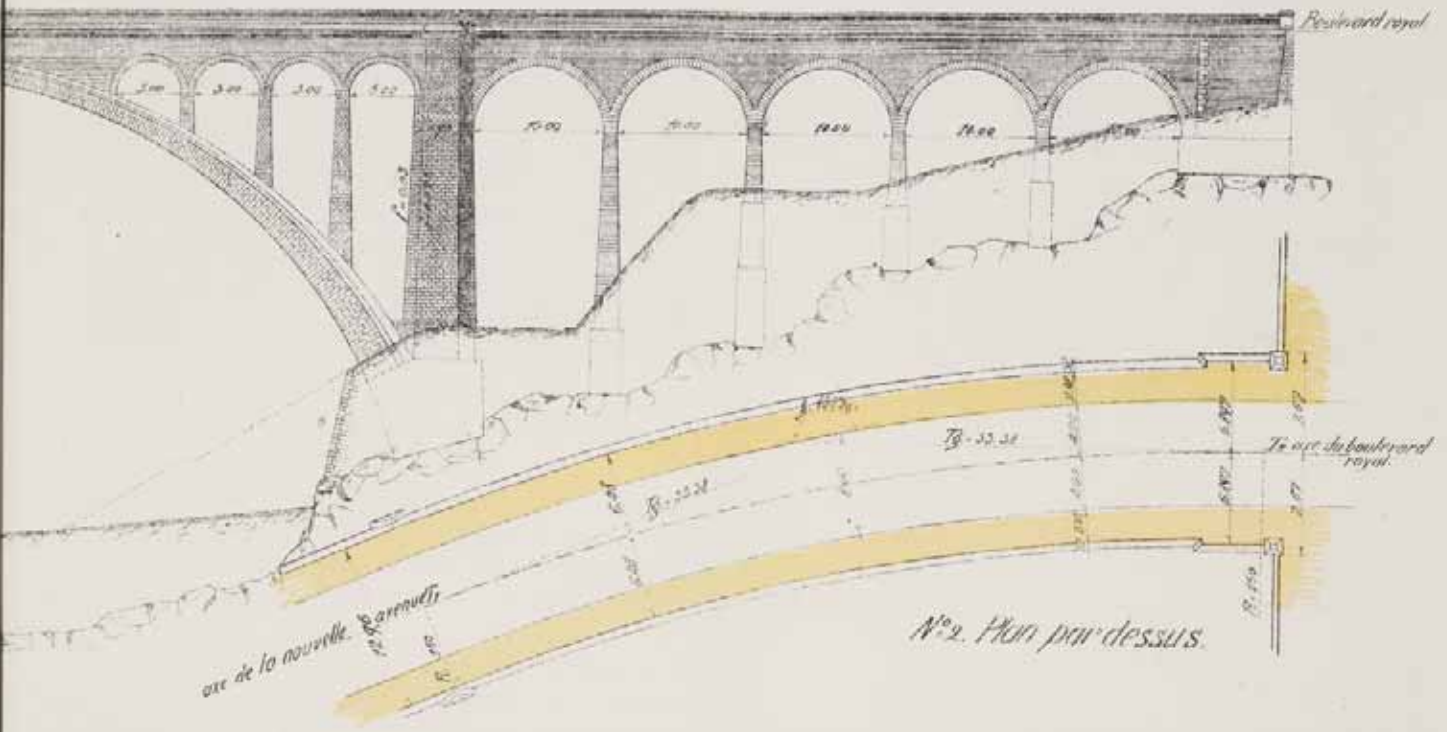
N°4. Plan au niveau des naissances.



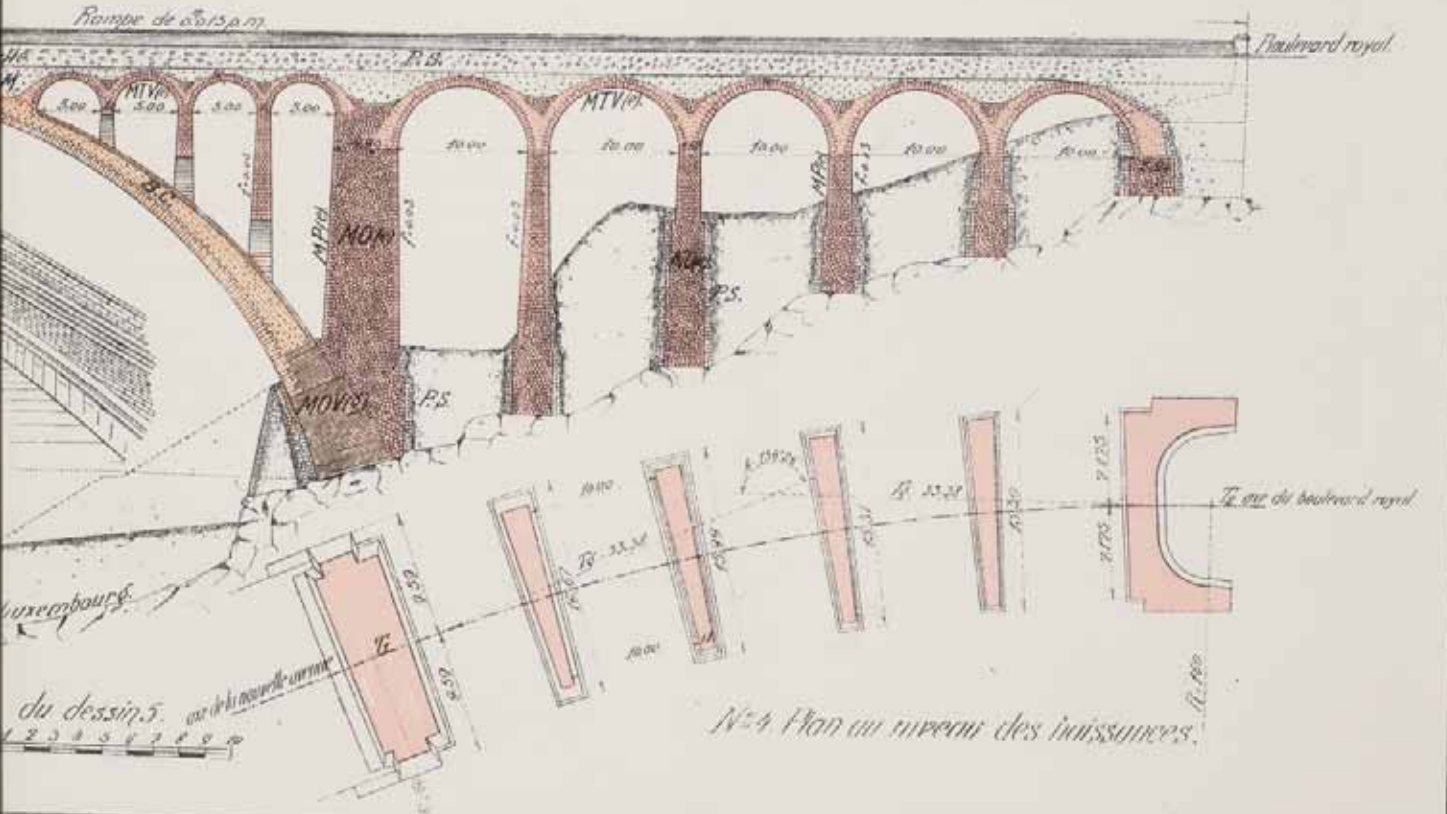
Echelles { des dessins 1, 2, 3 et 4.  
 0 5m 10 15 20 25m 30

Planche II.

1701.



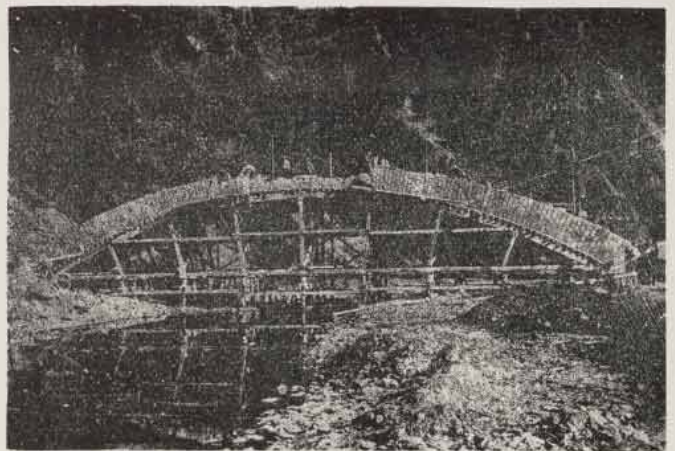
No. 2. Plan par dessus.



No. 4. Plan au niveau des hautesurs.



N° 7 — Construction du 1<sup>er</sup> rouleau en six attaques.



N° 8 — Construction du second rouleau.

ou de pente continue, tromperait et ferait croire à une concavité au droit du cerveau de la voûte.

Ce cerveau est ornémenté d'un cartouche en relief, sculpté dans les voussoirs, la corniche et embrassant jusqu'au bahut; il portera les armes du pays.

La longueur du pont proprement dit entre les culées évasées est de 153<sup>m</sup>; la largeur entre parapet est de 16<sup>m</sup> dont 9<sup>m</sup>60 pour la voie charretière et 3<sup>m</sup>20 de trottoir de chaque côté.

Les évasements en pattes d'oie aux deux extrémités du pont sont très largement traités de manière à créer de vastes places aux deux entrées.

Les 4 pilastres en saillie dont nous avons parlé plus haut, sont actuellement arrasés au niveau du trottoir; mais ces places sont tout indiquées pour recevoir des monuments architecturaux sous forme de pylones-candélabres pour les 4 pilastres qui limitent la grande voûte et des figures allégoriques ou de jolies groupes formant entrées de pont aux 4 pilastres extrêmes. Des couronnements de ce genre couperont heureusement l'horizon qui est un peu trop marqué par la ligne du parapet; en même temps ils aideront à grouper, à sectionner les différentes parties de l'ouvrage suivant leur importance.

Les tympans, les pilastres, les piles et les bandeaux sont tous au fruit de  $\frac{1}{40}^{\circ}$ ; c'est ainsi que les

parements intérieurs des grandes culées jumelles se rapprochent dans les fondations à 2<sup>m</sup>25.



N° 9 — Vue en élévation du pont à Bourscheidermühl.

Nous résumons ci-après les dimensions principales des diverses parties de l'ouvrage.

### Grande Voûte.

	m.
Portée dans les fondations . . . . .	84.00
Hauteur du fond de la Pétrusse jusque sous la clef de voûte . . . . .	42.00
Portée de la voûte au-dessus de ses sommiers . . . . .	72.00
Flèche . . . . .	16.20
Surbaissement . . . . .	$\frac{1}{4,44}$
Rayon d'intrados des culées . . . . .	30.00
Rayon de courbure max. de l'intrados elliptique à la clef . . . . .	55.00
Épaisseur de voûte à la clef $e. =$ . . . . .	1.44
" sur les sommiers $E = 1,5 > e. =$ . . . . .	2.16
" sous les sommiers $E'$ . . . . .	2.96
" sur le sol de fondation . . . . .	9.09
Largeur à la clef . . . . .	5.33
" sur le sommier . . . . .	6.12
" sous le sommier . . . . .	8.00
" dans la maçonnerie de fondation . . . . .	9.22
Hauteur du point d'intrados des fondations par rapport à l'intrados sous clef . . . . .	32.00
Espace libre entre les deux voûtes jumelles à l'intrados de la clef . . . . .	5.92
" " " " " sur le sommier . . . . .	5.13
" " " " " sous le sommier . . . . .	3.25
" " " " " dans les fondations . . . . .	2.25

### Voûtes d'élégissement sur les reins de la grande voûte.

Ouverture . . . . .	5.40
Épaisseur à la clef $e. =$ . . . . .	0.54
" aux reins $1,5 < e. =$ . . . . .	0.81

### Piles.

Épaisseur aux naissances des voûtes et sous le chapiteau, égale $\frac{1}{5}$ de l'ouverture des voûtes . . . . .	1.08
Hauteur de la plus grande pile entre les naissances et la retombée sur l'architrave . . . . .	12.80

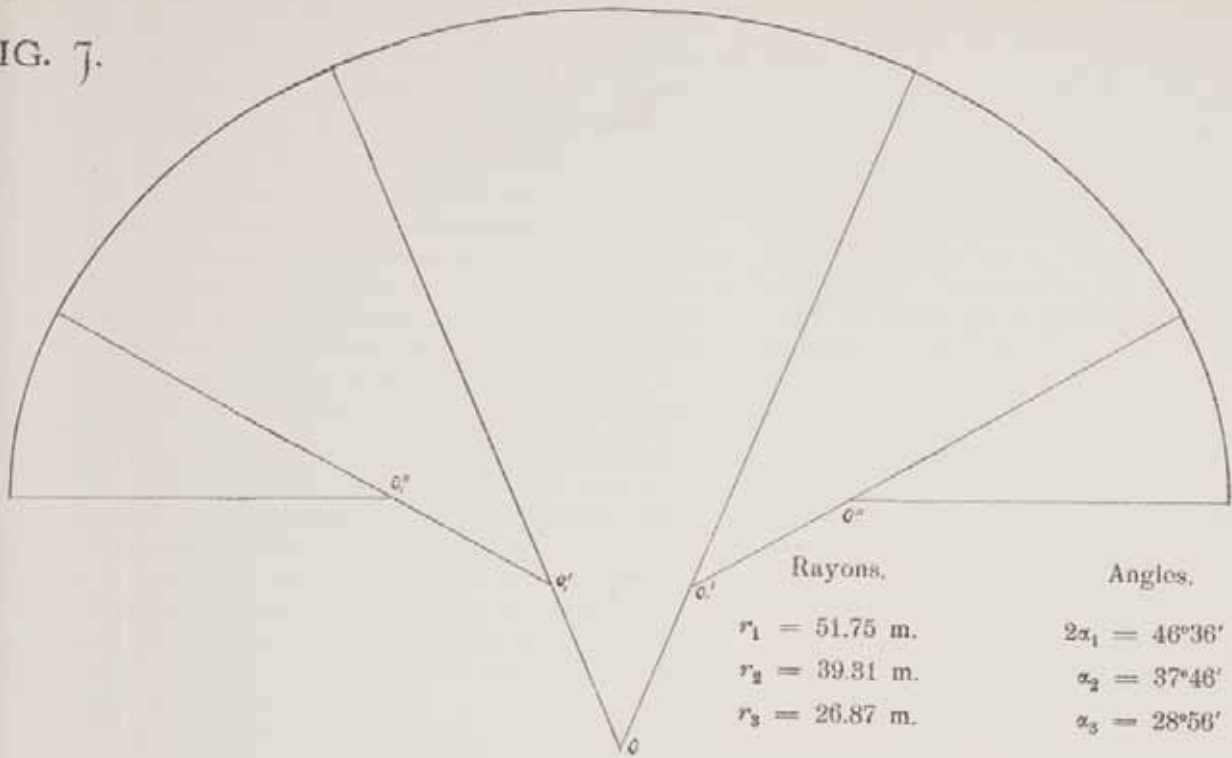
### Voûtes des culées.

Ouverture . . . . .	21.60
Épaisseur à la clef $e. =$ . . . . .	0.88
" aux reins $2 \times e. =$ . . . . .	1.76

Les tableaux qui suivent énumèrent les différents matériaux mis en œuvre, leur provenance et leur distribution dans l'ouvrage.

# ANSE DE PANIER RIGOUREUSE A CINQ CENTRES.

FIG. 7.



# ANSE DE PANIER A CINQ CENTRES, DE MONSIEUR SÉJOURNÉ.

FIG. 8.

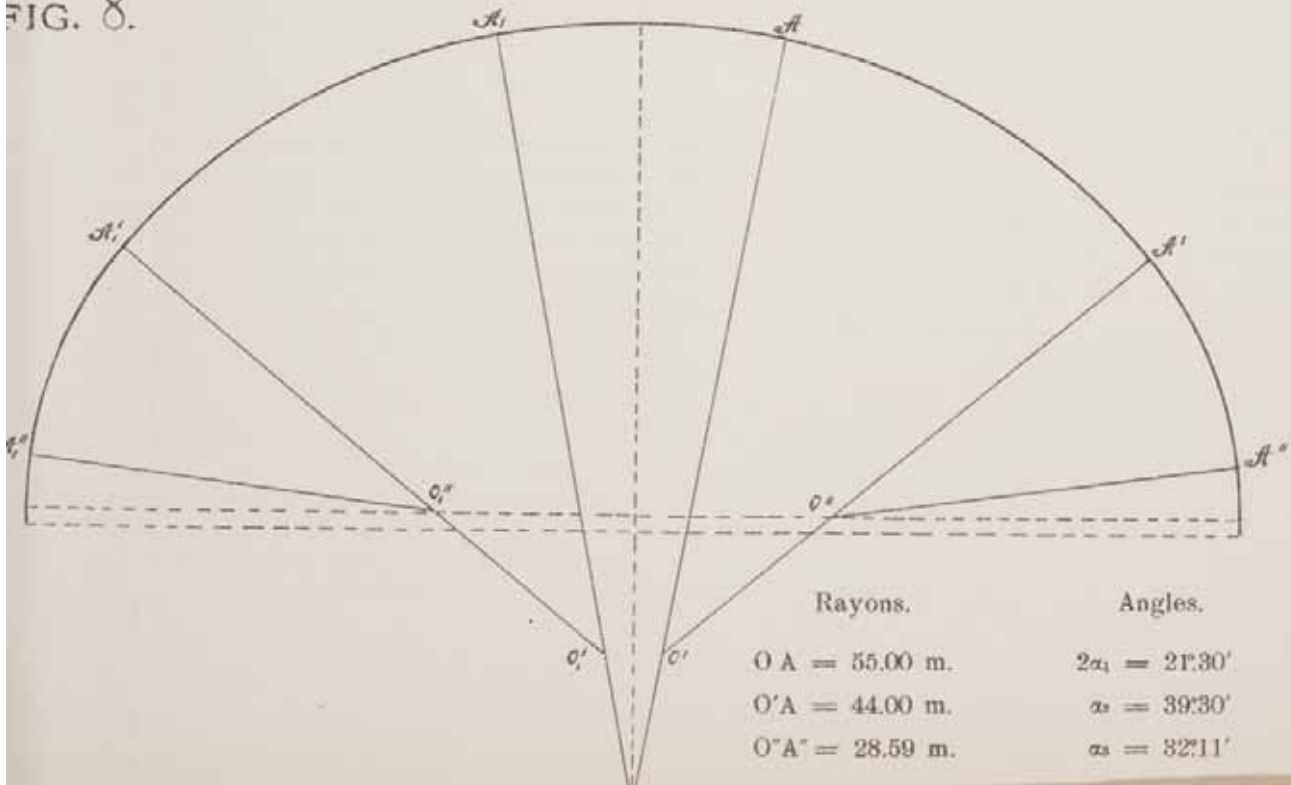
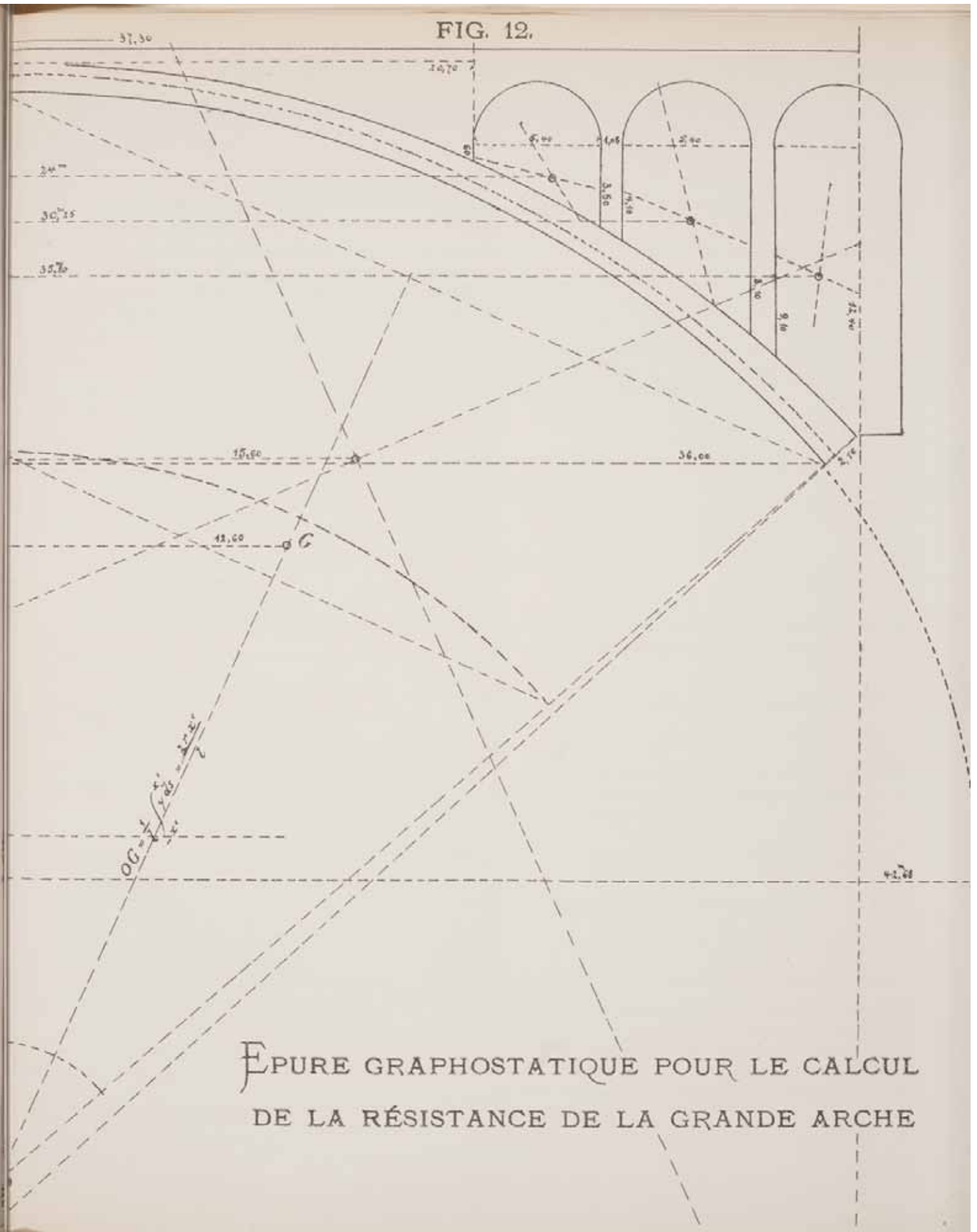


FIG. 12.



ÉPURE GRAPHOSTATIQUE POUR LE CALCUL  
DE LA RÉSISTANCE DE LA GRANDE ARCHE

et pour la longueur  $L$ ,  $a L \left( \frac{ds - ds'}{e} \right) = l$ .

$$D'où ds' = ds \left( 1 - \frac{N}{e} \right) \dots (2).$$

Dans ce qui vient d'être dit, il a été admis tacitement que l'on pouvait négliger la faible inclinaison de la force  $N$  sur la normale à la section.

Enfin, la composante de  $N$  parallèlement à la section étant aussi très-faible, il est permis de négliger le glissement transversal et de regarder une section primitivement normale comme l'étant encore après la déformation. On peut écrire en conséquence

$$ds' \sin \theta = dy, \dots (3)$$

en égard aussi à ce que l'origine des arcs est au point  $B$ .

On tire des équations (2) et (3)

$$\frac{dy}{ds} = - \sin \theta \left( 1 - \frac{N}{e} \right);$$

et l'équation (1), différenciée par rapport à l'arc  $s$ , donne

$$e r^2 \frac{d^2 \theta}{ds^2} = N \frac{dy}{ds} = - N \sin \theta \left( 1 - \frac{N}{e} \right).$$

Cette dernière, multipliée par  $2 d\theta$ , fournit, en intégrant

$$e r^2 \left( \frac{d\theta}{ds} \right)^2 = 2 N \left( 1 - \frac{N}{e} \right) \cos \theta + \text{constante}$$

Pour déterminer la constante, il suffit de faire remarquer que, pour  $y = 0$ , on a  $\frac{d\theta}{ds} = 0$ , en vertu de l'équation (1); et comme  $\theta$  devient  $\theta_0$ , on a

$$0 = 2 N \left( 1 - \frac{N}{e} \right) \cos \theta_0 + \text{const.}$$

Par conséquent la dernière intégrale devient

$$e r^2 \left( \frac{d\theta}{ds} \right)^2 = 2 N \left( 1 - \frac{N}{e} \right) (\cos \theta - \cos \theta_0) \dots (4)$$

ou encore,

$$\frac{d\theta}{\sqrt{2(\cos \theta - \cos \theta_0)}} = \frac{ds}{r} \sqrt{\frac{N}{e} \left( 1 - \frac{N}{e} \right)}.$$

En intégrant entre les limites  $s = 0$  et  $s = 2a$ , il vient

$$\begin{aligned} \frac{2a}{r} \sqrt{\frac{N}{e} \left( 1 - \frac{N}{e} \right)} &= \int_{s=0}^{s=2a} \frac{d\theta}{\sqrt{2(\cos \theta - \cos \theta_0)}} \\ &= \frac{1}{2} \int_{\theta_0}^{\theta} \frac{d\theta}{\sqrt{\sin^2 \frac{1}{2} \theta_0 - \sin^2 \frac{1}{2} \theta}}. \end{aligned}$$

Posons  $\sin \frac{1}{2} \theta_0 = k$  et  $\sin \frac{1}{2} \theta = k \sin \varphi$ . Comme  $\theta$  est numériquement moindre que  $\theta_0$ ; il vient

$$\cos \frac{1}{2} \theta d\theta = 2 k \cos \varphi d\varphi, \quad \cos \frac{1}{2} \theta = \sqrt{1 - k^2 \sin^2 \varphi}. \quad \text{Donc}$$

$$\frac{2a}{r} \sqrt{\frac{N}{e} \left( 1 - \frac{N}{e} \right)} = 2 \int_0^{\frac{\pi}{2}} \frac{d\varphi}{\sqrt{1 - k^2 \sin^2 \varphi}},$$

car pour  $y = 0$ ,  $\theta_0 = \alpha$  et  $\sin \varphi = 1$ .

Donc 1<sup>er</sup> membre =  $\pi \left[ 1 + \left( \frac{1}{2} \right)^2 \sin^2 \frac{1}{2} \alpha + \left( \frac{1-3}{2-4} \right)^2 \sin^4 \frac{1}{2} \alpha + \dots \right]$ , après avoir remplacé  $k$ , par sa valeur.

On a donc la relation

$$\pi \left( 1 + \frac{\theta_0}{16} \right) = \frac{2a}{r} \sqrt{\frac{N}{e} \left( 1 - \frac{N}{e} \right)} \dots (5)$$

Or, les équations (1) et (4), appliquées au point  $C$ , milieu de la droite  $A'B$ , pour lequel  $\theta$  s'annule, et  $\varphi$  atteint sa valeur maximum  $f$ , donnent

$$e r^2 \frac{d\theta}{ds} = N f,$$

$$e r^2 \left( \frac{d\theta}{ds} \right)^2 = 2 N \left( 1 - \frac{N}{e} \right) (1 - \cos \theta_0).$$

On en tire

$$\frac{N f^2}{e r^2} = 2 \left( 1 - \frac{N}{e} \right) (1 - \cos \theta_0).$$

Mais on sait que

$$1 - \cos \theta_0 = 2 \sin^2 \frac{1}{2} \theta_0,$$

et que d'autre part  $\theta_0$  est toujours ou généralement un angle assez petit pour que l'on puisse poser

$$\sin \frac{1}{2} \theta_0 = \frac{1}{2} \theta_0.$$

Donc on peut mettre très approximativement

$$\frac{N f^2}{e r^2} = \left( 1 - \frac{N}{e} \right) \theta_0^2 \dots (6)$$

Eliminant la quantité inconnue  $\theta_0$  entre les relations (5) et (6), on obtiendra, pour déterminer la longueur de flèche  $f$ , l'équation suivante:

$$\frac{N f^2}{e r \left( 1 - \frac{N}{e} \right)} = 16 \left[ -1 + \frac{2a}{\pi r} \sqrt{\frac{N}{e} \left( 1 - \frac{N}{e} \right)} \right].$$

Or, nous avons trouvé plus haut

$$N = e \frac{l}{L} \quad \text{ou} \quad \frac{N}{e} = \frac{l}{L},$$

ce qui montre que  $\frac{N}{e}$  représente le rapport du raccourcissement de la pièce à sa longueur primitive, quand on suppose qu'il n'y a que simple compression. Ce rapport est toujours très petit, même près de la limite de  $N$  produisant l'écrasement. On pourrait donc, sans avoir à craindre une erreur notable sur  $f$ , écrire la relation précédente en  $f$ .



$$\frac{Nf^2}{er^2} = 16 \left[ -1 + \frac{2a}{\pi r} \sqrt{\frac{N}{e} \left(1 - \frac{N}{e}\right)} \right] \dots \dots (7).$$

Voyons les conséquences qui résultent de cette expression.

D'abord, pour que  $f$  soit réel, il faut que l'on ait

$$-1 + \frac{2a}{\pi r} \sqrt{\frac{N}{e} \left(1 - \frac{N}{e}\right)} > 0,$$

ou bien  $\frac{N}{e} \left(1 - \frac{N}{e}\right) > \frac{\pi^2 r^2}{4a^2}$ ; ou encore, en négligeant  $\frac{N}{e}$

$$\text{devant 1, } N > \frac{er^2 \pi^2}{4a^2} \dots \dots (8)$$

La valeur de  $N$  doit donc être supérieure à  $\frac{er^2 \pi^2}{4a^2}$  pour qu'il y ait flexion, mais elle ne saurait dépasser de beaucoup cette limite, sans mettre en danger la pièce de se rompre.

En effet, prenons

$$N = \frac{101}{100} er^2 \frac{\pi^2}{4a^2} = \frac{101}{400} er^2 \frac{\pi^2}{a^2},$$

c'est-à-dire, augmentons  $N$  d'une quantité moindre qu'un centième de cette valeur particulière de son intensité, qui satisferait déjà à la condition (8). En négligeant  $\frac{N}{e}$

vis-à-vis de l'unité, la relation (7) donnera

$$\begin{aligned} \frac{101}{400} \pi^2 \frac{f^2}{a^2} &= 16 \left( -1 + \frac{2a}{\pi r} \sqrt{\frac{N}{e}} \right); \text{ ou} \\ \frac{f^2}{a^2} &= \frac{16 \cdot 400}{101 \pi^2} \left( -1 + \frac{2a}{\pi r} \sqrt{\frac{N}{e}} \right) \\ &= \frac{16 \cdot 400}{101 \cdot 22^2} 7^2 \left( -1 + 2 \sqrt{\frac{101}{400}} \right) \\ &= 0,03 \text{ environ.} \end{aligned}$$

Donc le rapport de  $f$  à  $a$  vaut

$$\frac{f}{a} = \sqrt{\frac{3}{100}} \text{ ou un nombre plus grand que } \frac{1}{10};$$

c'est là un rapport qui amènerait déjà la rupture.

On voit donc que les pièces chargées debout et fléchies doivent être considérées comme étant dans un état d'équilibre instable, puisqu'un faible supplément de compression les met en danger de se rompre: par conséquent, on doit s'arranger, dans les constructions, pour rendre impossible la flexion de ces pièces.

**Limite de la longueur de la pièce.** — Nous venons de voir qu'il y a une limite inférieure de  $N$ , en dessous de laquelle la flexion de la pièce est impossible; il en existe pareillement une pour la longueur  $2a$ .

La possibilité de la flexion est exprimée par l'inégalité

$$\frac{N}{e} > \frac{\pi^2 r^2}{4a^2}.$$

D'autre part, si nous appelons  $E$  le coefficient d'élasticité et  $R$  la compression longitudinale par unité de surface qui produirait la rupture, on a

$$R > \frac{NE}{e}$$

D'où l'on déduit par multiplication membre à membre,

$$\frac{R}{E} > \frac{\pi^2 r^2}{4a^2},$$

$$\text{d'où } 2a > \pi r \sqrt{\frac{E}{R}}.$$

Si l'on veut que la flexion puisse commencer sans compromettre la pièce, il faut, dans cette inégalité, remplacer  $R$  par la limite  $R^s$  de la compression par mètre carré, que l'on peut exercer avec sécurité. Par conséquent, on doit avoir, pour condition d'un équilibre stable

$$2a < \pi r \sqrt{\frac{E}{R^s}},$$

puisque alors on est sûr que la pièce ne fléchira pas.

Appliquons ces résultats à la vérification des conditions de la stabilité élastique du cintre retroussé, qui a servi à construire l'arche du second viaduc.

Ce cintre est visiblement un exemple intéressant des systèmes articulés complexes avec articulations cylindriques.

Il se compose d'une membrure polygonale intérieure, d'une membrure extérieure, les deux avec plaques d'assemblages en fer aux sommets, de montants et contrefiches; enfin, de tirants ou câbles en fils d'acier, le tout convenablement contreventé. Ce cintre repose par ses deux premiers arbalétriers et les pièces de décintrement, sur deux murs en maçonnerie, spécialement construits *ad hoc* et le long des sommets desquels le cintre a dû être ripé d'une pièce pour arriver dans la position requise, pour la construction de la seconde arche du Pont.

On sait que dans les systèmes articulés, en charpente de bois ou de métal, les sommets seuls sont regardés comme chargés; il s'ensuit que les différentes pièces dont se compose le cintre, n'éprouveront que des extensions ou des compressions, donnant naissance à des forces élastiques dirigées suivant leur axe.

Les pièces qui me semblent les plus intéressantes au point de vue de leur stabilité élastique, ce sont les deux arbalétriers ou pièces d'appui de la membrure intérieure, par lesquels la ferme du cintre repose sur les deux murs.

**Ferme de rive.** — Le cintre comporte 5 fermes, deux de rives et trois intermédiaires.

La pièce d'appui sur les deux murs de chaque ferme de rive, se compose de deux pièces de bois de sapin d'un équarrissage de 20/38, réunies l'une à l'autre en

FIG. 9.

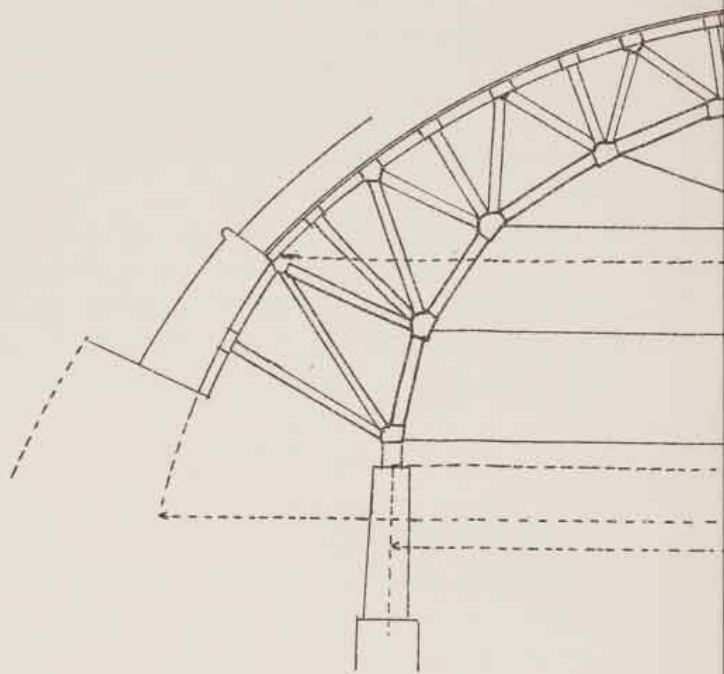


FIG. 10



FIG. 11.

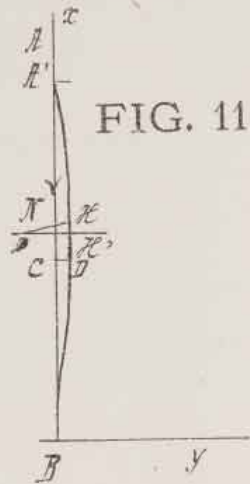
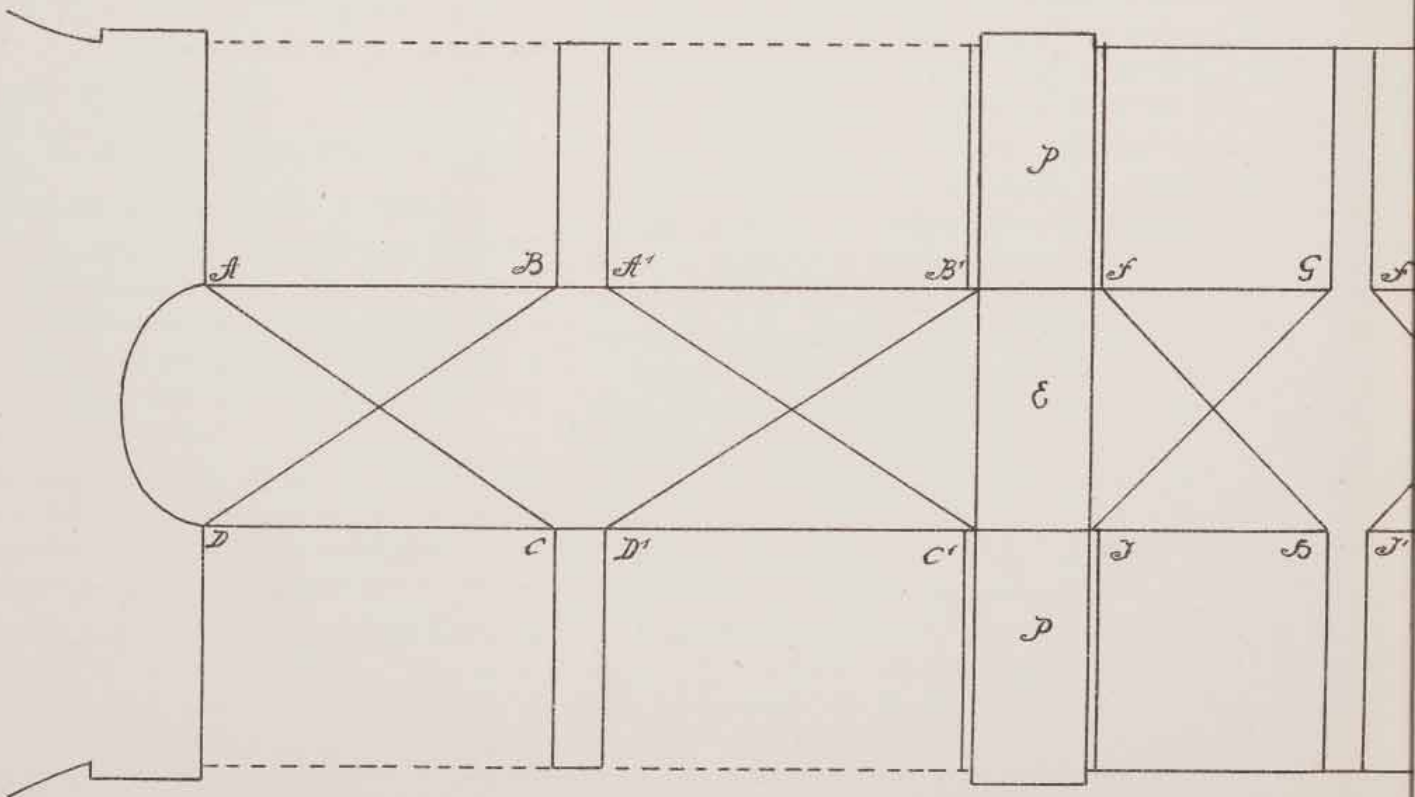
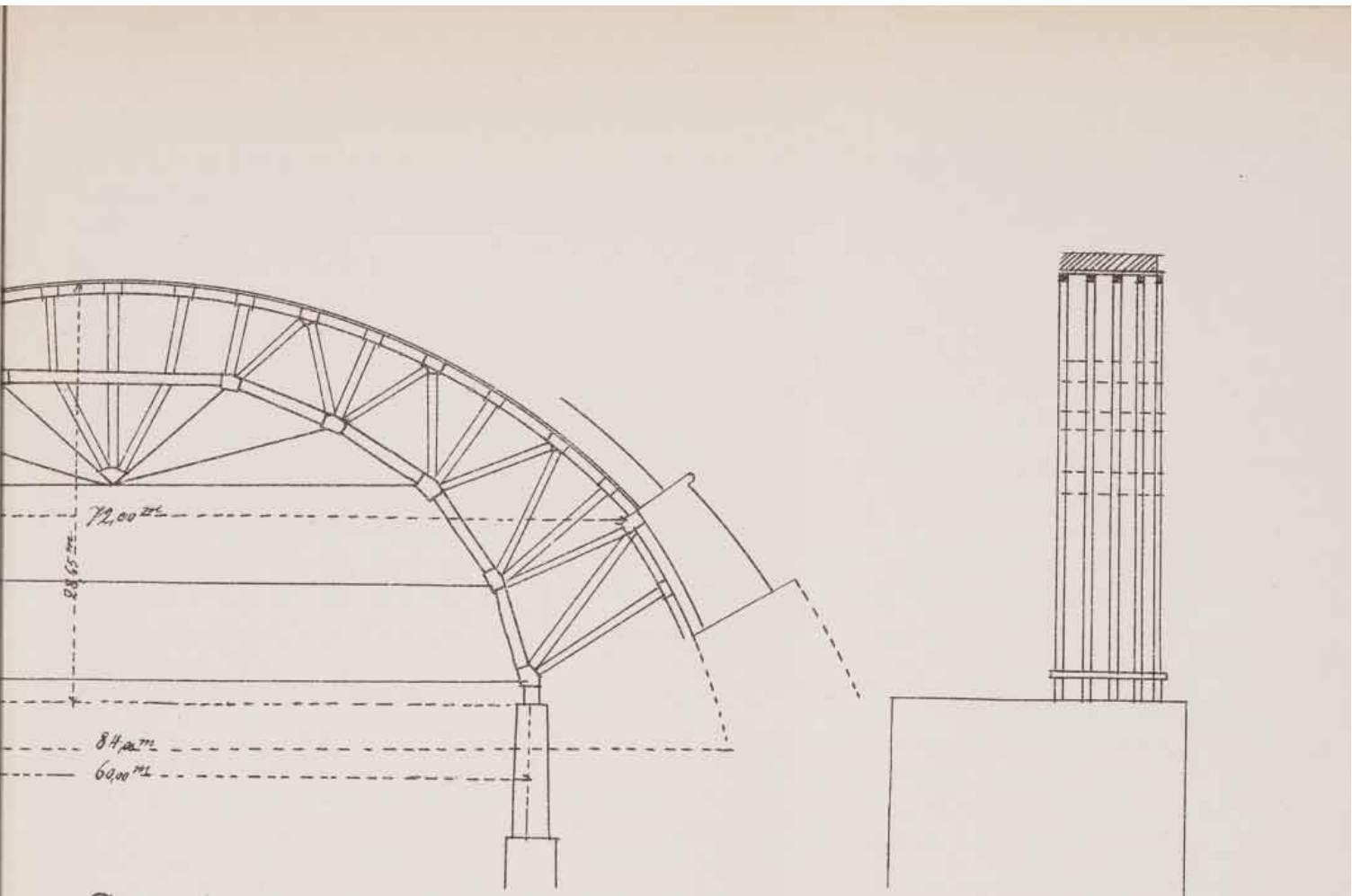


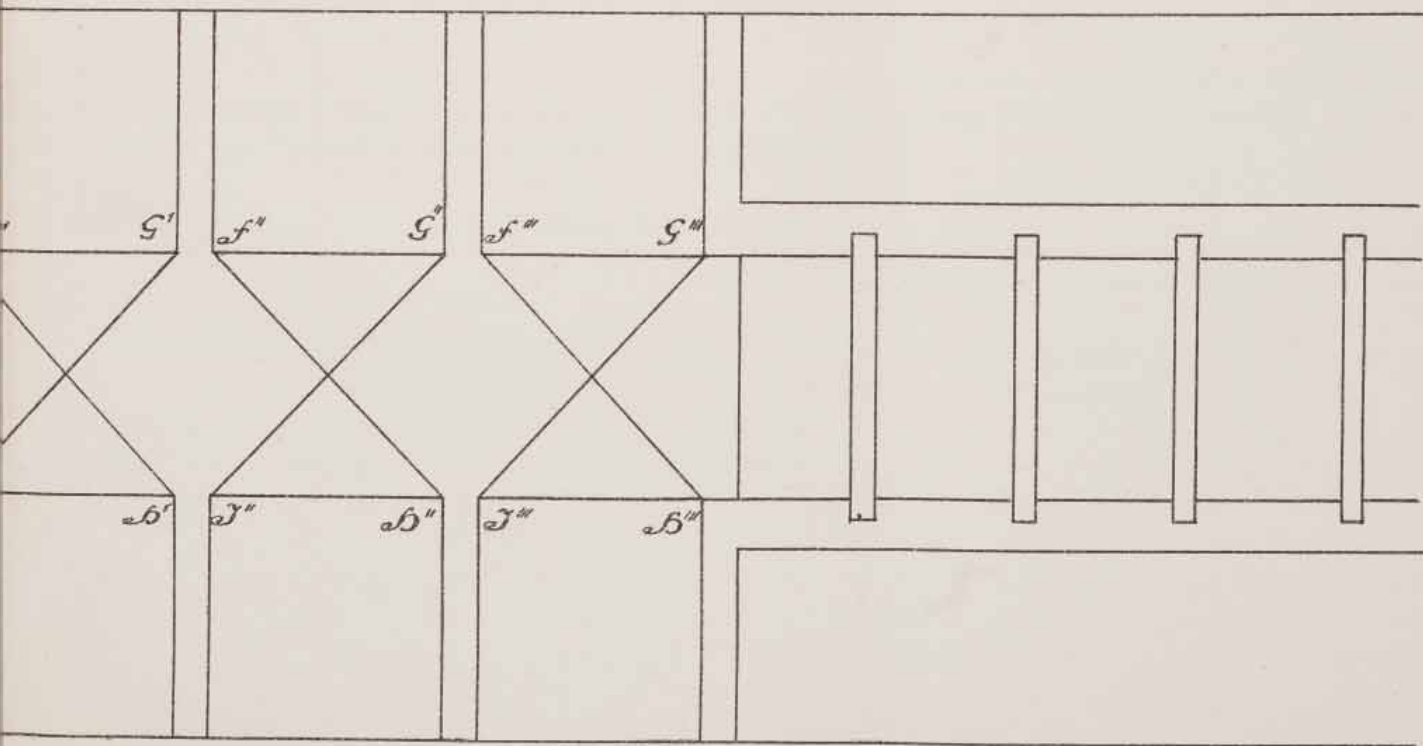
FIG.





CINTRE RETROUSSÉ RIPÉ SUR SON SIÈGE.

19.



une seule pièce par une face de 20 de largeur; cela fait qu'on se trouve en présence d'une pièce unique d'un équarrissage de 20/76, et cela, non pas d'une manière absolue, mais d'une façon relativement approchée au point de vue de la résistance. Cet arbalétrier ou côté de l'énégone, constituant la membrure intérieure de la ferme, à une longueur de 7<sup>m</sup>,85.

Pour calculer approximativement la réaction d'un des appuis en maçonnerie, nous pourrions admettre que, après les déformations prises, cet appui reçoive

1<sup>o</sup> la charge propre de la moitié du poids de la ferme de rive,

2<sup>o</sup> la charge due aux composantes verticales des pressions normales exercées sur le cintre, par une portion de voûte de 0<sup>m</sup>,50 de largeur, de 1<sup>m</sup>,20 d'épaisseur et d'une longueur d'arc d'intrados correspondant à un angle de 60°;

3<sup>o</sup> la charge due à la moitié du poids des couchis, platelage, câbles, plaques et contreventement, correspondant à cette ferme.

Le poids d'une ferme de rive est de 25 tonnes.

Pour évaluer la charge définie sub 2<sup>o</sup>, nous substituerons à la courbe en anse de panier représentée par l'intrados, un arc de cercle de 50° de rayon, ce qui répond approximativement à la moyenne de

$$44^{\circ} \text{ et de } 55^{\circ},$$

rayons des arcs des régions du joint de rupture et du joint à la clef.

Ensuite, nous admettons pour épaisseur moyenne du rouleau de voûte, capable de peser sur le centre, la longueur 1<sup>m</sup>,20 (dans le sens du rayon). Alors le poids d'un élément de ce rouleau, dont le joint fait un angle  $i$  avec l'horizon, est représenté par

$$H l R d i$$

sur une longueur 1 dans le sens des génératrices d'intrados,  $H$  représentant le poids spécifique de la pierre, et  $l = 1^m,20$ .

Ce poids exerce une action normale sur le cintre, égale à

$$H l R d i \cos i;$$

et la composante verticale de cette action-là vaut

$$H l R \cos^2 i d i;$$

de telle sorte que le poids, ou plutôt la charge de ce rouleau sur un des appuis en maçonnerie du cintre, a pour expression

$$H l R \int_{30^{\circ}}^{\frac{\pi}{2}} \cos^2 i d i.$$

Or, si l'on pose  $\sin i = z$ , on aura  $\cos i d i = dz$ , et il vient à intégrer

$$\begin{aligned} H l R \int_0^1 \sqrt{1-z^2} dz &= \\ \frac{1}{2} \left( \arcsin z + \frac{z}{2} \sqrt{1-z^2} - \arcsin z + c \right) \times H l R &= \\ = \frac{90^{\circ}}{30^{\circ}} \left( \frac{1}{2} \arcsin i + \frac{\sin i}{2} \sqrt{1-\sin^2 i} \right) H l R &= \\ = 0,32 \text{ environ} \times H l R, &= \\ = 49 \text{ tonnes environ.} & \end{aligned}$$

Mais l'espacement des fermes d'axe en axe mesure 1,60; donc il faut multiplier le résultat précédent par 0,80, ce qui donne

$$40 \text{ tonnes, chiffre rond.}$$

Le poids des couchis, platelage, câbles, plaques d'assemblage et contreventements est de 40 tonnes, dont 10 t. sur chaque ferme de rive et 5 t. sur chaque appui.

Il suit de là que la charge verticale sur chaque appui d'une ferme de rive vaut

$$12,5 t + 40 t + 5 t = 75,5 \text{ tonnes.}$$

La réaction de l'appui dans le sens vertical étant représentée, en valeur absolue, par le chiffre précédent, sa composante dans le sens de l'axe de l'arbalétrier d'appui, est donc

$$\frac{57,5}{\cos \alpha} = \frac{57,5 t}{\cos 16^{\circ}} = \frac{100 \times 57,5}{96} = 60 \text{ tonnes.}$$

Par contre, la composante horizontale, ou la tension du câble, vaut

$$57,5 t \times \tan 16^{\circ} = 57,5 t \times 0,28 = 16 \text{ tonnes.}$$

Maintenant nous nous trouvons en mesure de vérifier si la pièce chargée debout satisfait à la condition,

$$2 a = \pi r \sqrt{\frac{E}{R^3}}$$

Nous avons vu que le carré du rayon de giration de la section transversale de la pièce est donné par la relation

$$\begin{aligned} r^2 &= \frac{\text{Moment d'inertie}}{\text{Aire de la section}} = \frac{\sum \omega u^2}{\sum \omega} = \frac{I}{A} \\ &= \frac{\frac{1}{12} B H^3}{B H} = \frac{1}{12} H^2 \end{aligned}$$

$$\text{D'où } r = 0,288 H.$$

D'autre part, on a, pour le bois de sapin de moyenne qualité

$$E = 1000 \text{ et } R = 2,15, \text{ le } \frac{m}{cm} \text{ étant pris pour unité.}$$

Il vient donc

$$2a = \frac{22}{7} \cdot 0,288 \cdot 0^m,76 \sqrt{\frac{1000}{2,15}}$$

$$= 13 \text{ mètres.}$$

Cela nous apprend, qu'avec les dimensions adoptées pour la jecton transversale, l'arbalétrier d'appui pourrait avoir une longueur de 13 mètres avant que la flexion ne puisse commencer sous la charge  $R'$  limite.

Or, l'équarrissage adopté étant de  $\frac{20}{76}$ , la section transversale mesure

$$152000 \text{ millim.-carrés.}$$

La charge totale étant de 60 tonnes ou 60000 kgr., la force de compression par millim.-carré sera de  $\frac{60000}{152000} = 0,4 \text{ kgr.}$

C'est le cinquième du coefficient de résistance  $R' = 2,15$ ; ce qui conduit à un coefficient de sécurité  $S = 5$  environ.

§ 4. — Calculs de Stabilité des Arches jumelles.

(Fig. 12). — Le joint de rupture se trouvant vers le milieu de la montée, la surface des pleins, qui pèsent sur ce joint, a pour expression

$$\frac{37,30}{2} \left[ (16,20 - 1,38 + 1,44 + 50) + (47,60 + 1,44 + 050) \right]$$

$$\frac{3,14159 \times 47^m,60 \times 50}{350} - 2 \times \frac{3,14159 \times 5,40^2}{8} - \frac{3,14159 \times 5,40^2}{8}$$

$$\frac{(0,60 + 3,50) \times 5,40}{2} - \frac{(4,10 + 8,10) \times 5,40}{2} - \frac{(9,10 + 12,10) \times 3,70}{2}$$

$$\left. \begin{array}{l} 1236,50 \\ - 989,2 \quad - 22,9 \quad - 7,63 \\ - 11,07 \quad - 32,09 \quad - 36,08 \end{array} \right\} = 137^m,2$$

$$\left. \begin{array}{l} \\ \\ \\ \end{array} \right\} \text{soit } 140^m,2$$

Leur moment, par rapport à l'axe vertical  $Oc$ , a pour valeur

$$\frac{1236,5 \times 15,60}{2} - \frac{989,2 \times 12,60}{2} - \frac{11,45 \times 23,4}{2} - \frac{11,45 \times 29,88}{2} - \frac{7,63 \times 35,46}{2}$$

$$- \frac{11,07 \times 24}{2} - \frac{32,06 \times 30,25}{2} - \frac{36,08 \times 35,8}{2}$$

$$19289 - 12464 - 268 - 342 - 272 - 265 - 971 - 1271 = 3436$$

par conséquent, l'abscisse du centre de gravité de la surface desdits pleins est donnée par le rapport,

$$\frac{3436^m}{140} = 24^m,50.$$

La surface des pleins étant de 140 m.-carrés, et le poids de la pierre de Gilsdorf étant d'environ 2600 kilogrammes, par mètre cube, le poids total d'une tranche de 1 mètre d'épaisseur portant sur le joint de rupture, sera (en n'admettant partout qu'une seule espèce de pierres)

$$P = 2600 \times 140 = 364,000 \text{ kilogrammes.}$$

La poussée à la clef est ensuite déterminée par l'équation

$$P(36 + 0,70 - 24,50) = Q(16,20 - 0,35 + 0,96).$$

$$\text{D'où l'on tire } Q = \frac{12,20 \times 364,000}{16,81} = 264,000 \text{ kgr.}$$

Il s'ensuit que la pression à la clef, par centimètre-carré, vaut

$$\frac{264,000}{\frac{3}{8} \cdot 1,44 \cdot 1000} = \frac{264,000}{9600} = 28 \text{ kgr. en chiffre rond.}$$

La pression totale sur le joint de rupture

$$R = \sqrt{P^2 + Q^2} = 450,000 \text{ kgr.}$$

Or, le joint de rupture ayant une longueur de 2<sup>m</sup>,16, la pression par centimètre carré vaut

$$\frac{450,000}{\frac{3}{8} \cdot 2,16 \times 10^4} = 31 \text{ kgr.}$$

D'après les épreuves exécutées par le Dr Bohme de Berlin sur divers échantillons de pierre de Gilsdorf, la résistance à la rupture est comprise entre

$$750 \text{ kgr. et } 800 \text{ kgr.}$$

Rappelons que dans mes déterminations numériques, j'ai substitué une arche en arc de cercle à l'arche réelle en anse de panier. Les deux arches ne différant cependant pas beaucoup entre elles, au point de vue des intensités des poussées et poids, on peut admettre, que la pression sur le joint de rupture ne saurait dépasser le chiffre de 35 kgr. par centimètre carré.

Le rapport de ce chiffre à celui du coefficient de rupture est donc beaucoup moindre que '2.

§ 5. — Réflexions générales d'ordre économique, technique et esthétique.

On peut se demander et plusieurs personnes m'ont déjà posé la même question, si, nonobstant toutes les garanties que pouvait offrir le choix d'un ingénieur spécialiste d'un seul pays voisin, il n'eût pas été préférable de faire de ce grand ouvrage d'art l'objet d'un concours international, et d'instituer comme juges des sommités de plusieurs états voisins dans l'art de l'ingénieur-constructeur et de l'ingénieur des ponts et chaussées.

Rappelons-nous que le principe et la pratique de ces concours sont consacrées un peu partout et se recommandent principalement pour les petits États. Parmi leurs avantages principaux qui sautent aux yeux, je n'en veux mentionner que les deux suivants: Le concours international rapporte toujours une variété de projets, tout un choix d'idées, parmi lesquelles l'État intéressé

peut faire sa sélection. Par conséquent, il est sûr, d'avance, de se procurer pour son argent l'ouvrage d'art le plus parfait sous tous les rapports.

En second lieu, il est manifesté qu'un concours de cette espèce aurait stimulé plusieurs de nos ingénieurs luxembourgeois à se mesurer dans l'arène publique avec leurs concurrents étrangers, et dans le cas où ces derniers l'auraient remporté pour l'exécution, l'un ou l'autre de nos confrères aurait éventuellement conquis au moins un modeste prix avec prime d'argent. Dans tous les cas, le pays aurait certes eu la meilleure fourniture possible. Dans le même ordre d'idées, on aurait dû remettre l'exécution des travaux par voie de soumission internationale.

En définitive, il n'y a pas que la maison Fougerolle qui soit recommandable en France et dans d'autres pays. Il existe des entrepreneurs de grands travaux publics à Bruxelles, à Gand, à Anvers, à Liège; de même les maisons allemandes qui ont travaillé pour le montage des grandes halles de l'exposition de Dusseldorf auraient certes pu entrer en lice pour les travaux de notre pont.

Enfin, il est permis de douter que le système de construction du viaduc avec arches jumelles, réunies par une superstructure en béton armé, l'aurait remporté dans un concours international, quand on prend connaissance de l'opinion et de la manière de voir, publiées par des organes techniques fort autorisés, tels que, la « Deutsche Bauzeitung », qui est la première des publications polytechniques de la capitale de l'empire allemand. Dans le n° 82 du volume de l'année 1902, on peut lire ce qui suit :

„Mit dem Schluss des Jahres nähert sich ein Bauwerk seiner Vollendung, das einen weiteren vorwärts gerichteten Schritt auf dem Gebiete des Banes weitgespannter massiv gewölbter Brücken bedeutet und als solches epochemachend sein wird. Es ist dies die neue Strassenbrücke über das Thal der Petrusse in Luxemburg, die im Frühjahr des nächsten Jahres dem Verkehr übergeben werden soll. Mit 84,65 m Lichtweite des unmittelbar auf dem festen Felsen aufsitzenden Bogens (an der Sohle gemessen) schlägt sie alle bisherigen Ausführungen um ein erhebliches Maass. Ausserdem verdient die Eigenart ihrer Konstruktion besondere Aufmerksamkeit, wenn auch die Frage, ob die gewählte Anordnung als empfehlenswertes Beispiel zu bezeichnen ist, kaum mit einem glatten Ja beantwortet werden kann.

A l'appui de ce qui précède, il importe de rappeler que la plus grande arche en pierres de pont de chemin de fer normal a été construite en 1893, en Galicie, sur la ligne de Stanislau-Woronienka, et que dans le Grand-Duché de Bade, des ponts presque aussi grands furent exécutés, plusieurs années après avec le même succès; de telle sorte qu'on peut dire que, depuis une période de temps de 3 à 9 ans, la pratique de la construction des grandes arches en pierres était tombée dans le do-

maine public — war Gemeingut geworden — comme on le dirait en allemand. Mais il existe, entre tous ces ponts de grande arche en pierre, achevés depuis des années, et le nouveau viaduc de Luxembourg, cette différence capitale qui consiste en ce que les premiers n'offrent qu'une seule grande arche, tandis que notre viaduc a deux arches jumelles identiques, réunies entre elles comme nous l'avons déjà dit.

Cette différence se laisse encore caractériser en d'autres termes, en disant, qu'aux premiers, les pressions des charges roulantes sur la voie carrossable s'exercent sur la presque totalité de la largeur du pont, tandis qu'au viaduc de Luxembourg, ces pressions s'exercent sur une bande relativement étroite, ne constituant qu'une faible partie de la largeur de la voûte principale, et par malheur, cette bande étroite se trouve à la tête de la douelle.

Il suit de là que, dans notre ouvrage d'art, une partie relativement faible du cube énorme des matériaux qui entrent dans sa composition, sera appelée à travailler utilement, au point de vue des grandes charges, tandis que le contraire a lieu dans les autres ponts.

Ces inconvénients inhérents au système des arches jumelles du type de celui de Luxembourg pourraient être écartés en majeure partie, en recourant aux dispositifs suivants :

(Fig. 13). 1° Remplacer l'arche de 21<sup>m</sup> d'ouverture aux culées du pont, par deux arches de 9<sup>m</sup> avec pilier intermédiaire;

2° Rémir les 4 arches à chaque culée, par deux voûtes d'arêtes en pierre projetées en  $A B C D A' B' C' D'$ .

3° Rémir les deux gros piliers  $P$  par un arc-doubleau projeté en  $E$ ;

4° Enfin, réunir les piliers des voûtes d'élégissement par 4 voûtes d'arêtes en pierres, projetées en  $F G H I, F' G' H' I', F'' G'' H'' I'', F''' G''' H''' I'''$ .

Et pour réaliser un système stable, on aurait porté l'épaisseur des piles des voûtes d'élégissement de 1,008 à 1,030 au niveau de la retombée des voûtes d'arêtes.

Toutes ces voûtes au nombre de 12 pour le pont entier, aurait reçu une épaisseur de voussoir de 50 à 60 cm.

Par ce dispositif, la voie carrossable de 6 mètres de largeur aurait été posée sur ces voûtes d'arêtes, et il ne serait resté qu'une longueur d'environ 38 mètres entre les deux arches jumelles, qui aurait exigé une superstructure en béton ou en poutrelles ordinaires en fer ou acier. Et ce dispositif aurait réalisé une liaison transversale solide entre les deux ponts jumeaux, sur une longueur en moins égale aux trois quarts de leur longueur totale.

Naturellement, le coût de l'ouvrage d'art aurait dépassé le coût actuel, d'une cinquantaine de mille francs, du chef de l'excédant des dépenses dues aux voûtes d'intercalation, malgré la suppression du béton armé sur les trois quarts de la longueur actuelle de cette superstructure.

On conçoit qu'au point de vue esthétique, le remplacement des arches de 24 mètres d'ouverture par deux arches de 9 mètres, aurait été très avantageux. — En effet, ce tron de 21<sup>m</sup> de chaque côté de l'arche est trop grand, trop béant, il nuit à l'effet majestueux des arches de 84 mètres parce que son ouverture prépare en quelque sorte l'œil du spectateur à l'impression de l'ouverture quadruple, qui ne paraît plus aussi colossale par le contraste affaibli.

En ce qui concerne le profil longitudinal qu'affectue au pont nouveau la voie carrossable et les trottoirs, j'estime qu'il aurait convenu de donner la préférence à celui qui aurait présenté une pente uniforme depuis l'amorce au boulevard-royal jusqu'au plateau Bourbon. Je trouve en effet fort exagéré le prétendu bon aspect que l'on attribue au système de point haut au dessus de la clef de la grande voûte; je n'aurais nullement craint, qu'en cas de ligne droite à pente uniforme de 10<sup>m</sup>,<sup>00</sup> par mètre, l'œil nous aurait trompé, en faisant croire à une concavité au droit du cerveau de la voûte.

#### **Le tablier du pont sur poutres en béton armé.**

L'innovation principale introduite par M. Séjourné dans la construction du nouveau viaduc, consiste dans l'emploi d'un tablier reposant sur des poutres en béton armé.

L'armature de chaque poutre est composée de 4 pièces, espèces de treillis réunis ensemble et composés de fers ronds, de direction longitudinale dans la poutre, et par conséquent de position normale aux deux ponts jumeaux qui constituent le viaduc nouveau.

Ce nouvel élément de construction, appliqué à des parties d'ouvrage d'art exposées à l'air libre et aux intempéries que nous amènent les variations atmosphériques, doit être considéré comme une nouveauté dans la force du terme, au sujet de laquelle notre expérience ne remonte qu'à un nombre d'années relativement faible. On peut s'en convaincre en lisant un mémoire très circonstancié et récent, publié par M. le professeur Schüle, dans la «*Schweizerische Bauzeitung*», n<sup>o</sup> des mois de novembre et décembre de l'année qui vient de s'écouler.

L'introduction à ce travail commence comme suit :

„Aucune innovation dans l'art de construire n'a soulevé des

problèmes plus complexes que l'emploi simultané du fer et du béton de ciment, et il fallait être affranchi de tout souci de théorie pour oser lancer un composé si hétérogène dans la pratique courante des travaux . . . . .

C'est la France, surtout par les recherches de M. Considère qui a fourni le plus grand tribut aux connaissances expérimentales dont nous disposons aujourd'hui dans le champ du béton armé; aux propriétés mécaniques bien établies du fer soudé ou coulé viennent s'ajouter les propriétés spéciales du béton et celles de l'adhérence des deux matériaux. Une grande difficulté dans l'établissement des propriétés du béton réside dans la variété des matières désignées sous ce nom et des éléments qui influent sur sa résistance, ses changements de volume, ses déformations et son adhérence au métal. Il suffira de citer le dosage et la qualité du ciment, la nature et la grosseur du gravier et du sable, la quantité d'eau de gâchage, la compacité du béton et son âge, enfin les conditions de sa conservation.

Il est à craindre que ces influences . . . . .

on peut donc dire qu'on se meut encore aujourd'hui dans l'ère de l'analyse des phénomènes du béton armé; l'heure de la synthèse approche, mais elle n'a pas encore sonné.

Au numéro suivant du même journal polytechnique le même auteur poursuit un ordre identique d'idées en disant, „qu'il résulte de toutes les observations faites sur les poutres armées qu'il n'y a aucune proportionnalité dans la zone tendue, entre les charges et les allongements; on peut en conclure que les méthodes de calcul, basées sur l'élasticité parfaite des matériaux ne sont pas applicables au béton armé, et qu'il serait en particulier, tout-à-fait inexact d'établir le calcul de ces poutres sur la même base que ceux des constructions en fer.

On pourrait penser qu'il faille alors rechercher la base appropriée à un calcul de ce nouvel élément. — Il n'en est rien, à entendre le professeur Schüle qui continue comme suit :

„En outre, les différences assez grandes constatées dans la valeur absolue des allongements d'une barre à l'autre et d'une poutre à l'autre, semblent montrer qu'il serait illusoire de vouloir poursuivre, par un calcul rigoureux, les tensions qui naissent dans une construction en béton armé.“

Quoi qu'il en soit, on peut affirmer, étant donnée notre expérience bien limitée en cette matière, que personne au monde ne pourra rien préjuger, pour un laps de temps étendu, au sujet de la durée et de la solidité de la superstructure Coignet, qui vient d'être appliquée au nouveau pont de Luxembourg.

Toujours est-il que si un jour ou l'autre, et comme cela arrive à toute chose créée par la main de l'homme, cette couverture entrera dans la phase de l'usure avancée, nécessitant une refecton sérieuse, il serait à désirer que l'ensemble ou la majeure partie de ses éléments constitutifs ne devinssent défectueux tous à la fois; autrement,

il en naitrait une cause d'interruption fort grave de la circulation publique.

Visiblement, on n'aurait pas eu à redouter le tiers de ces inconvénients-là, si l'on avait eu recours au système de liaison transversale des arches jumelles, à l'aide de voûtes d'arêtes portant la chaussée, parceque, dans

ce cas, la longueur totale de la couverture en béton armé aurait à peine atteint 40 mètres.

A la vérité, ce système plus constructif et plus perfectionné aurait exigé que l'on sacrifiait une partie de l'économie, réalisée aujourd'hui dans les dépenses du premier établissement.

## Die Technik und die sozialpolitischen Probleme. Von Prof. Riedler.

Seit Jahrhunderten sind die grossen staatsmännischen Reden der leitenden Minister nationalwirtschaftliche und soziale Programme, für deren Durchführung die Technik einer der wichtigsten Faktoren ist. Die Techniker müssen sich daher mehr als bisher um die öffentliche Bedeutung der technischen und wirtschaftlichen Arbeit kümmern und dies nicht Sozialpolitikern überlassen, die ohne Kenntnis der Arbeit und der Arbeiter Lehrmeinungen konstruieren, die bisher zur Entwicklung der Kultur nichts beitragen und zudem in jedem Lande und gegenüber jeder Partei ganz verschiedenen Kurswert haben.

Wir müssen auf die soziale Entwicklung mehr als bisher einwirken; wir können grossen Einfluss ausüben denn jede richtig technische Leistung hängt mit sozialen Verhältnissen, mit Arbeit und Arbeitsorganisationen zusammen. Wir haben nicht mit Arbeitsprodukten und Mitteln allein zu thun, sondern mit den Arbeitern, die keine träge Masse, sondern selbständige Kräfte sind.

Wir müssen insbesondere auch die unvermeidlichen Folgen der sozialen Verschiebungen ausgleichen helfen, schwache wirtschaftliche Thätigkeit auf neue fruchtbare Bahnen überleiten, und zurückgebliebene Gebiete durch neue Arbeitsweisen wieder beleben helfen. Viele grosse Erwerbszweige benutzen zwar technische Hilfsmittel, sind aber doch im Wesentlichen bei den überlieferten Betriebsarten verblieben und dadurch in Nachteil geraten.

Die Zukunft gehört denen, die das Menschenschicksal der Arbeiter den thatsächlich verbesserten, nicht der Fata morgana sozialistischer Hirnspinnerei.

Fruchtbringende Thätigkeit zu ermöglichen, steht an sich höher als der Schutz des Lebens allein. Die Technik schafft Arbeit und menschenwürdiges Dasein für Millionen, die ohne Mitarbeit der Technik auf tiefer Kulturstufe wie in der Vergangenheit bleiben müssten.

Die Technik hat erfolgreich mitgearbeitet auf den grossen Gebieten der Arbeitertürsorge, der Unfallverhütung, des Gesundheitsschutzes, wenn auch alles verbesserungsbedürftig ist.

Die organisierte technische Arbeit bedingt keineswegs besondere Schädlichkeit. Berufskrankheiten z. B. gab es immer und wird es immer geben, so lange es einseitige unnatürliche Beschäftigung gibt, von der Gelehrtenstube bis zum Bauernhaus. Elend aller Art aber ist jetzt in den Stuben der Handwerker und bei ländlichen Arbeitern viel mehr zu Hause als in den Fabriken und städtischen Arbeiterwohnungen, wo die Technik mit der modernen Arbeiterorganisation auch die hygienische durchzuführen vermag.

Viele Fabriken sind zu hygienischen Musteranstalten ausgebildet, mit gesundheitlichen Einrichtungen, die den höchsten Anforderungen genügen.

Die sozialpolitische Gesetzgebung hat bisher dort grosse Erfolge errungen, wo die technische Arbeitsorganisation die gesetzlichen Bestimmungen ermöglicht und praktisch durchführen hilft.

Auf vielen Gebieten ist die soziale Thätigkeit der Technik schon kräftig fühlbar, aber noch bleibt viel zu leisten übrig; eine unendliche Reihe grosser Aufgaben ist zu lösen.

Technik und Idealismus sind keine Feinde, wie dies gewöhnlich behauptet wird. Die Technik schafft eine Fülle ethischer Momente, die im Geistesleben und erzieherisch eine grosse Rolle spielen oder spielen sollten.

Es ist eine höhere Aufgabe, Kulturwerke zu schaffen und zu vermehren, als Bestehendes nach starren Vorschriften, ohne Erhöhung der Lebenskraft zu verwalten. Die höher stehende Regierungsthätigkeit erfordert aber Einsicht in den Zusammenhang der

Technik mit dem sozialen Leben, mit dem Leben der Völker, Verständnis der Zeit und der Arbeit. Sonst ist die Verwaltung ein totes Zwischenglied, das erst durch andere lebendige Kräfte geschoben wird, statt fördernde Kraft einer lebensvollen Regierung.

Ist doch die Technik selbst eine grosse Arbeitsorganisation, Mittel und Wirkung bewusst zum gewollten Zwecke leitend; eine wahrhafte Regierung.

Ist doch jedes Wort der Technik, jede Maschine eine strenge Organisation im kleinen, was die Staatsorganisation im grossen ist: die Leitung und Führung der Kräfte zum vorgesteckten Ziel.

Im Maschinenwerk wie im Staate können Kräfte nicht unterdrückt, sondern nur zur richtigen Wirkung geleitet werden. Die Unterdrückung der Kräfte schafft die Gefahr, dass sie an unrichtiger Stelle wirken und das Werk zerstören. Die Kräfte können aber auch nicht frei schalten, sie müssen zum gewollten richtigen Zweck geleitet werden; ohne diese Beschränkung der Kräfte entsteht in der Maschine wie im Staate ein Chaos.

Der Zweck ist auch hier, ebenso wie in der Technik, die Hauptsache! Herrschende Thorheit ist es, den Zweck verächtlich zu machen, Einsicht in gegebene Verhältnisse, in Notwendigkeiten tiefer zu stellen als abstraktes Wissen, zur Kritik ohne Erfahrung und ohne Verantwortung zu erziehen.

Ein Hindernis ist auch der bisherige Bildungsdünkel, die „Bildungsphilisterei“, der Glaube an die Ueberlegenheit einzelner Bildungsrichtungen, ihre Abschliessung gegen das Neue und darauf fussende Vorrechte, Klassenhochmut und Absonderungsgeist.

Einer der grössten Fortschritte wäre es, wenn in solichem Sinne technische Bildung in ihrer edelsten Bedeutung Eingang in das Staatsleben fände, wenn an Stelle der durch Sachkenntnis nicht getriebenen Befehle die Einsicht in wirkliches Leben, an Stelle des staatlichen Machtapparats lebensvolle Leitung zur Geltung käme und an Stelle des erzwungenen Gehorsams die pflichtbewusste Unterordnung unter die notwendige höhere Organisation träte.

Das Verhältnis des Menschen zum Staat, unsere staatlichen Pflichten sind schon durch die sozialen Beziehungen gegeben.

Die Technik stellt jeder Regierung grosse neue Aufgaben, sie liefert aber auch die Mittel, sie zu lösen. Der Staat ist durch die modernen Verkehrsmittel sozusagen allgegenwärtig geworden; er kann sofort eingreifen, vorausschauend einwirken und in Tagen zur Durchführung bringen, was früher Monate und Jahre dauerte. So ist der Wille und die Macht des Staates, seine rechtzeitig regierende Kraft, unendlich gesteigert worden.

Die schaffende Kraft des Volkes, die Grundlage der fruchtbringenden Regierung hat durch die Technik grosse Stärkung erfahren. Es ist die edelste Aufgabe der Regierung, diese schaffende Kraft im Innern und nach Aussen zu entwickeln und gegen feindliche Strömungen zu schützen; dazu muss sie die Mitarbeit der Technik fordern.

Die Volkskraft ist in mächtiger Zunahme; die überflüssige Kraft, die früher auswandern musste, findet lohnende Thätigkeit im Lande oder im Dienste des eigenen Landes. Die Industrie ist ein massgebender Faktor geworden. Alle diese Umwandlungen stützen sich auf Leistungen der Technik und stellen neue staatliche Aufgaben, denen wir entsprechen müssen.

Die staatliche Organisation der Bauverwaltung kann solche Aufgaben bisher nicht fördern, weil die staatliche Thätigkeit der Baubeamten jetzt eine äusserst engbegrenzte, wesentlich nur technische Bauführung ist, zudem zu sehr losgelöst vom sozialen und



— 3 —

## Le Nouveau Pont

### sur la vallée de la Pétrusse

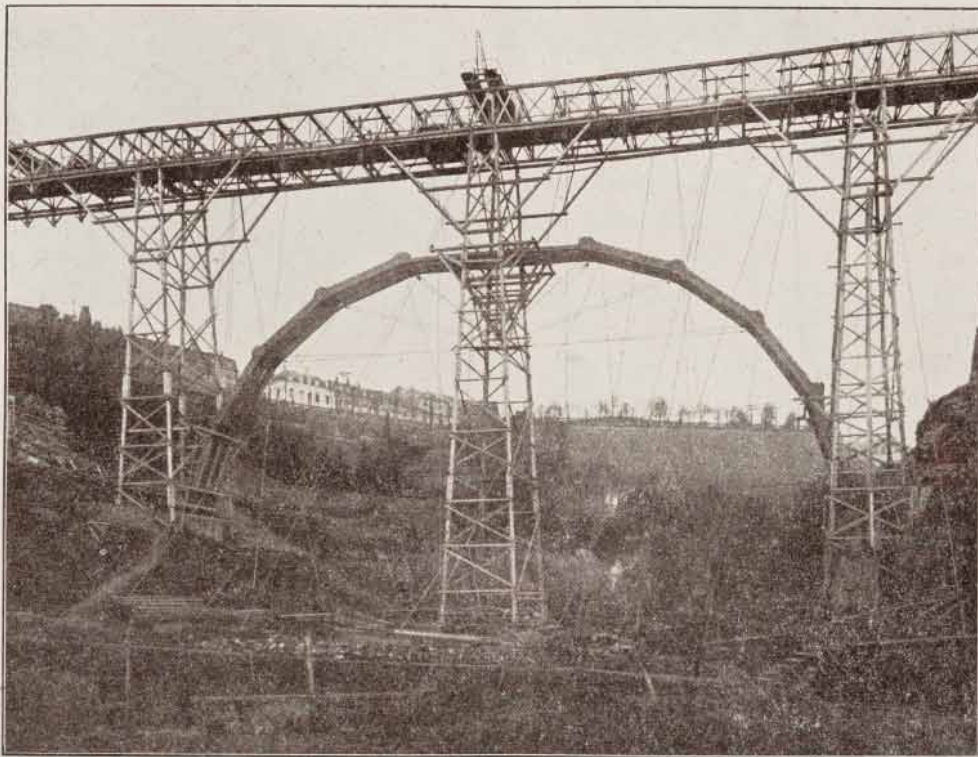
à

### LUXEMBOURG.

(Suite)

Dans le N° 5 du bulletin, septembre 1901, nous avons décrit brièvement cet ouvrage exceptionnellement hardi dont l'exécution de la première partie est, à ce jour-ci, couronnée d'un plein succès. Nous reproduirons aujourd'hui

dans nos planches les cintres et pont de service employés pour cette œuvre monumentale; nous en suivrons le mode de construction des différentes parties en illustrant le texte de nombreuses photographies.



N° 11. — Montage du chevalement du cintre.

### Pont de service.

La série de prix sur laquelle l'entreprise est relaissée prévoit un prix à forfait pour toutes les installations autres que les cintres; l'entrepreneur était libre de disposer à son gré ses appareils, passerelles, échafaudages, câbles transporteurs, plans inclinés etc. sous la seule réserve qu'aucun appui ne soit pris sur le cintre de la grande voûte.

En faisant choix d'un procédé d'échafaudage, le constructeur devait — en dehors du niveau du seul chantier d'approvisionnement et du profil du terrain à l'emplacement du pont — se guider par les données suivantes :

En première ligne, le mode de construction prescrit pour la grande voûte qui demande un approvi-



N° 12. — Fouilles pour les fondations de la grande voûte.

sionnement simultané sur 10 points différents de cette voûte; ensuite les moyens de montage du grand cintre duquel le pont de service doit être absolument indépendant; finalement la division de l'ouvrage en deux ponts étroits parallèles, à construire l'un après l'autre et distants de 11,<sup>m</sup>25 d'axe en axe.

La grande surface libre du plateau Bourbon où aboutit le nouveau pont, mettait à la disposition de l'entreprise un chantier d'approvisionnement exceptionnellement favorable, d'autant plus que celui-ci se trouve à peu de chose près au niveau de la plateforme future du pont.

C'est dire que le pont de service rationnellement installé permettait avec facilité de faire l'approche des matériaux qui n'avaient qu'à être descendus à leur lieu d'emploi.

La planche V indique la solution adoptée par l'entrepreneur MM FOUGEROLLE.

Des *pylones* en bois espacés de 30<sup>m</sup> d'axe en axe supportent au-dessus du niveau des plus hautes maçonneries à exécuter une *poutre américaine*, également en bois, sur laquelle circulent les ponts roulants formant descend-charge; dans l'intérieur de la poutre passent les waggonnets d'approvisionnement.

Les *travées* de cette passerelle de service sont formées de deux poutres de tête, hautes de 2,<sup>m</sup>90, en treillis avec montants et croix de St. André; elles sont espacées de 7,<sup>m</sup>00 d'axe en axe et fortement entretoisées au droit des montants par des pièces de pont sous forme de moises, reliant les membrures

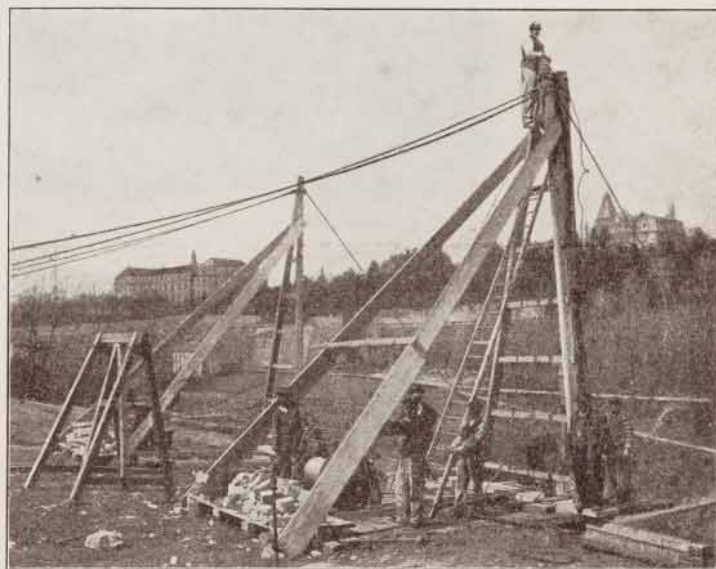
supérieures et les membrures inférieures des poutres. Les moises d'un même plan vertical sont encore rendues solidaires par deux montants qui divisent ainsi l'espace entre les poutres de tête en 3 panneaux dont les 2 extrêmes sont arc-boutés par des contrefiches; celui du milieu, large de 2,<sup>m</sup>76, porte sur les moises inférieures, par l'intermédiaire de madriers placés de champ et de deux longerons, le tablier et la voie de service de 0,<sup>m</sup>60. A cette dernière aboutissent toutes les voies d'approvisionnement du chantier au moyen d'une légère rampe sur remblai.

Il est facile de concevoir que ce système de passerelle permet d'amener tous les matériaux jusqu'à l'aplomb des lieux d'emploi à n'importe quel point de l'axe longitudinal du pont.

Pour permettre aux waggonnets de se croiser sur la voie unique de la passerelle de service il y a tous les 25 à 30 mètres des plaques tournantes avec des bouts de voies de garage disposées normalement à l'axe entre deux pièces de pont et les poutres de tête.

Sur la membrure supérieure de chaque poutre de tête court une file de rail d'un bout à l'autre de la passerelle, formant ainsi une voie à 7,<sup>m</sup>00 d'écartement sur laquelle circulent les ponts roulants servant de descend-charge; nous nous proposons d'y revenir plus tard.

Les *pylones* supportant la passerelle placée au-dessus de la maçonnerie sont formés de 4 poteaux de bois ronds disposés en fruit de  $\frac{1}{20}$  sur leurs quatre plans latéraux; l'écartement des têtes de ces poteaux est de 2,<sup>m</sup>00 dans le sens longitudinal du pont et de



N° 13. — Montage d'un poteau de pied.



N° 14. — Montage des poteaux des étages supérieurs.

7,<sup>m</sup>00 dans le sens transversal, de sorte que dans ce sens ils entourent la plus grande largeur de la maçonnerie d'un pont.

Ces quatre poteaux formés de pièces de bois rond de sapin de 0,<sup>m</sup>30 de diamètre sont, à la demande du terrain, entés les uns sur les autres par étages de 9 à 10 mètres au moyen de 4 éclisses en bois faisant boîtes carrées. Chaque étage est moisé horizontalement dans son pourtour et contreventé par des croix de St. André dans les quatre faces. Les poteaux de pied s'appuient et s'encastrent dans un massif de maçonnerie de 1,<sup>m</sup>00 sur 1,<sup>m</sup>00 et reposant sur le terrain solide. Pour prévenir tout mouvement de fouettement sous l'effet d'un ouragan enfilé dans la vallée, ces pylones sont haubannés en amont et en aval par des câbles métalliques de 15<sup>m</sup>/<sub>m</sub> de diamètre apparent.

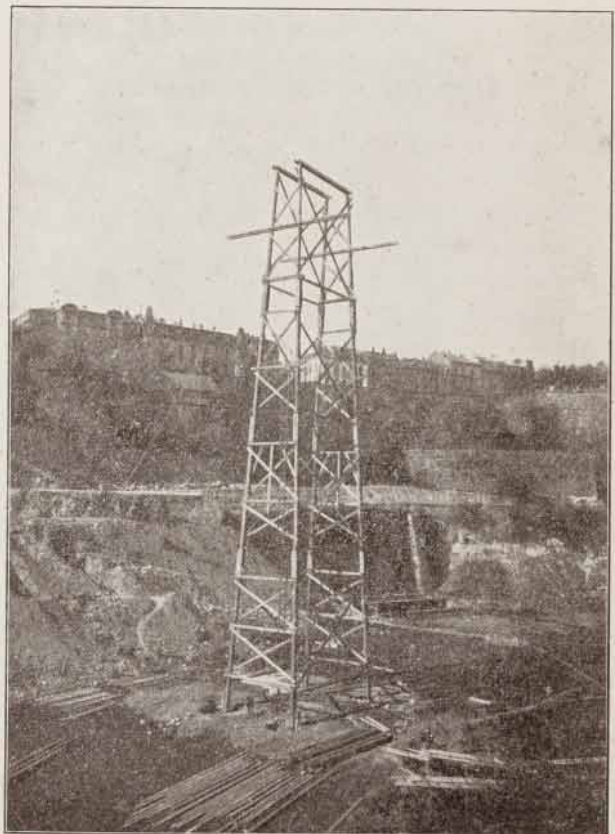
Pour faciliter le montage de la poutre américaine et pour soulager celle-ci en cas de forte surcharge, des *contre-fiches*, obliques à 45° dans les plans de tête des pylones, partent au-dessus de l'enture de

l'étage supérieur des poteaux; elles sont reliées à leurs extrémités supérieures entre elles et aux poteaux par un cours de moises longitudinales.

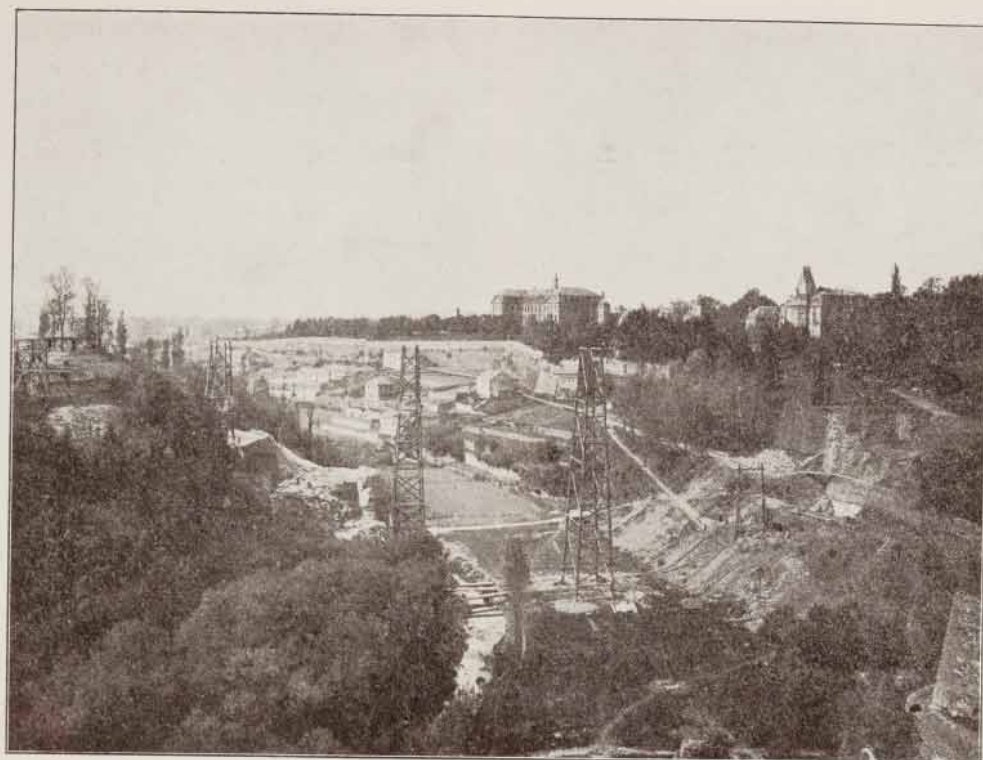
Par l'intermédiaire de cales en bois remplissant le jeu entre ces moises et la membrure inférieure des poutres de tête — jeu qui est de 0,<sup>m</sup>25 — les contre-fiches peuvent être appelées à soutenir ces poutres au quart de leur portée.

Les travées au droit des grandes culées étaient sujettes à une fatigue beaucoup plus considérable que les autres, car les gros libages qui y étaient descendus pesaient jusqu'à 3500 kgr. ce qui, par moments, amenait, avec le pont roulant et son contrepoids, une charge concentrée au milieu de la travée de près de 10000 kilogrammes. Pour soulager ces travées, on a armé les deux poutres de tête du tablier par un double cours de câbles de suspension. Ce *renforcement* est figuré aux dessins N° 11 de la planche V.

Les dimensions des éléments du pont de service sont résumées dans le tableau suivant :



N° 15. — Pylone central du pont de service.



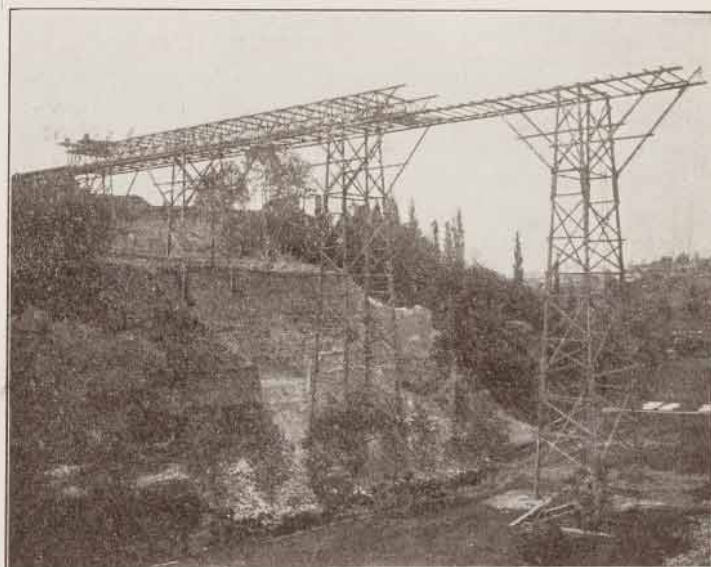
N° 16. — Les pylones du pont de service.

**Dimensions des matériaux.**

<b>Bois.</b>	Poteaux en bois ronds des pylones . . .	diamètre	0,30
	Contrefiches des pylones, écharissage . . .		0,25/0,25
	Moises longitudinales reliant les pylones. . .		0,10/0,25
	Autres moises et contrevents . . . . .		0,10/0,20
	Eclissage des poteaux . . . . .		0,08
	Membrure du tablier. . . . .		0,10/0,25
	Moises formant pièces du pont . . . . .		0,10/0,20
	Montants des poutres de tête	au droit des pylones	0,15/0,18
		ailleurs. . . . .	0,12/0,18
	Croisillons . . . . .		0,15/0,18
	Montants intérieurs et jambes de force . . . .		0,12/0,12
	Longrines sous rail . . . . .		0,10/0,20
	Plancher . . . . .		0,04

<b>Fers.</b>	aux pylones . . . . .	diamètre	0,025
Boulons	Membrures du tablier et éclis- sage des moises longitudi- nales des pylones. . . . .		0,022
		Montants intérieurs et jambes de force . . . . .	0,018
Plaques de serrage	Pour les boulons de 0 <sup>m</sup> ,018		0,07×0,07×0,0025
	Toutes les autres . . . . .		0,08×0,08×0,003
Câbles	Renforcement des travées et		
	haubans. . . . .	15 <sup>m</sup> /m à 0,2 <sup>gr</sup> 800 p. me	

Les photographies intercalées dans le texte font voir les procédés de *montage* des différentes parties de l'ouvrage.



N° 17. — Montage de la poutre américaine.

On procédait par étages de 9 à 10 mètres. Une simple chèvre, munie d'une poulie par laquelle passait le câble d'un treuil, aidait à mettre en place les poteaux de l'étage inférieur des pylones.

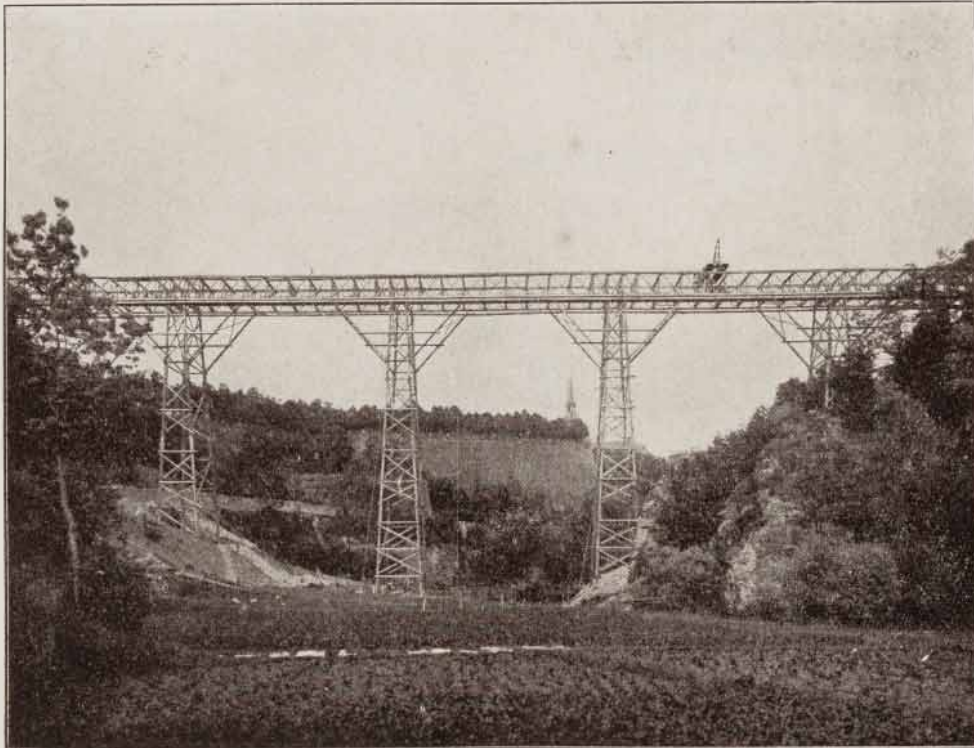
Pour faire le levage des étages supérieurs, on établissait sur les moises de l'étage inférieur un plancher provisoire au niveau des têtes des poteaux inférieurs. Sur ce plancher se montait un tréteau portant aux extrémités de son chapeau des poulies qui surplombaient l'emplacement du poteau à une hauteur dépassant un peu la demi-longueur du poteau à enter. Le câble du treuil de levage placé par terre était passée par la poulie pour aller se fixer au poteau légèrement au-dessus de son centre de gravité.

Les quatre poteaux d'un étage étant ainsi mis en place, moisés et contreventés, on relevait le plancher provisoire à la tête du nouvel étage pour procéder de la même manière pour l'étage suivant

Les pylones montés, les contrefiches étaient mises en place à l'aide de deux poulies fixées au poteau qui recevait la contrefiche; la tête libre des contrefiches a été ensuite moisée avec les sommets des poteaux dans le sens longitudinal de l'ouvrage; il ne restait plus qu'à établir la jonction par moises entre les extrémités des contrefiches; on y arrivait aisément à l'aide de poulies portées par des allonges fixées aux contrefiches.

Ces cours de moises, continuées d'un pylone à l'autre, recevaient un plancher provisoire sur lequel se montait maintenant, pièce par pièce, la poutre américaine en avançant du plateau Bourbon où était le chantier de taille.

Voici les données sur les *quantités* des matériaux employés et le *temps* nécessité pour la mise en œuvre.



N° 18. — Vue des travées centrales du pont de service.

A. — MATÉRIAUX EMPLOYÉS.

<b>Maçonnerie</b> ordinaire au mortier de chaux pour les socles de support des pylones, fouilles comprises $m =$		60 m <sup>3</sup>
<b>Bois ronds</b> pour poteaux des pylones et palées des abouts, cube réel . . . . .		60,—
<b>Bois équarris</b> } aux pylones 100 )		
} pour le tablier 180 )		280,—
	Cube total du bois en œuvre . . . . . $b =$	340,—
<b>Fers</b> (sans les rails) } boulons et plaques kgr. 3120		
} câbles de renforcement, haubans etc. " 780		$f =$ 4000,—kgr.
<b>Rapport du fer au bois</b> , ou quantité de fer par mètre cube de bois . . . . . $\frac{f}{b} =$		$\frac{4000}{340} = 11,765$ kgr.

B. — MAIN-D'ŒUVRE.

	HEURES DE			
	<i>Colliers avec conducteur.</i>	<i>maître-charpentier.</i>	<i>charpentier.</i>	<i>manœuvre.</i>
<b>Préparation</b> des bois et taille des assemblages; du 2 mars au 20 juin 1900 $h_1$		600	3720	3150
<b>Transport</b> de l'épure au lieu d'emploi des bois des pylones, bardage, montage, haubannage etc. des pylones et du tablier; du 31 mars au 28 juin 1900 $h_2$	220	1140	3430	4540
ensemble . . . . . $H$	220	1740	7150	7690
Un mètre cube de bois, fer compris, a donc demandé				
pour la taille . . . . . $\frac{h_1}{b}$		1,734	10,941	9,264
pour le bardage et montage . . . . . $\frac{h_2}{b}$	0,647	3,352	10,088	13,353
en tout . . . . . $\frac{H}{b}$	0,647	5,116	21,029	22,617

Le tableau suivant donne quelques renseignements utiles quant aux dépenses en matériaux pour le pont de service; les différentes colonnes établiront les consommations:

la 1<sup>re</sup> par rapport au mètre cube de la maçonnerie totale à exécuter; la 2<sup>me</sup> par rapport au mètre de surface en élévation, c'est-à-dire la surface com-

prise entre la ligne polygonale du profil en travers de la vallée et la ligne du parapet du pont; enfin la 3<sup>me</sup> colonne renseigne les quantités mises en œuvre par rapport au mètre cube du plan déterminé par la surface définie ci-dessus et la largeur d'un pont à la hauteur de ses sommiers.

Matériaux en œuvre.	par m <sup>3</sup>	par m <sup>2</sup>	par m <sup>3</sup>
	de maçonnerie d'un pont $C = 11500$	d'élévation $S = 5220$	de plein $Q = 32000$
A. — <b>Maçonnerie</b> des socles des pylones (maçonnerie brute au mortier de chaux) $m = 60$ m <sup>3</sup> .	0,0052	0,0113	0,0019
B. — <b>Bois</b> , ensemble $b = 340$ m <sup>3</sup> .	0,0295	0,0651	0,0106
C. — <b>Fers</b> (boulons, câbles, haubans, non compris les rails) $f = 4000$ kgr.	0,3478	0,7662	0,125

## Cintres.

### GRAND CINTRE.

Le cintre pour la grande voûte, étudié par M<sup>r</sup> SÉJOURNÉ, est reproduit avec ses détails sur les planches VI, VII et VIII.

Le système choisi, tout en présentant des nouveautés dans ses formes et dans l'emploi judicieusement combiné des bois et métaux, rappelle le type des cintres retroussés.

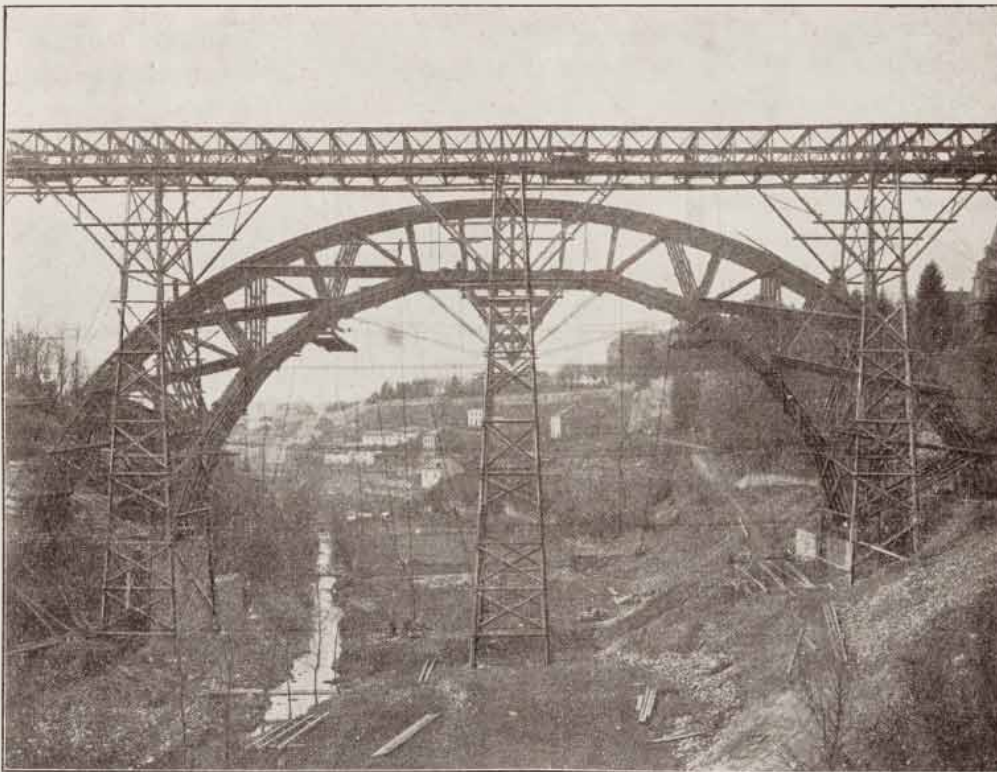
L'étude du projet était orientée par deux facteurs principaux: 1<sup>o</sup> *le mode de construction* de la grande voûte — que nous nous proposons de décrire ultérieurement en détail — exécutée par rouleaux superposés et par tronçons et clavages multiples, permettait d'envisager un type de cintre d'une forme extrêmement légère et assez élastique; 2<sup>o</sup> *le réemploi du cintre* pour une seconde voûte identique et à peu

de distance de la première suggérait l'idée d'un déplacement du cintre d'une pièce.

Avec une vraie main de maître M<sup>r</sup> SÉJOURNÉ a escompté ces deux facteurs et conçu le type de cintre qui frappe par la légèreté de ses formes et qui, par la réussite pleine et entière de l'exécution de la voûte de 84 m, a fait son épreuve indubitable.

Cette énorme charpente en bois, armée de câbles en acier, repose sur deux *pièces en maçonnerie* établies dans la vallée et distantes de 57<sup>m</sup> d'axe en axe; les piles d'appui pour le 2<sup>e</sup> emplacement du cintre sont reliées avec les premières par une voûte en ogive qui établit ainsi le chemin de communication pour le ripage du cintre d'en-dessous d'une voûte à l'emplacement de l'autre.

Le cintre comporte *cinq fermes* dont 2 de rive et 3 intermédiaires, plus fortes que les premières; leur

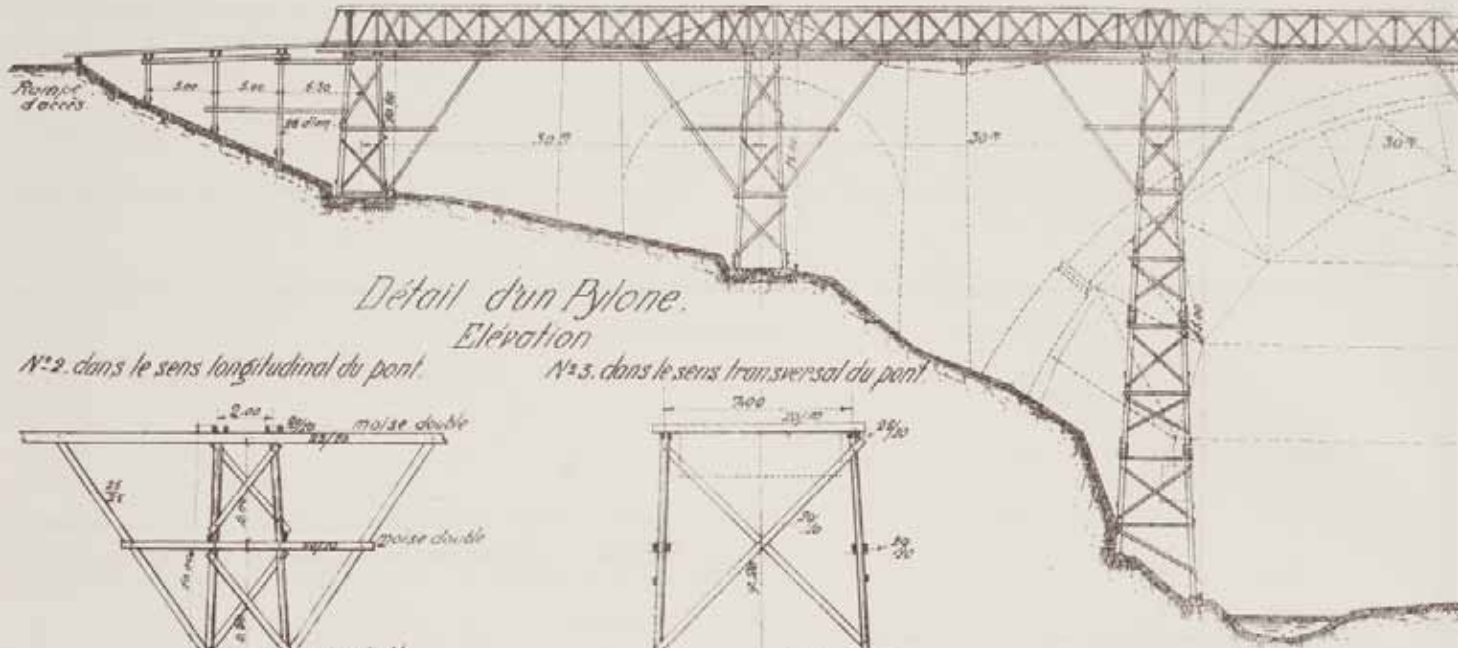


N<sup>o</sup> 19. — *Vue des fermes du cintre.*

# PONT SUR LA PETRUSSE A LUXEMBOURG.

*Projet en voie d'exécution.*

Pont  
N° 1

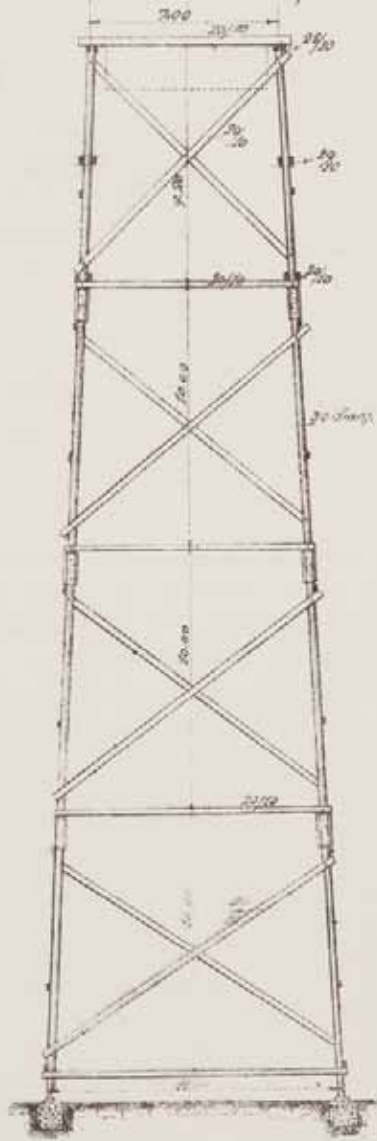
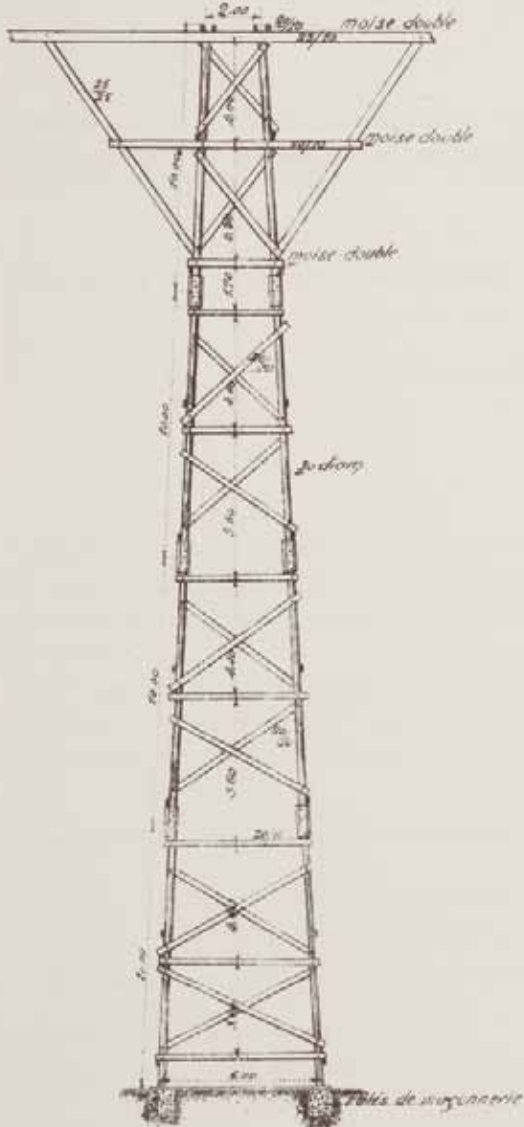


## Détail d'un Pylone.

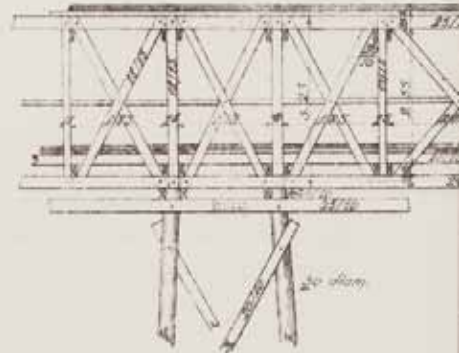
*Elevation*

N° 2. dans le sens longitudinal du pont

N° 3. dans le sens transversal du pont



N° 4. Vue longitudinale



N° 5. Demi-c...  
au-dessus

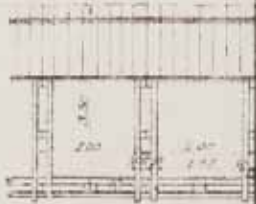
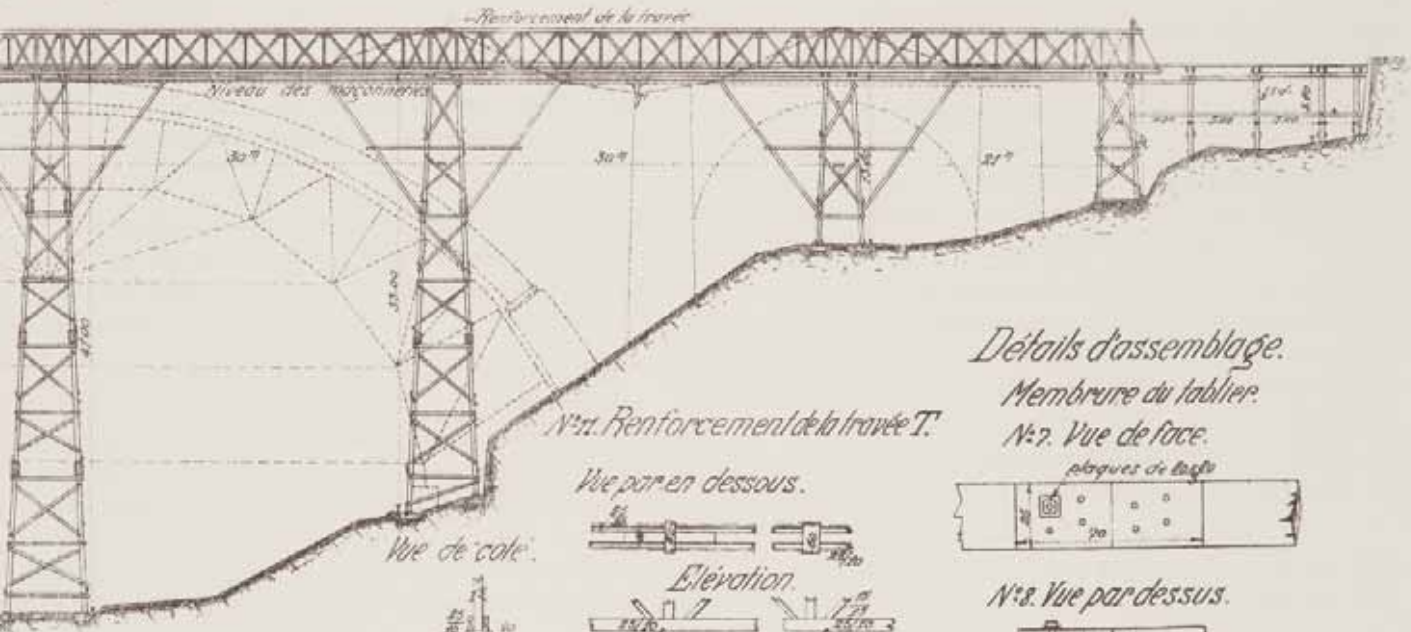




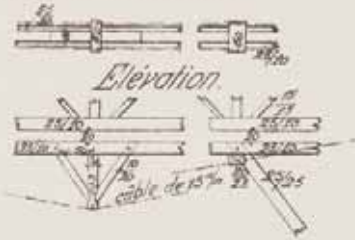
Planche V

de service.  
Elevation.



Vue de côté.

Vue par en dessous.

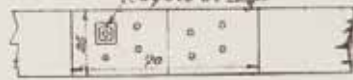


Détails d'assemblage.

Membrane du tablier.

N°7. Vue de face.

plaques de base

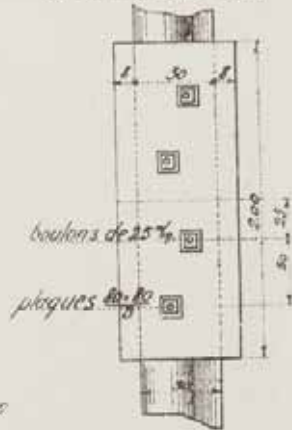


N°8. Vue par dessus.



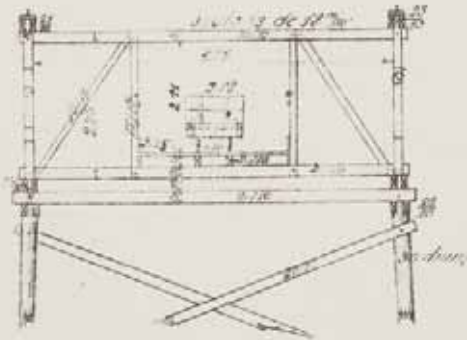
Poteau du pylone.

N°9. Elevation.



Détail du tablier

N°5 Coupe transversale.



ne horizontale  
de la voie des machines



Escelles

du dessin 1.



des dessins 2 et 3.



des dessins 4, 5, 6 et 11.

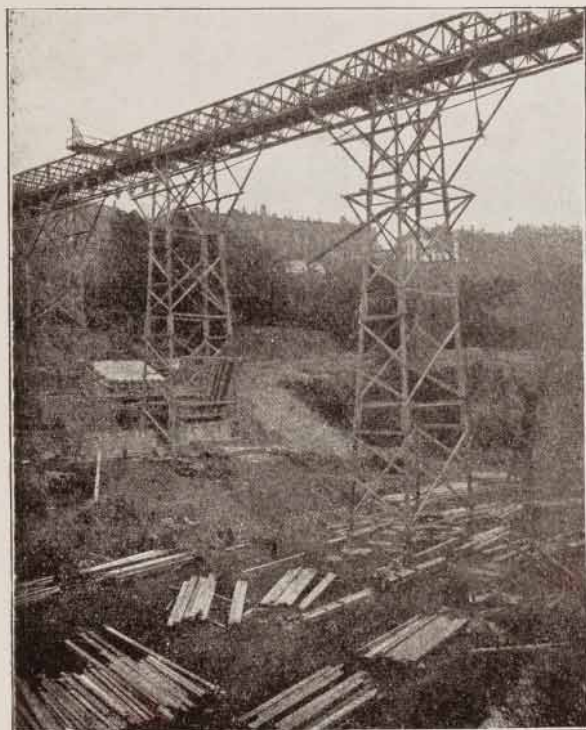


des dessins 7, 8, 9 et 10.



N°10. Plan.





N° 20. — Montage de l'arbalétrier horizontal.

écartement d'axe en axe est de 1,60<sup>m</sup>. Chaque ferme est composée d'un chevalement intérieur formé de 9 arbalétriers dont celui du milieu, long de 16<sup>m</sup>, est placé horizontalement à 6<sup>m</sup> en contrebas de la clef à l'intrados; ils sont assemblés bout par bout sous un angle d'inflexion de 18°30'; les deux arbalétriers inférieurs, inclinés du même angle par rapport à la verticale, vont s'appuyer dans des sabots de chêne, en forme d'auges arrondies, dont le fond est garni d'une lame de plomb de 0,02<sup>m</sup> d'épaisseur; cette auge permettait au pied du chevalement un mouvement d'articulation dans le sens longitudinal de la ferme. Les auges elles-mêmes reposaient sur les piles d'appui du cintre par l'intermédiaire de forts *coins de décintrement* également en chêne.

L'écartement des pieds des arbalétriers de retombée ainsi que des nœuds symétriques de tout le chevalement retroussé — très déformable de par sa disposition en ligne polygonale — est maintenu par des *câbles tendeurs* formés de fils d'acier tordus alternativement.

Les câbles des deux nœuds supérieurs passent par le sommet d'une pyramide renversée appliquée sous le milieu de l'arbalétrier horizontal qui, par ce dispositif, est transformé en poutre armée.

Les câbles sont terminés par des culots en fonte spéciaux qui sont embrassés par des étriers; les branches de ceux-ci, filetées à leurs extrémités, sont retenues au moyen d'écrous par des brides qui s'appuient sur le dos des nœuds d'arbalétriers par l'intermédiaire de sommiers en bois de chêne. C'est au moyen de ces écrous des étriers qu'on règle facilement la tension des câbles.

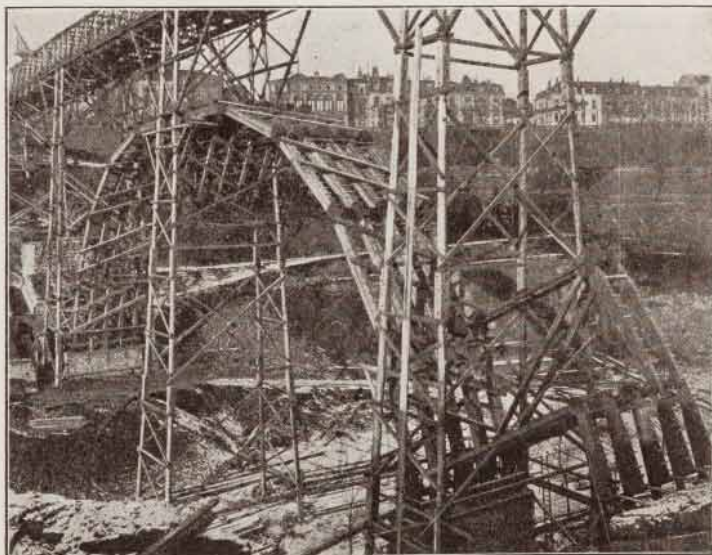
De ces mêmes nœuds du chevalement retroussé partent les contrefiches radiales et inclinées pour supporter à leurs extrémités supérieures des vaux de 4,60<sup>m</sup> à 4,45 de longueur.

Pour équilibrer les efforts tangentiels dans les vaux inférieurs, ceux-ci sont continués jusque sur le sol par des poteaux d'appui qui reposent sur leur semelle par l'intermédiaire de *vérins de réglage* et de *décintrement*.

La retombée du cintre à la hauteur des sommiers présente une retraite pour tenir compte de la saillie des libages dans la culée.

Les points de départ des contre-fiches qui prennent pied sur l'entrait horizontal correspondent aux poinçon et jambages de la pyramide renversée, au sommet de laquelle passent les câbles tendeurs.

Toutes ces pièces de bois travaillent à la compression et par conséquent dans de bonnes conditions, surtout au point de vue de *l'assemblage* des pièces qui, n'ayant pas à travailler à la tension, sera des



N° 21. — Montage des vaux et contrefiches inférieurs.

plus simples; les abouts des pièces séparées seulement par une feuille de zinc reposent librement les uns sur les autres, sans être autrement assemblés que par des plaques en tôle boulonnées entre elles et recouvrant les deux faces des nœuds assemblés.

Le mode de construction de la voûte par rouleaux superposés et par clavages multiples a permis de calculer les pièces du cintre seulement pour la charge du 1<sup>er</sup> rouleau de la voûte; c'est-à-dire pour une charge un peu supérieure au tiers du cube total. Encore les équarissages adoptés sont-ils déterminés, non pour ne pas fléchir, mais uniquement pour ne pas rompre sous cette charge du premier rouleau. Nous verrons plus tard comment le mode d'exécution justifie cette hypothèse extrêmement avantageuse.

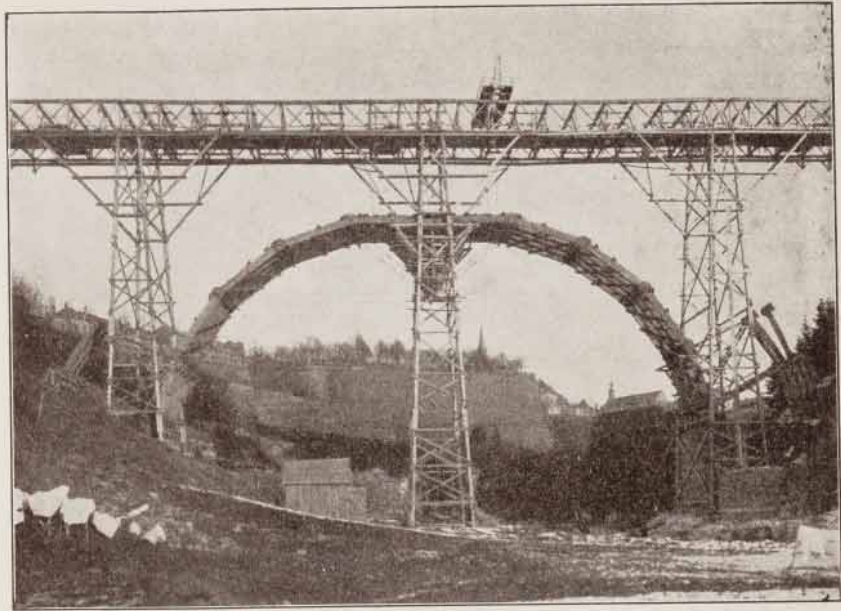
Les fermes sont *contre ventées* dans leur plan par des cours de moises longitudinales boulonnées aux contrefiches et aux vaux sans aucune entaille. Les cinq fermes sont solidarisées entre elles par des contrevents en croix de St. André sur les palées des arbalétriers, des contrefiches et des pièces de la

clef pendante. Tous ces contrevents sont, comme les moises, simplement boulonnés aux pièces maitresses. Les vaux des différentes fermes sont reliés entre eux par des couchis cloués sur ces vaux.

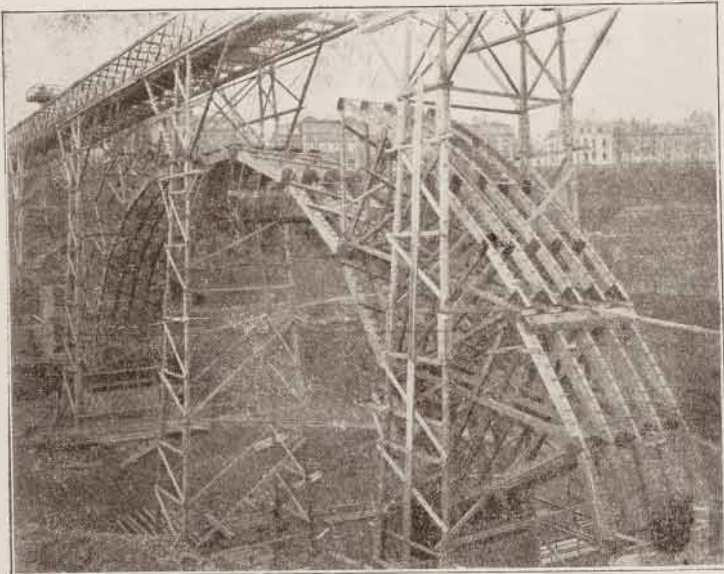
Comme la base du cintre est très réduite par rapport à sa hauteur, celui-ci est encore contreventé en travers, dans son chevalement inférieur, par des traverses et des *câbles martingales* qui vont s'amarrer, soit à des massifs de maçonnerie exécutés à ce dessein, soit aux murs de fortification existants sur une des rives.

La planche VI et les dessins N° 13 et 14 de la planche VIII reproduisent le détail de ce contreventement intéressant, qui permettait avec aisance de maintenir l'ensemble du cintre dans le plan vertical. Les câbles métalliques sont de la même composition que les câbles tendeurs du cintre, et leurs extrémités culotées de manière à permettre un amarrage facile et un réglage de la tension.

Nous résumons ci-après la nature et les principales dimensions des matériaux employés.



N° 22. — Les chevalements inférieurs des fermes avec les clefs pendantes.



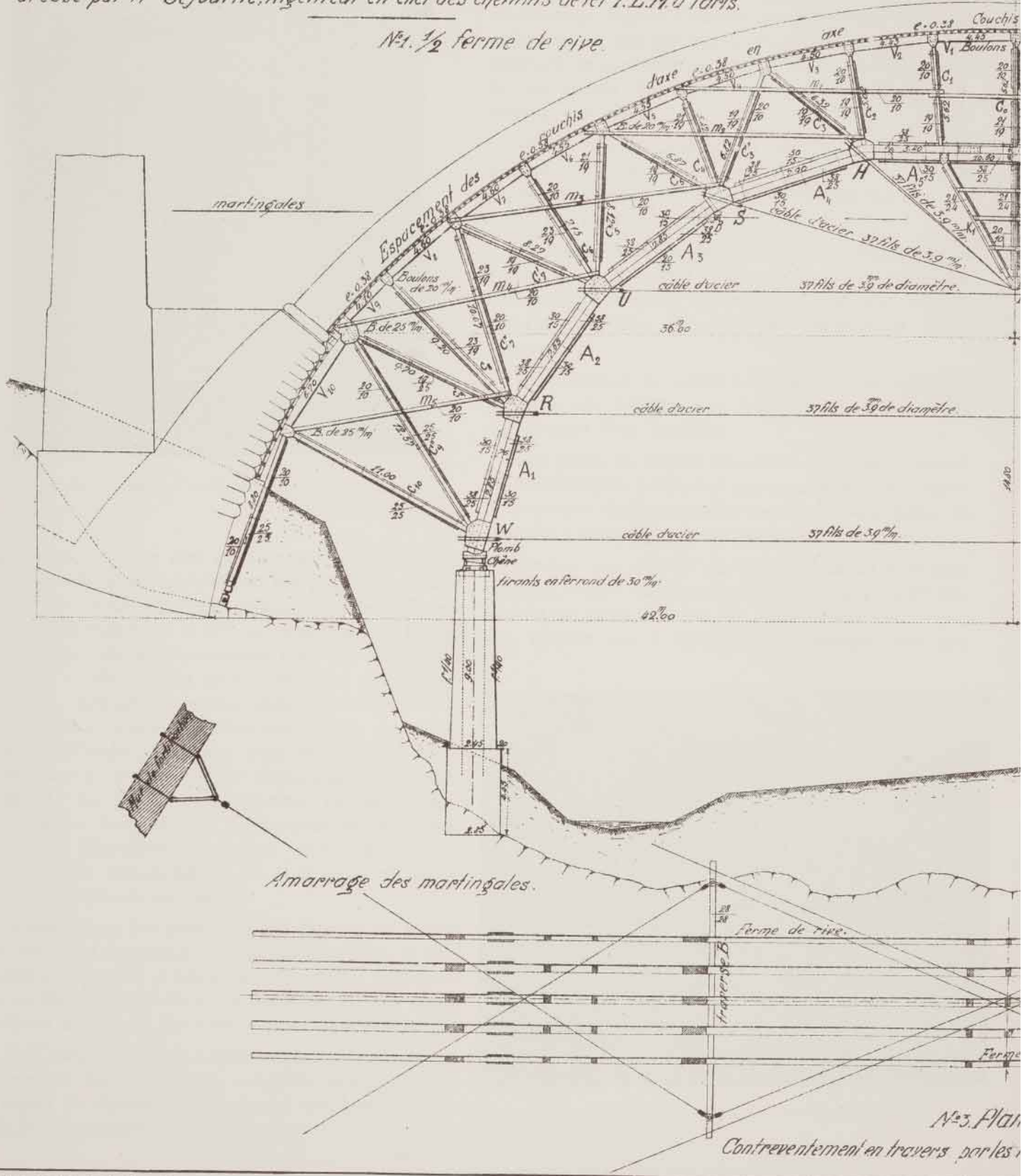
N° 23. — Montage des contrefiches et vaux supérieurs.

# PONT SUR LA PETRUSSE A LUXEMBOURG.

Projet en voie d'exécution  
dressé par M. Séjourné, ingénieur en chef des chemins de fer P.L.M à Paris.

Cintre de la gr  
Eleva

N°1. 1/2 ferme de rive



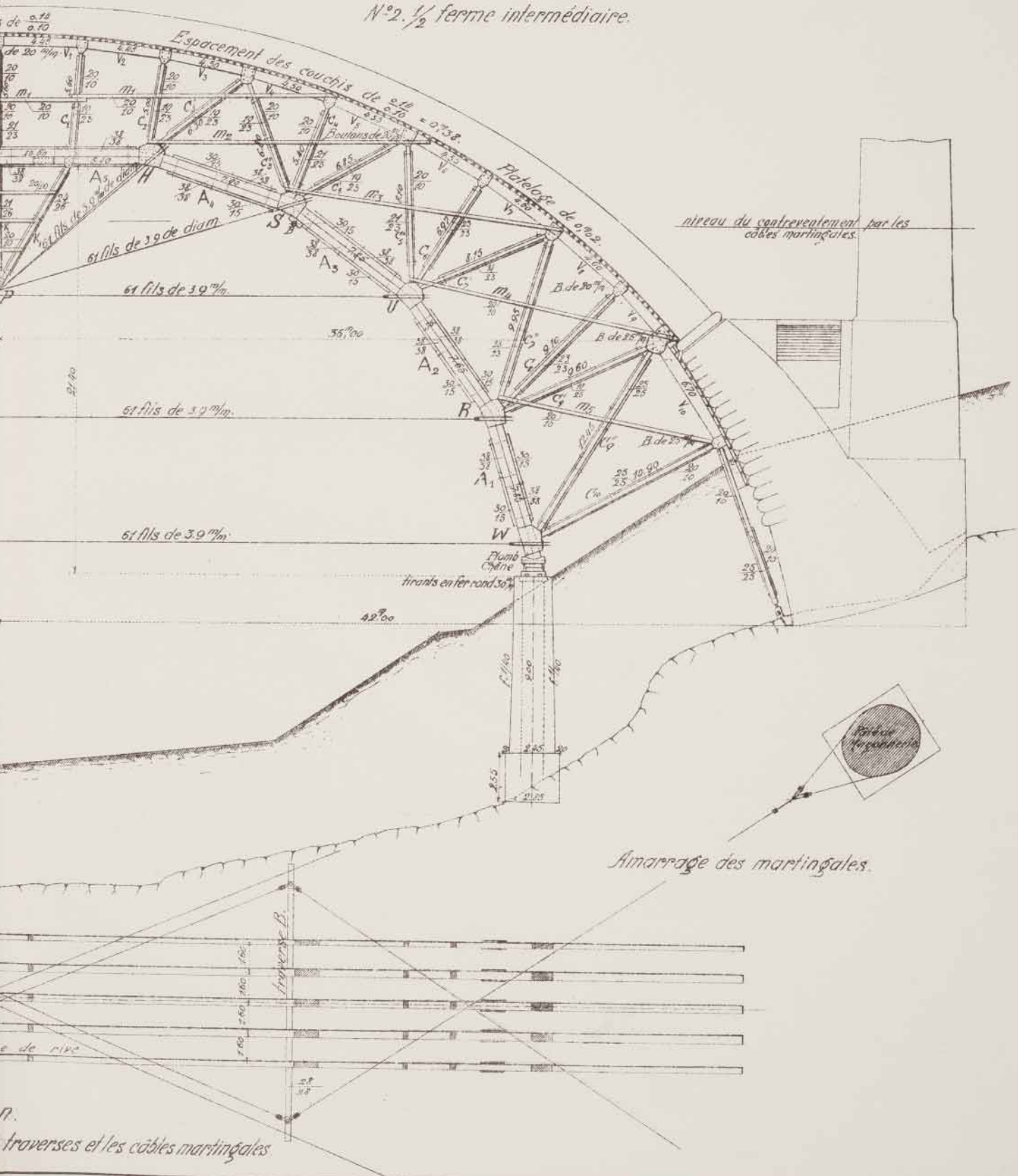
N°3. Plan  
Contreventement en travers par les

Planche VI.

Grande voûte. Echelle 1/2000

ation.

N°2. 1/2 ferme intermédiaire.



niveau du contreventement par les câbles martingales.



Ammarrage des martingales.

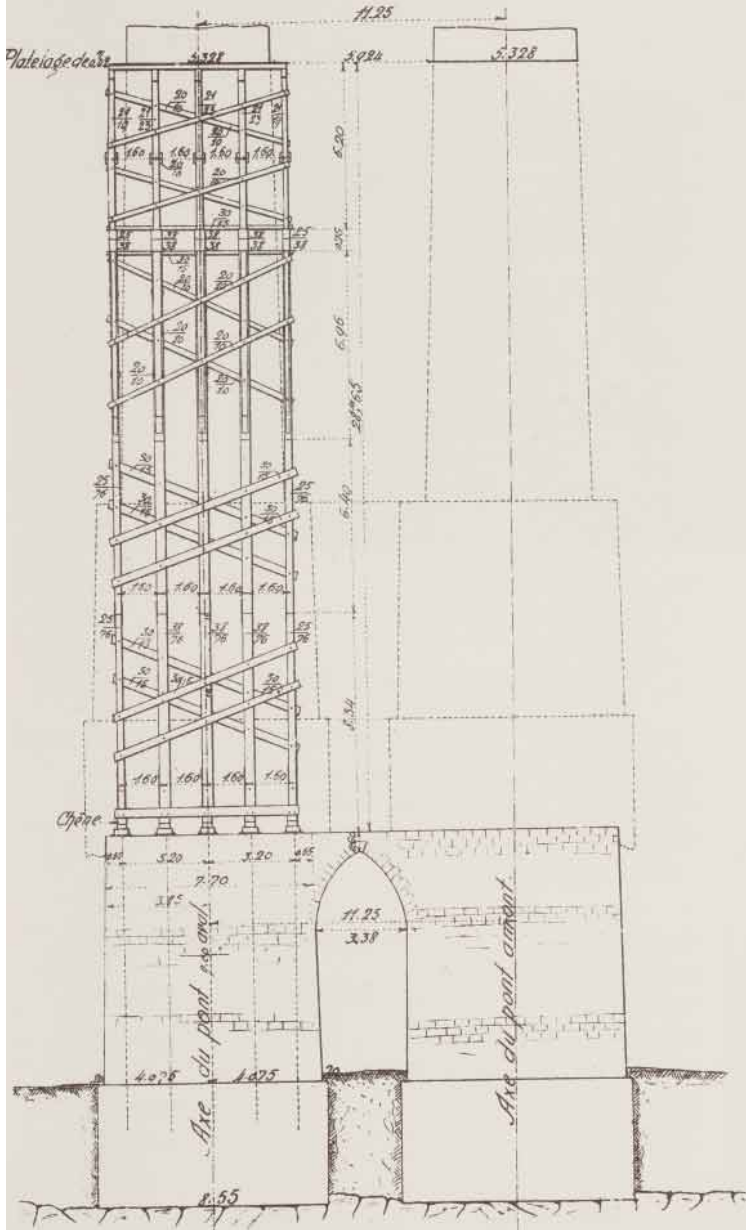
n.

traverses et les câbles martingales.

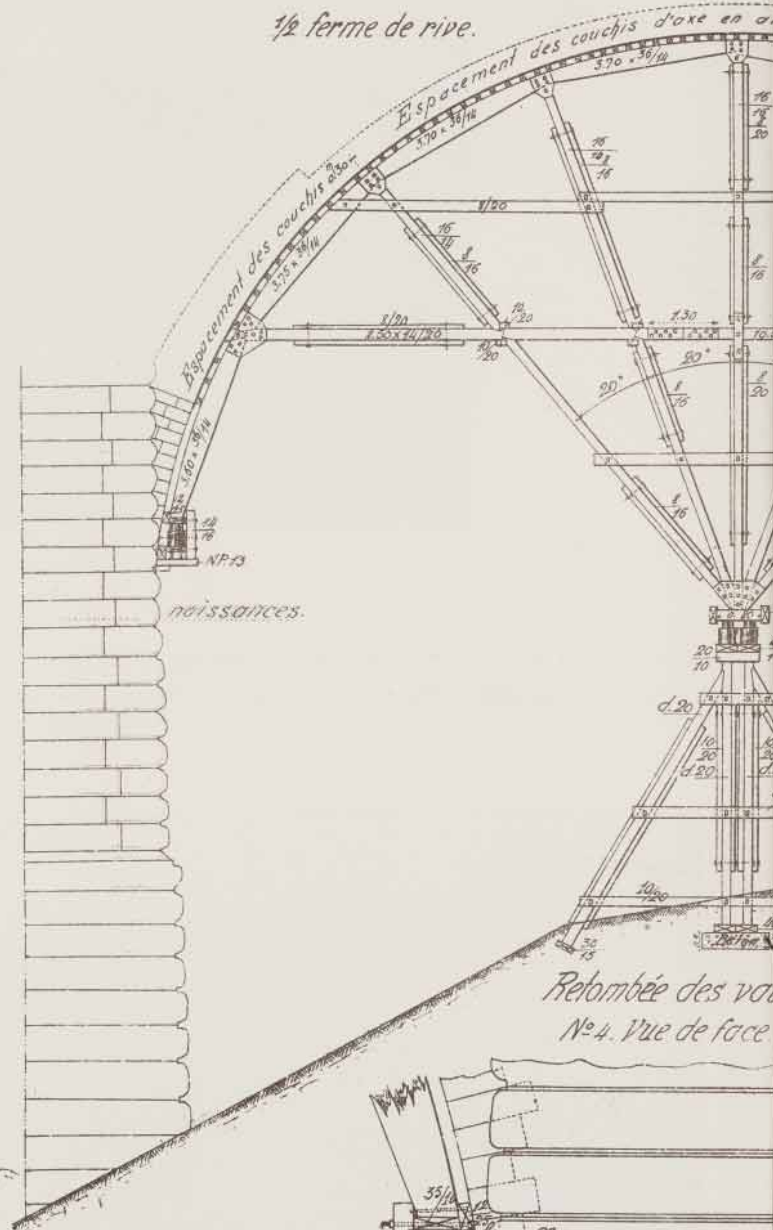
# PONT SUR LA PETRUSSE A LUXEMBOURG.

*Projet en voie d'exécution.*

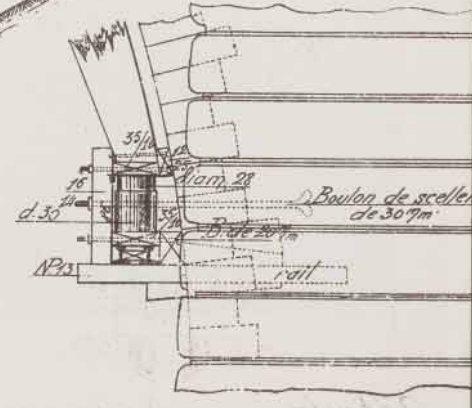
*N°1. Coupe en travers à la clef du grand cintre.*



*N°2. Elevation*

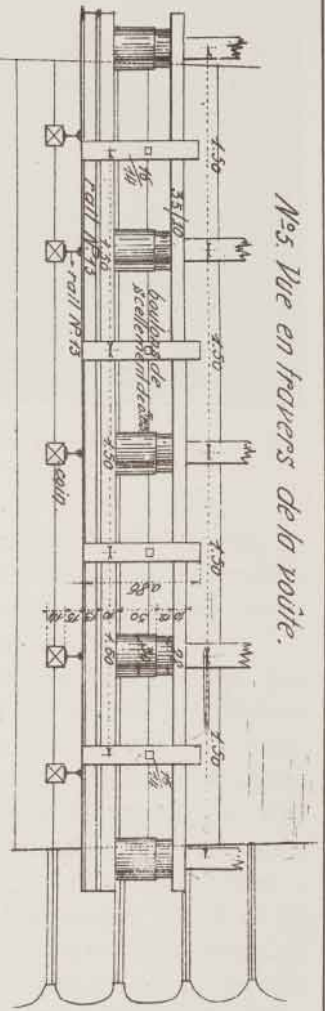
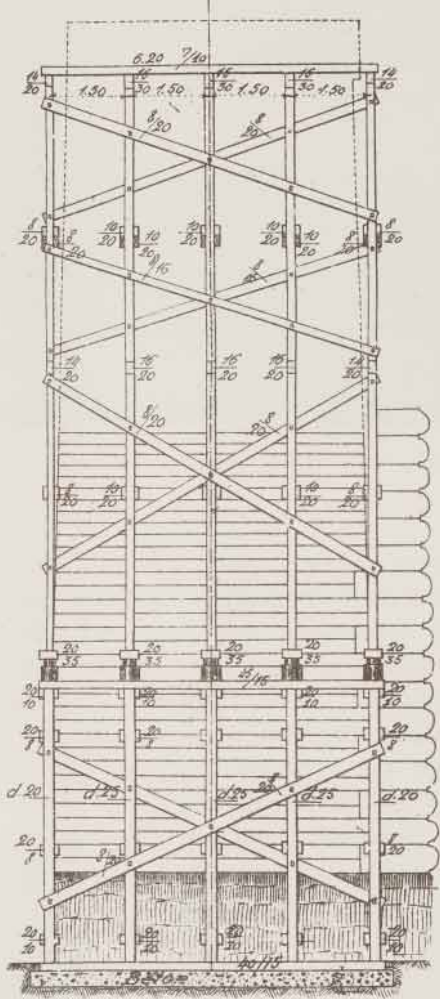
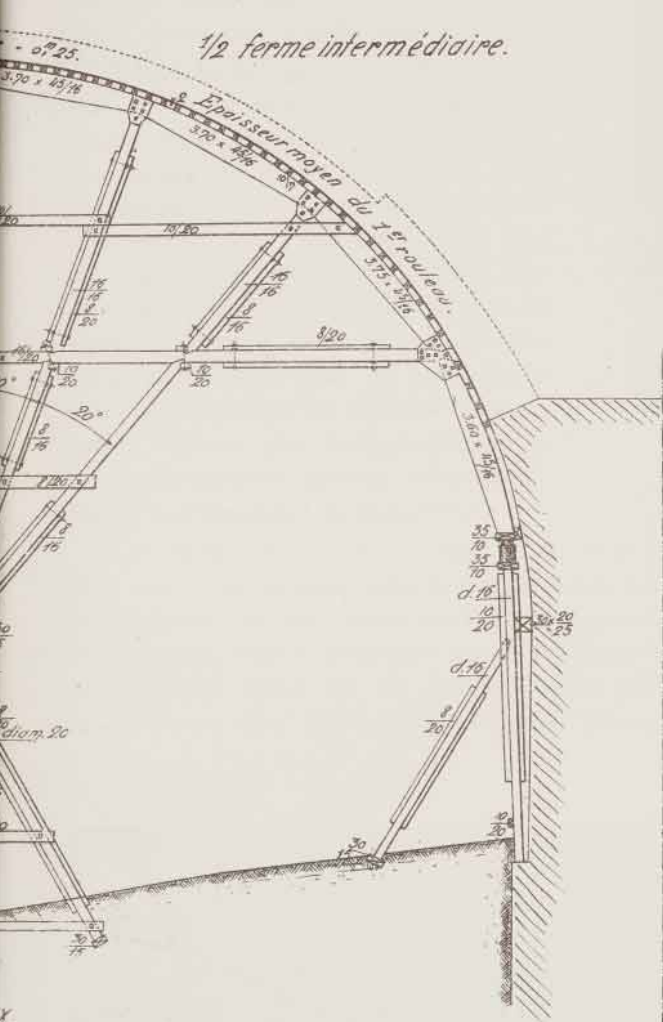


*Retombée des voûtes  
N°4. Vue de face*



Cintre des voûtes de 21<sup>m</sup>60.

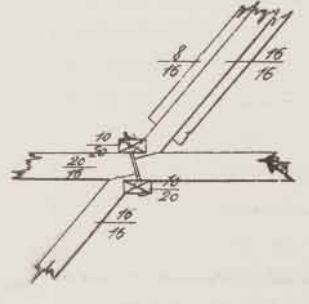
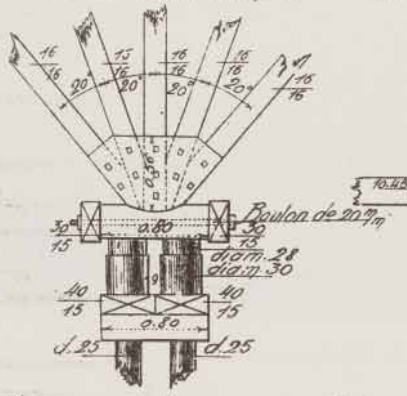
N°3. Coupe en travers à la clef.



N°6. Noeud des contrefiches.

N°7. Noeud des voûs.

N°8. Contrefiche et entrait.



Détails d'assemblage.

## I. BOIS.

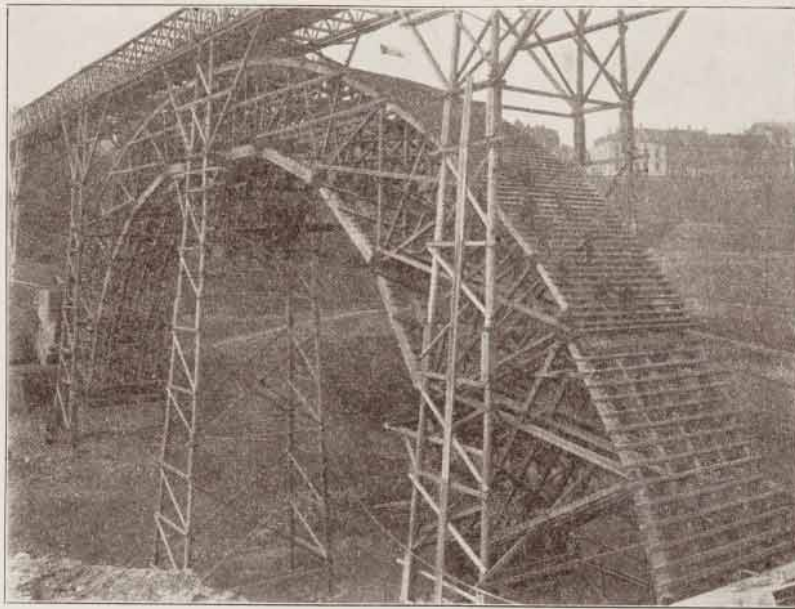
MATÉRIAUX.	EMPLOI DANS LE CINTRE.	Ferme de rive.		Ferme intermédiaire.	
		Sens		Sens	
		transversal.	longitudinal.	transversal.	longitudinal.
Sapin équarri	Arbalétriers . . . . .	m 0,25	m 2×0,38	m 0,38	m 2×0,38
	Contrefiches } au-dessus des sommiers . . . . . au-dessous " . . . . .	0,19	0,19 à 0,23	0,23	0,19 à 0,23
		0,25	0,25	0,25	0,25
	Poteaux prolongeant les vaux de retombée . . . . .	0,25	0,25	0,25	0,25
	Vaux } au-dessus des sommiers . . . . . au-dessous " . . . . .	0,19	0,44	0,23	0,54
		0,25	0,44	0,25	0,62
	Moises longitudinales et contrevents . . . . .			0,10×0,20	
	Moises transversales des sommiers . . . . .			0,12×0,35	
	Traverses des martingales . . . . .			0,28×0,28	
	Couchis . . . . .			0,10×0,14	
	Platelage . . . . .			0,002	
Chêne équarri	Sommiers } auges . . . . . semelles . . . . .			0,25×0,50	
				0,35×0,50	
	Coins } sous les arbalétriers . . . . . sous les vaux . . . . .			0,25×0,40	
				0,20×0,40	
	Sommiers des attaches des câbles . . . . .	0,25×0,35			0,38×0,35

## II. MÉTAUX.

Nature du métal.	EMPLOI DANS LE CINTRE.	Ferme	
		de rive	intermédiaire.
Câble d'acier, composé de fils de 3,9 <sup>m</sup> / <sub>m</sub> de diamètre, tordue alternativement et d'une résistance de 90 kgr. au <sup>m</sup> / <sub>m</sub> <sup>2</sup>	Câbles tendeurs } nombre de fils . . . . . section utile <sup>m</sup> / <sub>m</sub> <sup>2</sup> . . . . . diamètre apparent <sup>m</sup> / <sub>m</sub> . . . . .	37	61
		442	728,7
		27,3	35,—
	Câbles martingales . . . . .	même composition que les câbles tendeurs de ferme intermédiaire.	
Culots en fonte des câbles: travail admis de 2 kgr. par <sup>m</sup> / <sub>m</sub> <sup>2</sup>	Culots des câbles tendeurs à l'exception du câble supérieur jumelé } longueur dans le sens du câble . . . . . plus forte épaisseur . . . . .	0,164	0,210
		0,115	0,151
	Câbles supérieurs jumelés } longueur . . . . . épaisseur . . . . .	0,164	0,210
		0,093	0,158
Culots des martingales } longueur . . . . . épaisseur . . . . .		0,260	
		0,200	
Etriers et brides d'attaches des câbles en acier doux: travail admis de 10 kgr. par <sup>m</sup> / <sub>m</sub> <sup>2</sup>	Etriers } câbles tendeurs simples . . . . . diamètre " " jumelés (tiges simples) . . . . . câbles martingales . . . . .	0,023	0,029
		0,029	0,040
			0,029
	Brides } câbles tendeurs simples . . . . . " " jumelés . . . . .	0,026/0,050	0,034/0,060
0,033/0,060		0,0475/0,090	
Plaques en tôle pour recouvrement des assemblages . . . . .	Assemblages au sommet de la pyramide renversée . . . . .	épaisseur <sup>m</sup> / <sub>m</sub> 12	
	Assemblage des pièces de l'entrait et des nœuds du chevalement et des contrefiches . . . . .		10
	Assemblage des vaux et contrefiches . . . . .		7



NATURE DU MÉTAL.	EMPLOI DANS LE CINTRE.	
Boulons . . . . .	Réunion des arbalétriers du chevalement	diamètre m/m 25
	Sommet de la pyramide renversée . . . . .	
	Assemblage des vaux au sommier . . . . .	
	Tous les autres . . . . .	
Tirants en fer . . . . .	Dans la maçonnerie des piles d'appui du cintre . . . . .	30
Zinc . . . . .	Sous les pieds des arbalétriers de retombée et les vaux aux sommiers . . . . .	Zinc n° 21
	Recouvrement des abouts des pièces dans les autres assemblages . . . . .	14
Plomb . . . . .	Articulations des arbalétriers de retombée . . . . .	épaisseur m. 0,02
	Sous les vaux aux sommiers . . . . .	0,01



N° 24. — La charpente du cintre achevée.

La taille des bois a été faite sur le plancher d'épure en bois établi au plateau Bourbon, plancher qui était assez grand pour y tracer le cintre en entier. Les bois ont été ensuite descendus par voiture dans la vallée de la Pétrusse. Le montage s'opérait à l'aide de treuils placés également dans la vallée et agissant au levage par l'intermédiaire de poulies accrochées au pont de service. On se rendra facilement compte de la marche du montage par les photographies intercalées. C'était la mise en place du chevalement inférieur des arbalétriers qui était l'opération délicate du montage, et ici le pont de service adopté par MM. FOUGEROLLE rendait de sérieux avantages.

On commençait par monter les arbalétriers de retombée en les fixant dans leur position définitive

aux pylones du pont de service. L'arbalétrier horizontal se reposait, légèrement au-dessus de sa position définitive, sur un échafaudage porté par le pylone central du pont de service. Les autres éléments du chevalement inférieur étaient ensuite suspendus au tablier du pont de service et maintenus en place pour permettre leur jonction mutuelle et avec ceux fixés aux pylones.

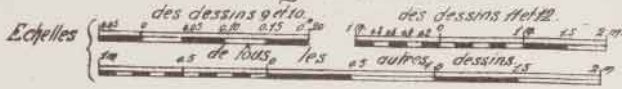
Ce chevalement, doublé par les arbalétriers supérieurs, armé de ses câbles tendeurs, se supportait seul et le montage de l'éventail des contrefiches et vaux ne présentait plus de difficultés.

Les photographies font voir l'avancement de ce travail.

# PONT SUR LA PETRUSSE A LUXEMBOURG.

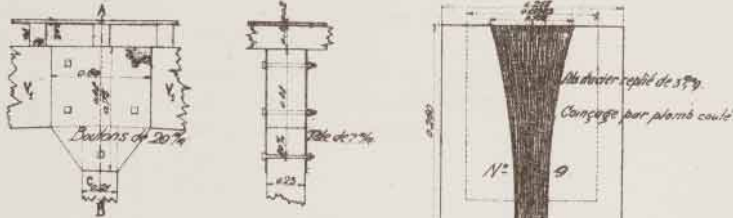
Projet en voie d'exécution  
dressé par M<sup>r</sup> Séjourné, ingénieur en chef des ch. de fer P.L.M. à Paris.

## Détails du grand cintre.



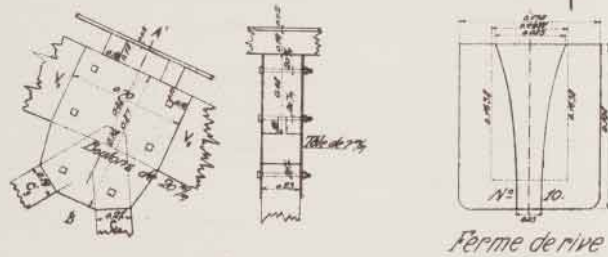
### Assemblage de V<sub>1</sub>C<sub>10</sub>.

N°1 Elevation. N°2 Coupe AB'. Ferme intermédiaire.



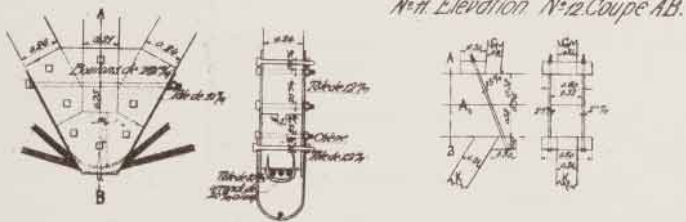
### Assemblage de V<sub>1</sub>C<sub>1</sub>C<sub>1</sub>C<sub>1</sub>.

N°3 Elevation. N°4 Coupe sur AB'. Calots des câbles.



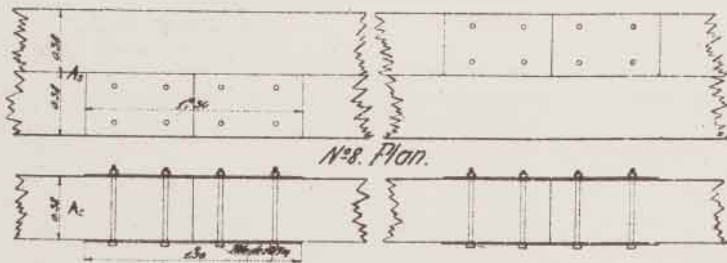
### Noeud P.

N°5 Elevation. N°6 Coupe sur AB. Assemblage ACK.

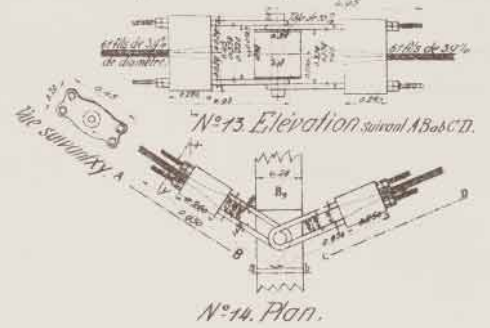


### Assemblage des pièces de l'entrait A<sub>5</sub>.

N°7 Elevation.

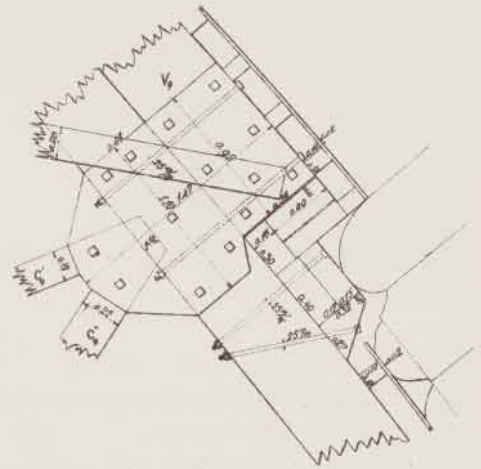


### Attache des martingales à la traverse B.



### Assemblage de V<sub>1</sub>V<sub>1</sub>C<sub>1</sub>C<sub>1</sub>C<sub>1</sub> et appui de V<sub>1</sub>

N°15 Elevation.



### Assemblage V<sub>1</sub>C<sub>10</sub>m<sub>5</sub>. Poteau d'appui I.

N°16 Elevation.

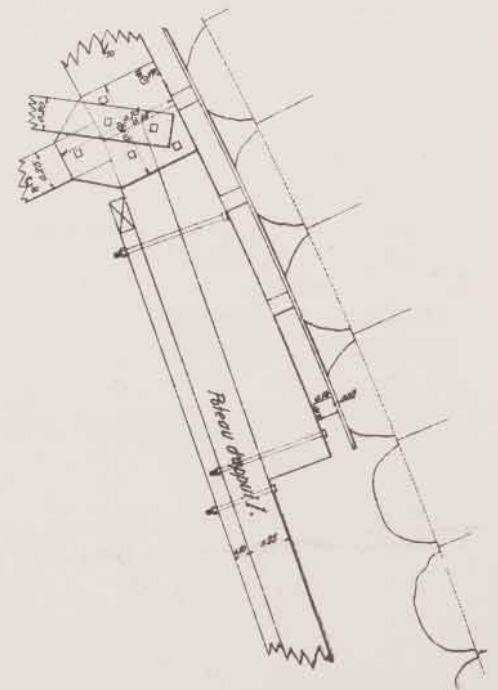
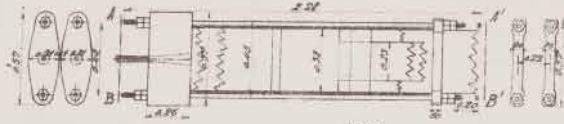


Planche VIII.

Noeud H.

N°17. Vue sur AB. N°18. Plan par dessus. N°19. Vue sur AB'



N°20. Elevation.

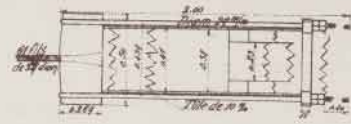


N°21. Vue suivant AB.

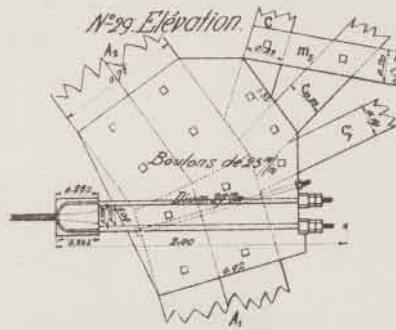


Noeud R.

N°28. Plan par dessus.

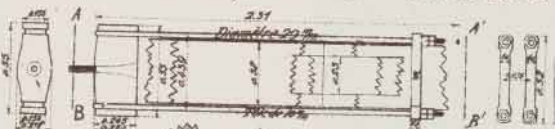


N°29. Elevation.

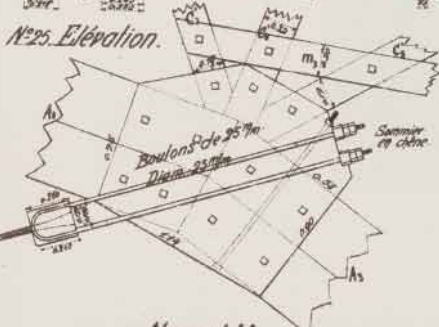


Noeud S.

N°22. Vue sur AB. N°23. Plan par dessus. N°24. Vue sur AB'

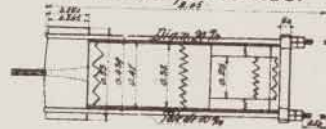


N°25. Elevation.

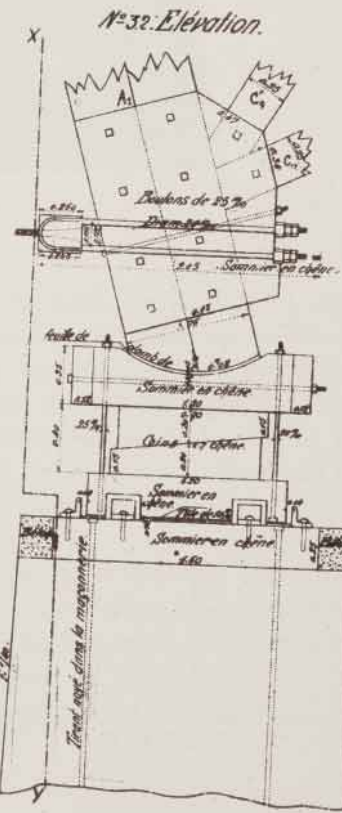


Noeud W.

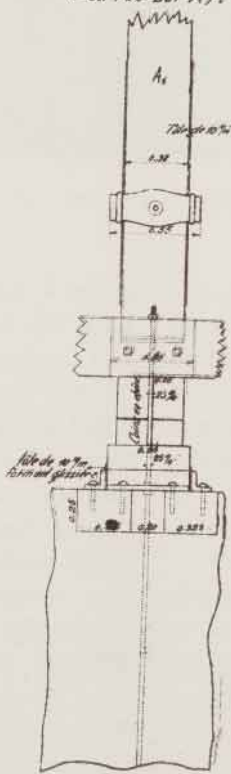
N°30. Plan par dessus.



N°32. Elevation.

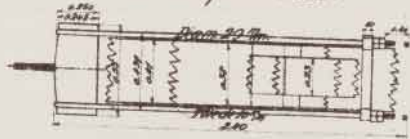


N°31. Vue sur Xy.

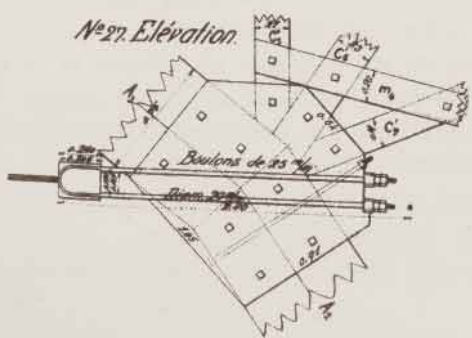


Noeud U.

N°26. Plan par dessus.



N°27. Elevation.



Nous terminerons la description de cette charpente ingénieuse par quelques données sur les *quantités* de matériaux employés, les *temps* nécessités pour la construction ainsi que les *rappports* des quantités et temps avec différentes dimensions de l'ouvrage.

## A. — MATÉRIAUX EMPLOYÉS.

## I. Piles d'appui du cintre.

Maçonnerie	Terrassements pour les fondations des piles	m <sup>3</sup>	200,
	Maçonnerie ordinaire au mortier de chaux	"	360,
	Béton pour encaster les semelles au sommet des piles	"	5,
	Semelles noyées dans le béton	$h_1$ "	3,500
	Tirants en fer noyés dans la maçonnerie	$f_1$ kgr.	1000,

## II. Cintre proprement dit.

Bois	Chêne pour coins et sommiers des 5 fermes	m <sup>3</sup>	11,	
		les 2 fermes de rive	76,	
		les 3 fermes intermédiaires	147,	
	Sapin	moisages et contrevents	"	78,
		couchis	"	24,
		platelage	"	14,
Cube total des bois		$b_2 =$	350,	
Métaux	Câbles	tendeurs	kgr.	5700,
		martingales	"	5100,
	Culots, étriers et brides d'attache des câbles		"	14000,
	Plaques en tôle pour recouvrement des assemblages		"	19200,
	Boulons		"	6200,
	Plomb dans les articulations		"	1200,
	Zinc dans les assemblages		"	100,
Poids total des métaux		$f_2 =$	51500,	
Rapport des métaux au bois		$\frac{f_2}{b_2} =$	147,143	

## B. — MAIN-D'ŒUVRE

pour la partie du cintre au-dessus des piles d'appui.

	HEURES DE				
	<i>Collier avec conducteur</i>	<i>Maître charpentier</i>	<i>Charpentier</i>	<i>Mauvreur</i>	
<b>Préparation</b> du plancher d'épure: taille des assemblages et transport de l'épure dans la vallée du 28 juin au 22 octobre 1900	$h_1$	220	1540	7080	1010
<b>Montage</b> et amarrage du 22 octobre 1900 au 1 <sup>er</sup> mai 1901	$h_2$	80	2320	7120	2990
Ensemble	$H$	300	3860	14200	4000
Un mètre cube de bois, métaux compris, a donc demandé:					
pour la taille et le bardage	$\frac{h_1}{b_2}$	0,629	4,470	20,228	2,885
pour le montage	$\frac{h_2}{b_2}$	0,228	6,628	20,343	8,543
en tout	$\frac{H}{b_2}$	0,857	11,028	40,571	11,428

Dans le tableau suivant nous reproduisons, comme pour le pont de service, des données sur les consommations de matériaux rapportées à différents éléments comparatifs :

1) par rapport au mètre carré de surface de douelle au-dessus de l'assise inclinée à 70° sur la verticale; la largeur de douelle variant à cause du fruit et de la saillie du socle, nous avons pris comme largeur

de douelle celle de la voûte au-dessus du sommier, soit 6,<sup>m</sup>12.

2) par rapport au mètre cube de maçonnerie dans la voûte au-dessus de l'angle de 70°.

3) par rapport au mètre cube de vide sous la voûte, c'est à dire d'un prisme fictif de la même hauteur de 6,<sup>m</sup>12 et d'une base délimitée par la ligne d'intrados de la voûte et le profil en travers de la vallée.

MATÉRIAUX EN ŒUVRE.	par mètre carré	par mètre cube	par mètre cube
	de douelle	de maçonnerie	de vide
	S = 610	C = 1530	Q = 14000
A. — Maçonnerie et béton des piles d'appui ( $m = 365 \text{ m}^3$ ) . . . . .	0,598	0,238	0,026
B. — Bois, y compris les semelles noyées dans le béton ( $b_1 + b_2 = 353,5$ ) . . . . .	0,579	0,231	0,025
C. — Métaux, y compris les tirants noyés dans les piles d'appui ( $f_1 + f_2 = 52,500$ ) . . . . .	86,065	34,248	3,750

**PETITS CINTRES.**

Sur notre planche VII nous reproduisons, avec ses détails, le système de cintre projeté par nous pour les voûtes de 21,<sup>m</sup>60. C'est un cintre fixe en éventail dont les contrefiches se réunissent au centre et reposent sur deux files jumelées de boîtes à sable. Ces dernières sont portées par un chevalement formé d'une rangée double de poteaux en bois rond reposant sur une semelle de béton et arcbuté de contrefiches inclinées à 60° contre les poteaux.

Les vaux inférieurs retombent sur une rangée de boîtes à sable qui, d'un côté, est portée par une palée

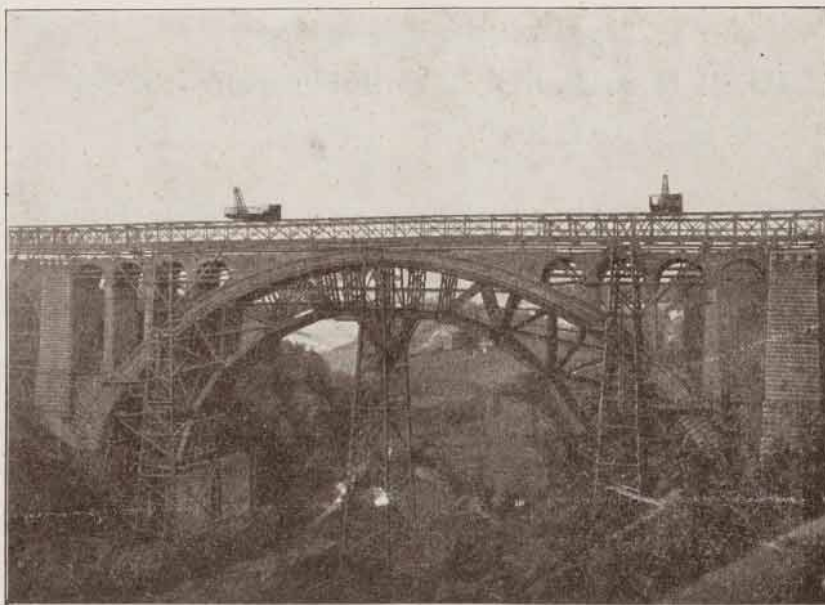
simple de poteaux et de l'autre côté par des rails encastrés dans la culée. Il y a cinq fermes par cintre espacées d'axe en axe de 1,<sup>m</sup>50.

Ce cintre est également calculé pour une exécution de voûte en deux rouleaux dont le premier, admis dans les calculs, a seulement 0,<sup>m</sup>50 d'épaisseur moyenne. C'est ce qui explique les faibles dimensions des bois. Le cube total, dans un de ces cintres, au-dessus des boîtes à sable est de 35<sup>m</sup>3 et le poids de fer 1650 kgr.

**V. Fonck**

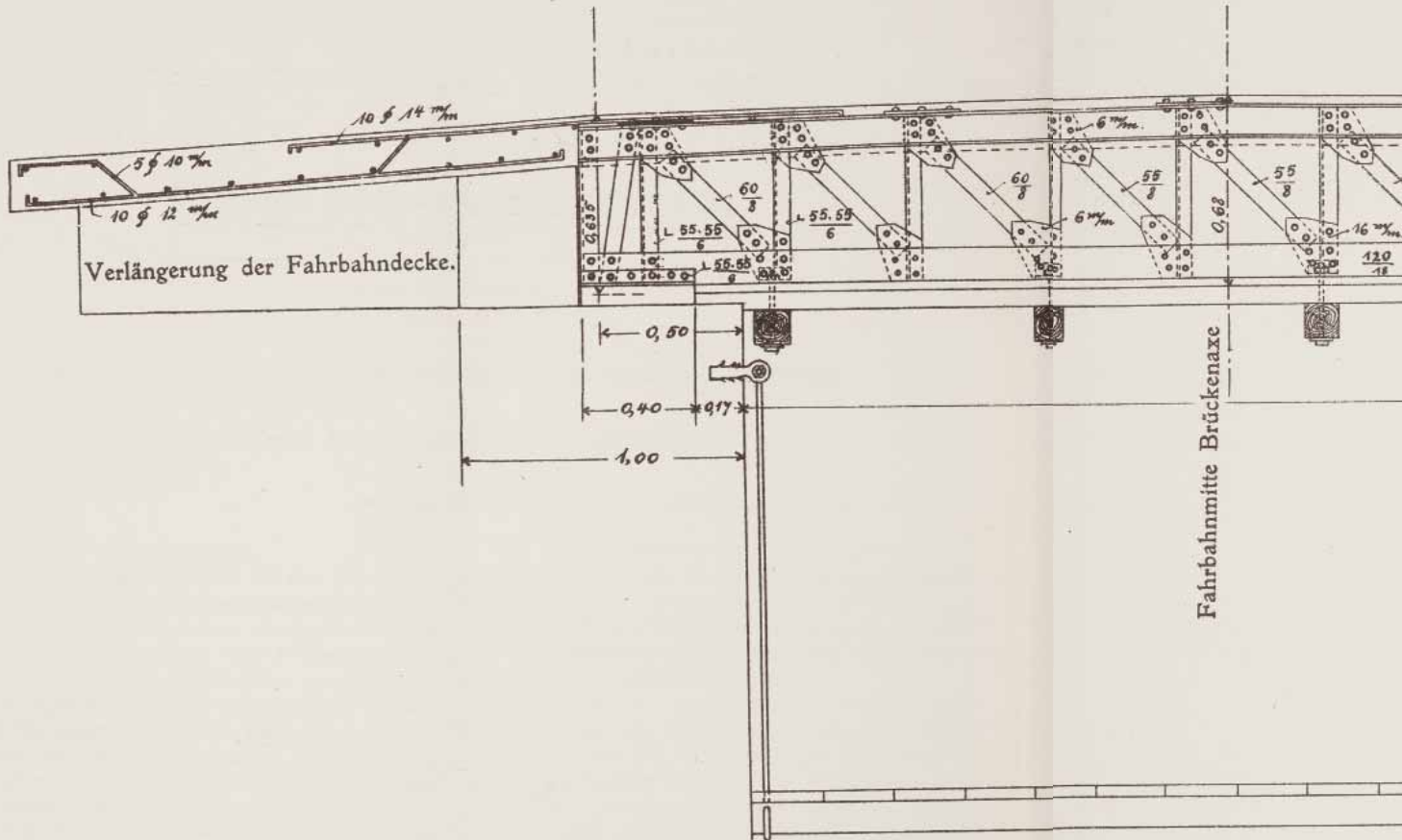
CONDUCTEUR DES TRAVAUX PUBLICS.

(Tous droits réservés).

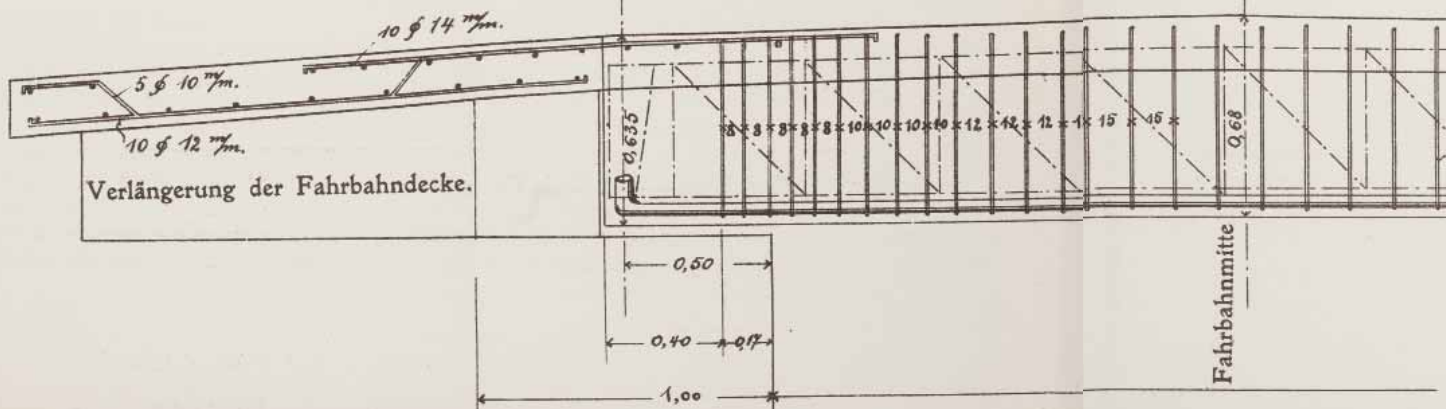


N° 25. — Etat des travaux fin de la campagne 1901.

# Ansicht des einzubetonieren

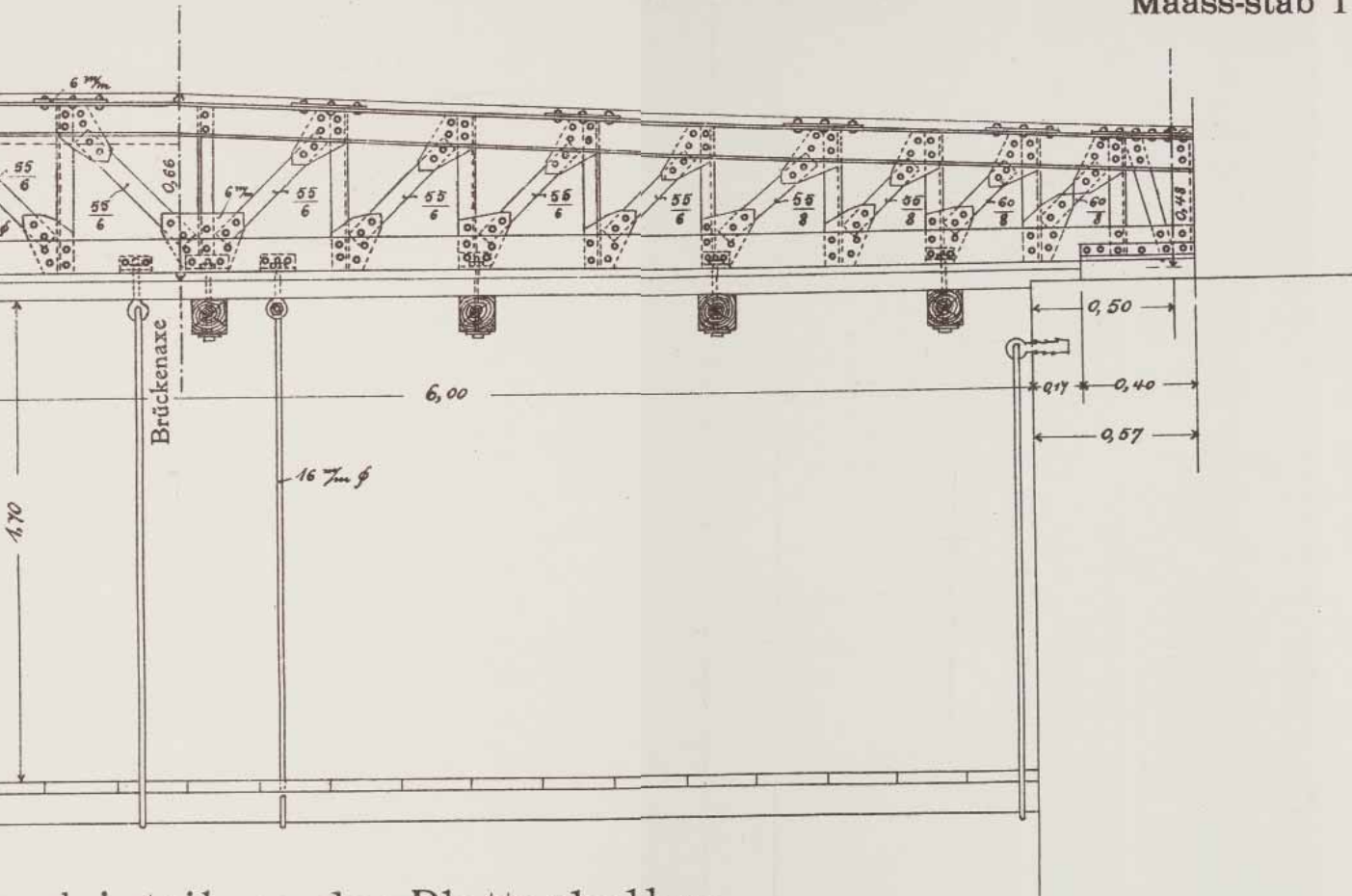


# Rundeisereinlage und Bü

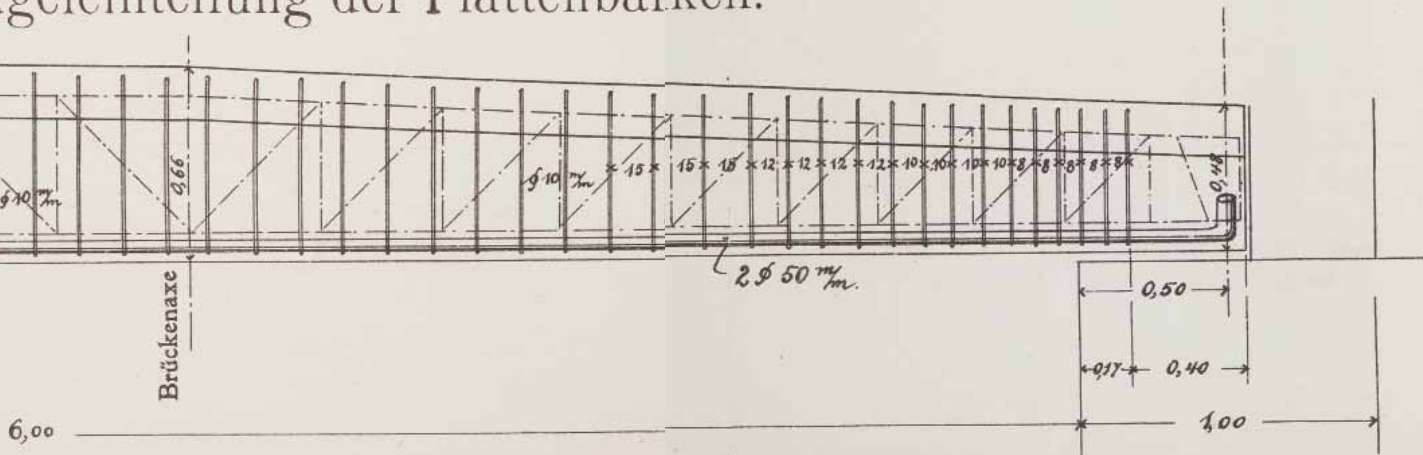


# den Trägers. Brücke über das Petrusthal in Lu

Maass-stab 1:20.

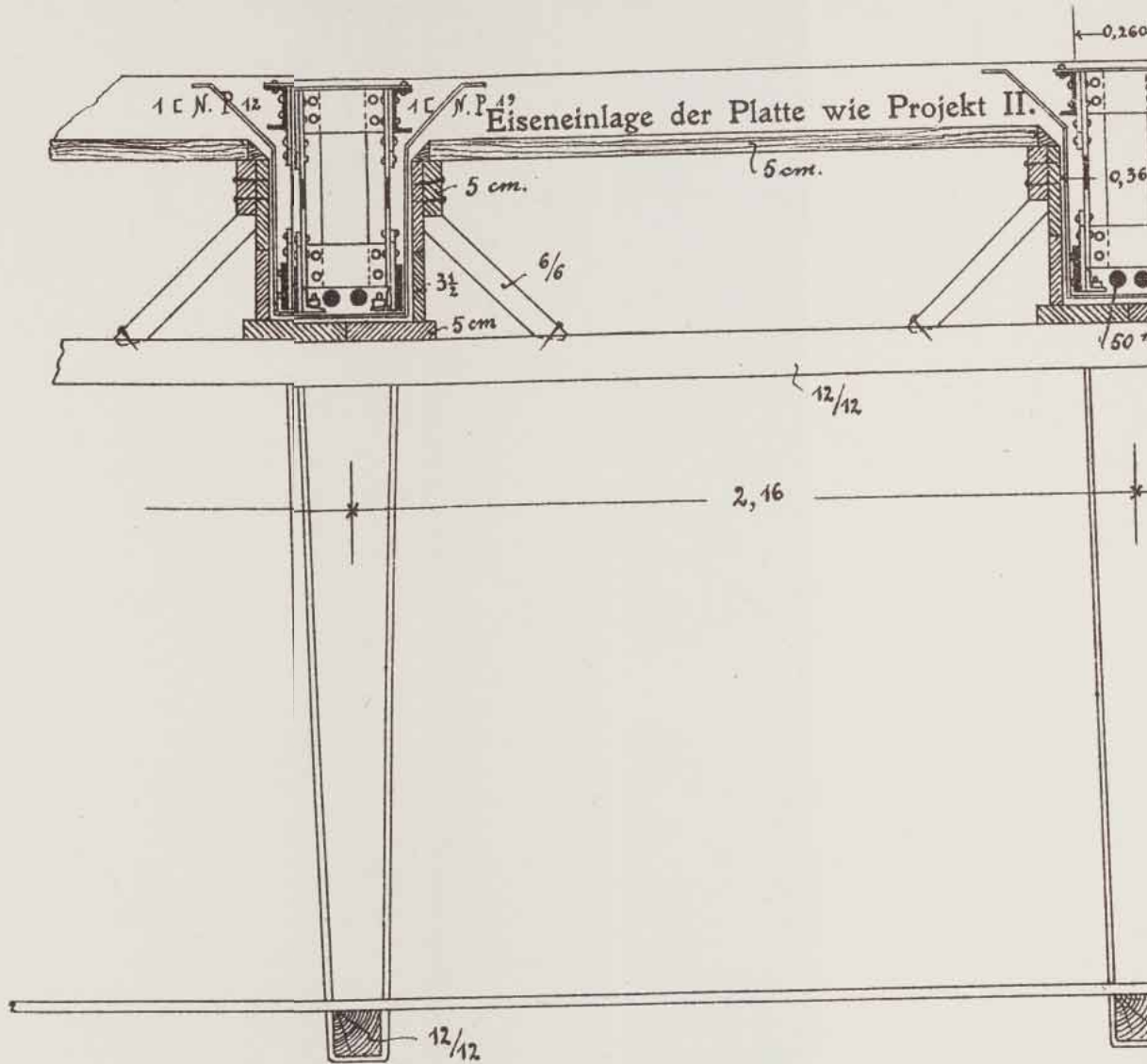


## geleinteilung der Plattenbalken.

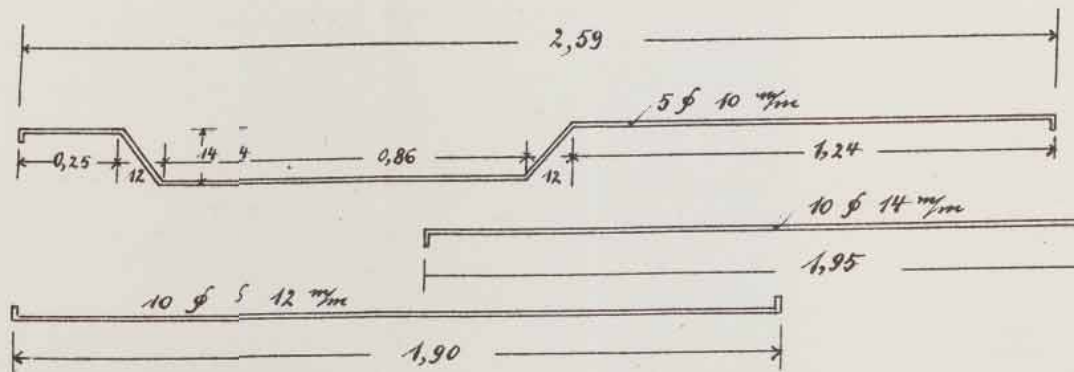


# In Luxemburg. Projekt I. Querschnitt

tab 1:20.

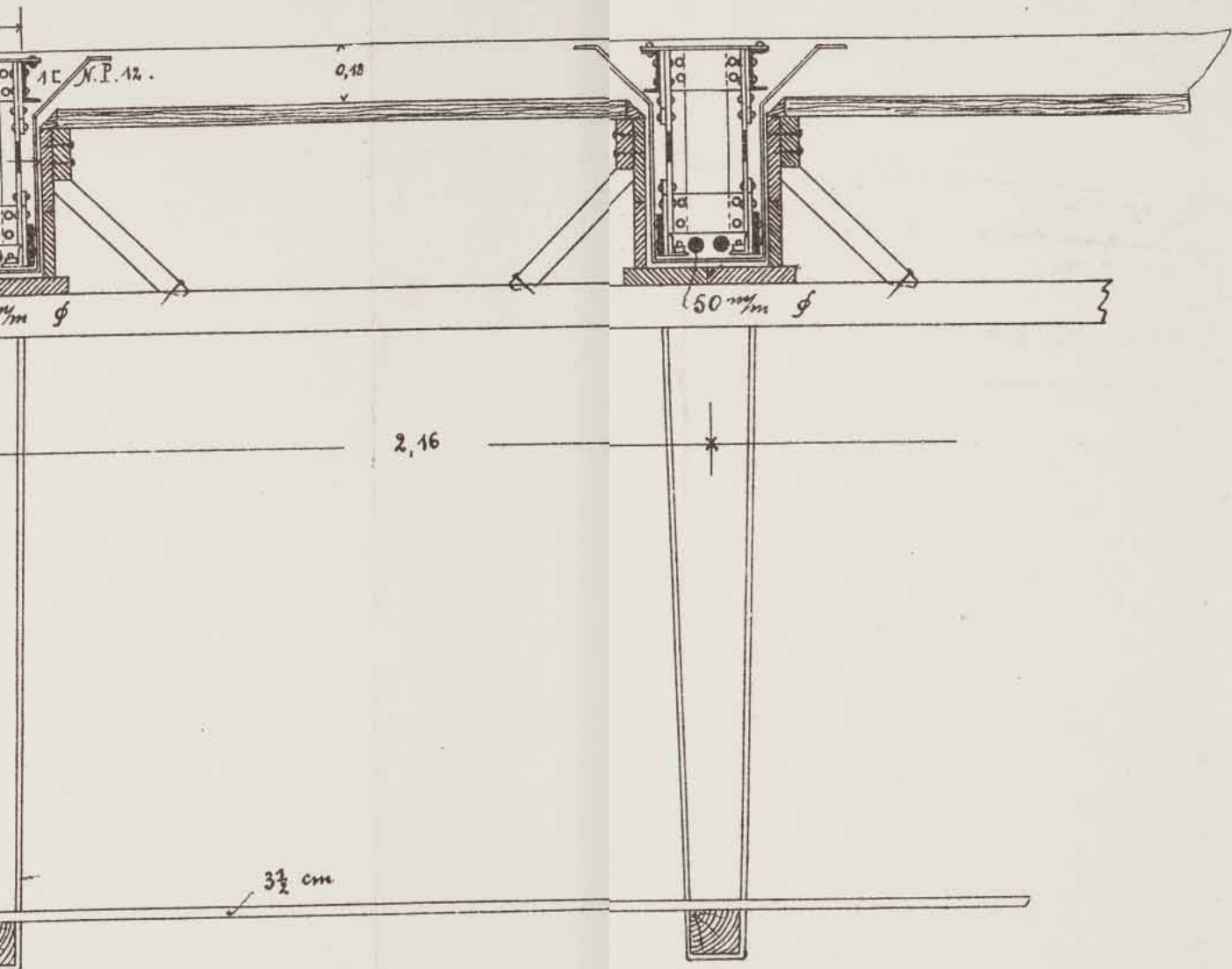


## Eiseneinlage der Verlä.

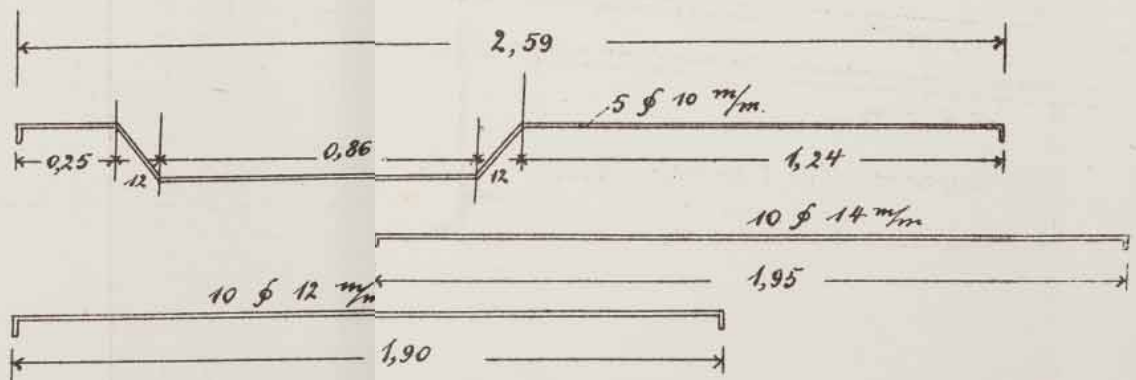




durch die Gitterträger.

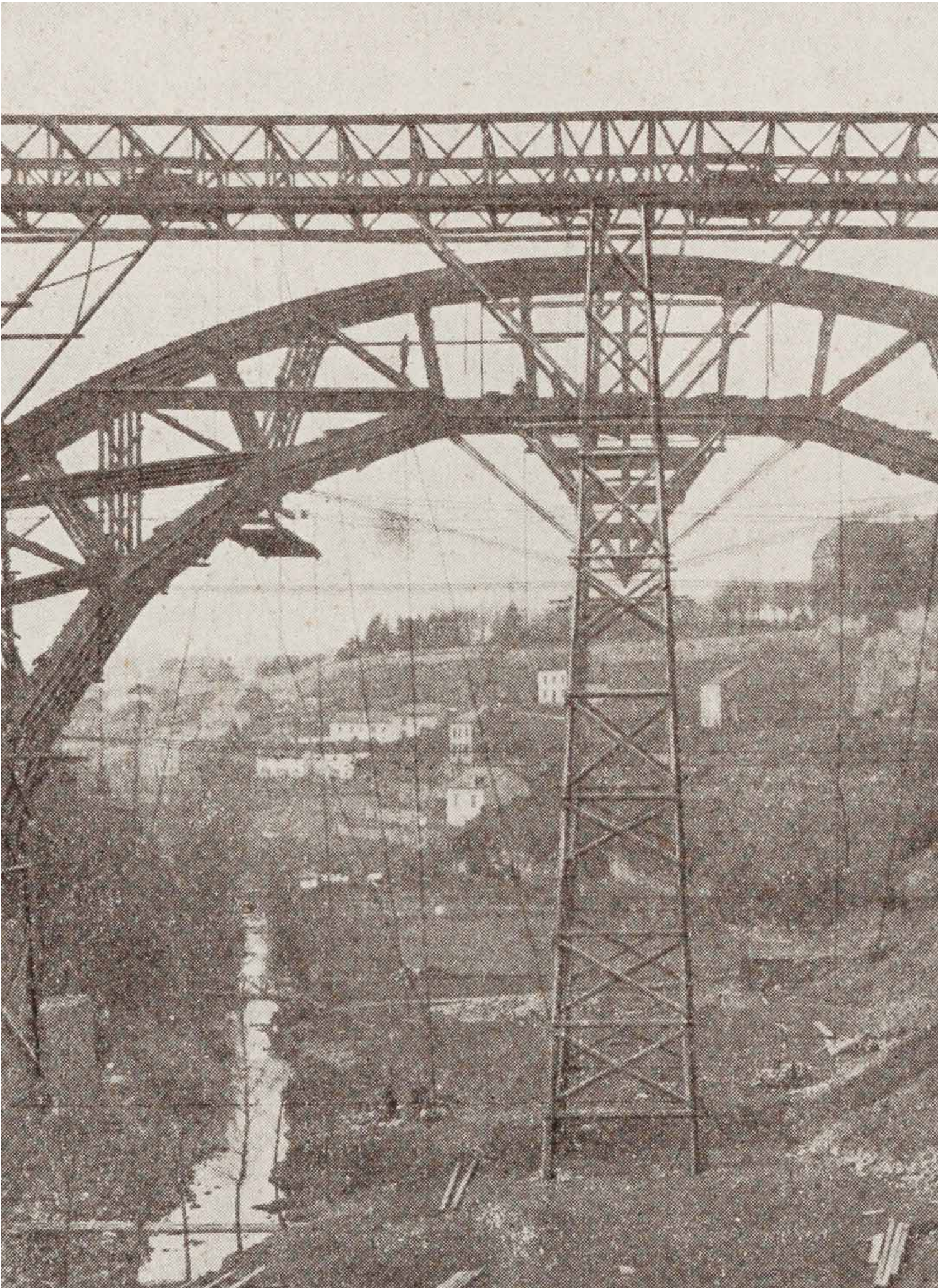


ngerung der Fahrbahnlecke.



Neustadt a. d. Haardt, August 1902.

**WAYSS & FREYTAG, A. G.**



# REVUE TECHNIQUE LUXEMBOURGEOISE

BULLETIN

de l'Association Luxembourgeoise des Ingénieurs et Industriels.

Société sans but lucratif.

## Pont Adolphe sur la Vallée de la Pétrusse à Luxembourg.

### Résultats

des essais de surcharge des 20 et 21 octobre 1933

par le professeur Dr. Ing. h. c. M. ROS, Directeur du Laboratoire fédéral d'essai des matériaux à Zurich.

#### Table des matières.

- A. But des essais.
- B. Convois d'épreuve.
- C. Programme des essais
  - I. Essais statiques.
  - II. Essais dynamiques.
- D. Instruments de mesure.
- E. Etude et essai des matériaux
  - I. Grès de Gilsdorf.
  - II. Mortier.
  - III. Massifs en maçonnerie.
- F. Résultats des essais
  - I. Essais concernant les effets statiques des surcharges.
  - II. Essais se rapportant aux effets dynamiques des surcharges.
    - 1) Oscillations résultant de groupes de charges mobiles.
    - 2) Epreuves oscillatoires.
- G. Résumé et conclusions.

#### Exécution des essais, Mise en valeur des résultats des essais et rapport.

##### Organisation:

**A. Direction et Rapport final:** Prof. Dr. M. ROS, Directeur du Laboratoire fédéral d'essai des matériaux (L.F.E.M.), Zurich.

##### B. Essais et calculs statiques, installation des instruments:

Rapporteur: P. Haller, Ingénieur, Chef de la Section «Béton et Béton armé» du L.F.E.M.

A. Voellmy, Ingénieur, Chef de la Section «Liants, Pierres naturelles et artificielles» du L.F.E.M.

C. Theiler, Fonctionnaire d'essai. Geiger et Bruck, Ingénieurs.

##### C. Installations, essais dynamiques et calculs:

Rapporteur: Dr. F. Gassmann, Privat-Dozent, Ecole Polytechnique fédérale, Zurich.

A. Eichinger, Ingénieur, collaborateur scientifique du L.F.E.M.

\* \* \*

Paul Séjourné, Membre de l'Institut, Professeur à l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, auteur du projet et directeur des travaux du pont-voûte en pierre sur la vallée de la Pétrusse à Luxembourg, fêtait le 30 novembre 1933 son 80<sup>me</sup> anniversaire. Pour témoigner au très distingué professeur et maître dans l'art de la construction des ponts l'estime dont il jouit et la reconnaissance qu'on lui doit, le pont Adolphe à Luxembourg (Fig. 1 et 2) — un des ponts en

pierre les plus hardis et les plus beaux de l'école classique française — fut soumis, grâce à l'esprit de sacrifice de la Direction générale des Travaux publics et la peine de son ingénieur en chef M. Simon, à des épreuves de charge, les 20 et 21 octobre 1933.

Les résultats de ces épreuves et les expériences acquises font l'objet du rapport suivant, subdivisé comme suit:

- A. But des essais.
- B. Convois d'épreuve.
- C. Programme des essais.
- D. Instruments de mesure.
- E. Etude et essai des matériaux.
- F. Résultat des essais.
- G. Résumé et conclusions.

L'ouvrage modèle de Séjourné «Grandes Voûtes», Bourges 1913, en 5 volumes, donne au tome II, pages 67 à 82, d'amples renseignements sur l'historique de la construction, de même que sur tous les détails techniques du cintre et du pont.

les figures 3 à 6. Le convoi d'épreuve le plus lourd, type «A» se compose de

2 automotrices avec remorques	103,00 t
6 camions de transport, amont	60,86 t
6 camions de transport, aval	61,89 t
soit un total de	225,75 t

Ce convoi a une longueur de 41,42 m, choisie à dessein pratiquement égale à la moitié de la portée de la voûte. (Fig. 3.)

La plus grande pression par axe s'élevait à 10,25 t. La valeur équivalente de la surcharge supposée uniformément répartie comporte



Fig. 1. — Pont Adolphe sur la Vallée de la Pétrusse à Luxembourg 1899—1903.  
Projet et direction des travaux: P. Séjourné.  
Entrepreneurs, Pont: MM. Fongeroles; Dalle en béton armé: M. Ed. Coignet.

#### A. But des essais.

Sur la base des connaissances techniques, concernant le comportement de la maçonnerie en pierres naturelles, des essais statiques et dynamiques devaient permettre d'éclaircir l'état des sollicitations et des déformations de la grande voûte en pierre de Gilsdorf de 82,20 m de portée théorique et de 21,83 m de flèche, sous l'influence des surcharges mobiles et en outre permettre de juger la sécurité à la rupture, en tenant compte aussi des fatigues résultant du poids propre. L'influence de la température à l'état de déformation de la voûte au stade de rupture peut être négligée.

Finalement les épreuves oscillatoires devaient permettre de déterminer la fréquence propre et l'amplitude maximale des oscillations de la construction hyperstatique en pierre.

#### B. Convois d'épreuve.

On peut se rendre compte de la composition des convois d'épreuve «A» à «D» en considérant

~ 650 kg/m<sup>2</sup>. On peut estimer que la composition «A» est actuellement la plus lourde et la plus défavorable qui soit. (Figures 7 et 8).

Elle dépasse les surcharges qui ont servi de base aux calculs statiques, d'environ 20%; ces dernières étaient de 400 kg/m<sup>2</sup> pour les trottoirs, 2 locomotives de 40 t chacune pour la voie et 3 files de tombereaux à 11 t sur la chaussée.

Furent exécutés: 9 passages statiques — composition «A» —, 7 passages rapides — compositions «B», «C», «D» et 3 passages avec freinage — composition «B» — donc en tout 19 passages.

#### C. Programme des essais.

Tous les instruments furent fixés à la voûte jumelle amont, du côté gare. (Figure 9.) La figure 10 montre l'emplacement et la disposition des instruments.

##### 1. Essais statiques.

On mesura:  
les flèches verticales à la clef, au milieu de

la montée et près de la naissance de la voûte, à l'endroit où l'arc a une corde de 72 m;

les rotations aux mêmes endroits de la voûte ainsi qu'aux culées elles-mêmes et

les déformations locales — tensions — à la clef, au milieu de la montée et près de la naissance de la voûte sous l'influence du convoi «A». (Figures 25—29.)

Ces observations furent complétées par des mesures de déformations et de tensions effectuées sur les deux voûtes d'évidement extrêmes de la grande voûte.

Pour la mesure des rotations on utilisa des clinomètres Stoppani d'une sensibilité de  $\sim 1$  seconde d'angle, ancienne division. Pour mesurer les déformations locales, desquelles on déduisit les tensions (efforts par unité) en se basant sur la valeur la plus probable du module d'élasticité, on se servit de tensiomètres, système Okhuizen-Huggenberger (précision des mesures  $\frac{1}{2000}$  mm). Les longueurs de mesure étaient normalement de 1 m et seulement exceptionnellement de 0,5 m.

Les oscillations du pont furent provoquées par le pulsateur, système Losenhausen, Düsseldorf.



Fig. 2. — Pont Adolphe sur la Vallée de la Pétrusse à Luxembourg 1899—1903.  
Projet et direction des travaux: P. Séjourné.

Entrepreneurs, Pont: MM. Fougerolle. Dalle en béton armé: M. Ed. Coignet.

## II. Essais dynamiques.

Les oscillations provoquées par les convois d'épreuve «B», «C» et «D», et pour des vitesses de marche de 12 à 15 km/h furent mesurées dans la direction du fil à plomb et dans le sens longitudinal et le sens transversal. (Fig. 32.) En outre on enregistra les effets de freinage du convoi «B» à la clef. (Fig. 32.)

Au moyen de la machine à pulsations, système Losenhausen, on provoqua la vibration du pont; les oscillations furent enregistrées verticalement et horizontalement — dans le sens longitudinal et le sens transversal — à la clef et au quart de la voûte par le sismographe, système de Quervain-Piccard. (Fig. 33 et 34.)

### D. Instruments de mesure.

Les flèches verticales et les déplacements horizontaux furent mesurés avec des flexiomètres Stoppani (précision des mesures  $\frac{1}{100}$  mm) et avec des oscillographes Stoppani (amplification 50 : 1).

dorf (fig. 11); la figure 12 le représente schématiquement. On effectua la mesure de l'ébranlement local dans les trois directions principales, c'est à dire dans la direction verticale et horizontalement dans le sens transversal et le sens longitudinal au moyen du sismographe universel, système de Quervain-Piccard construit par Trüb, Täuber & Cie., Zürich. Il enregistre les ébranlements avec une amplification de  $\sim 50 : 1$  resp.  $\sim 40 : 1$  (fig. 13). La figure 14 donne le schéma du sismographe. On enregistra aussi avec ce sismographe les oscillations verticales et horizontales du pont provoquées par les convois d'épreuve «B», «C», «D»; les oscillations horizontales étant enregistrées dans la direction de l'axe longitudinal du pont et perpendiculairement à cet axe.

### E. Etude et essai des matériaux.

Les deux voûtes jumelles principales se composent de moellons d'appareil, taillés en voussoir, de dimensions imposées, lits et joints pleins, en grès de Gilsdorf. Le mortier des lits et joints

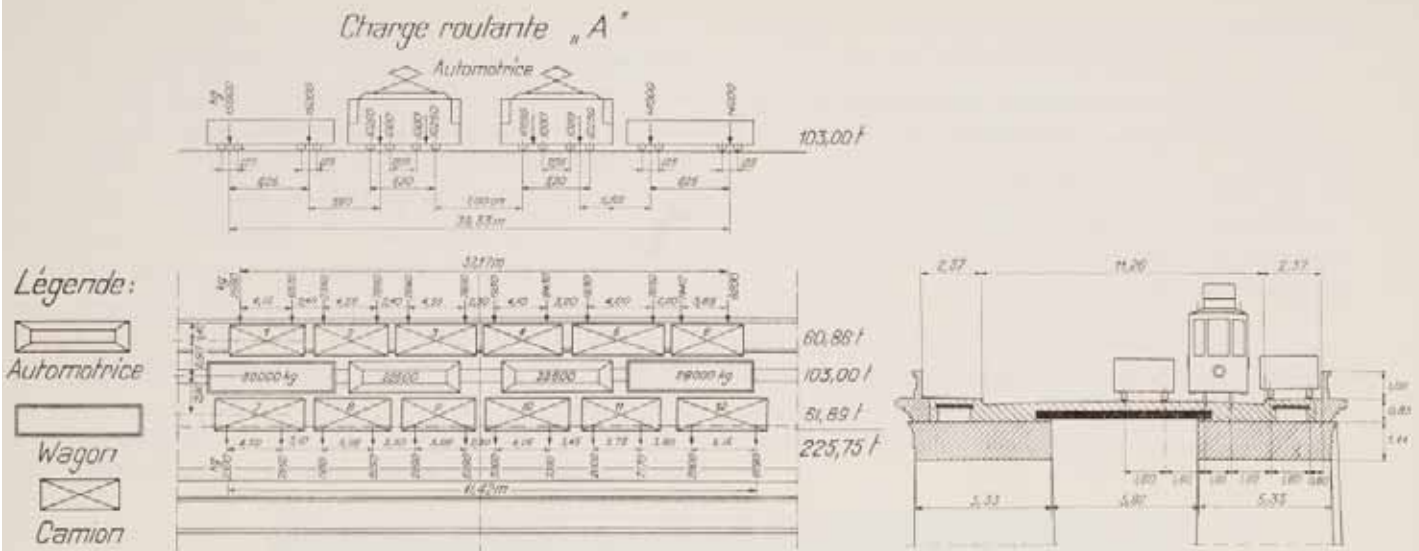


Fig. 3. — Charge roulante, composition «A».

se compose de laitier granulé de haut-fourneau provenant surtout de Dommeldange, et de 600 kg/m<sup>3</sup> de ciment Portland Vicat No. 1 de Vif (Isère). Les massifs de fondation des grandes voûtes sont en grès de Verlorenkost, le mortier se compose de 8 volumes de laitier granulé et 2 volumes de sable de la Moselle (dépôts de Wasserbillig) plus 350 kg/m<sup>3</sup> de chaux Pavin de Lafarge.

Les archivoltes élégantes des deux grandes voûtes jumelles sont en pierre de taille. (Fig. 1.) «La corniche est celle des grands ponts des XVII<sup>e</sup> et XVIII<sup>e</sup> siècles. Elle couronne encore les vieux remparts de Vauban et de Marie-Thérèse». (Fig. 2.)

Séjourné donne dans son ouvrage «Grandes Voûtes», tome II, page 68 IV et 69 des renseignements précis sur les sortes de pierre utilisées et la taille de ces pierres, le mortier des lits et joints concernant le tablier, les piles et les voûtes d'évidement de la superstructure des voûtes principales, les voûtes extrêmes, les pilastres et les culées.

Afin d'avoir une base numérique pour la mise en valeur des résultats des épreuves de surcharge et par suite pour pouvoir juger l'état de sollicitation et de déformation ainsi que la sécurité à la rupture du pont Adolphe, on procéda au *Laboratoire fédéral d'essai des matériaux* à Zurich à des essais de résistance et d'élasticité à la compression du grès de Gilsdorf, et de piliers en maçonnerie du même grès, avec des lits et joints en mortier de ciment Portland 1 : 4.

#### I. Grès de Gilsdorf.

Grès riche en quartz, à grain très fin, dont le liant a une teneur très faible en carbonate,

Densité apparente  $\gamma = 2,45-2,60$

Eau absorbée  $\approx 7\%$ .

Résistance à la compression<sup>1)</sup> des éprouvettes prismatiques

$$p\beta_d = 1610 \text{ kg/cm}^2$$

Résistance à la traction des pièces fléchies

$$\beta_b = 143 \text{ kg/cm}^2$$

Module d'élasticité des pièces comprimées jusqu'à 100 kg/cm<sup>2</sup>, en moyenne<sup>2)</sup>

$$E \cong 410\,000 \text{ kg/cm}^2$$

Coefficient de Poisson (contraction transversale)

$$m = 5,2 - 6,6$$

La figure 15 montre la disposition des instruments pour la mesure de l'élasticité, la figure 16 l'aspect du prisme de pierre après la rupture.

Les figures 17 et 18 donnent le diagramme compression-raccourcissement des prismes 10×10×30 cm et 24×40×40 cm jusqu'à des pressions de 400 respectivement 106 kg/cm<sup>2</sup>, avec indication des raccourcissements mesurés totaux

<sup>1)</sup> Les essais de résistance effectués pendant la construction du pont Adolphe donnèrent des résistances à la compression variant de 1193 à 1599 kg/cm<sup>2</sup>. Le contrat de livraison avec les carrières réunies de Gilsdorf prescrivait une résistance à la compression moyenne de 1400 kg/cm<sup>2</sup>.

<sup>2)</sup> Les valeurs des modules d'élasticité varient dans les limites suivantes:

Intervalle des efforts  $\sigma = 3,1-50 \text{ kg/cm}^2$ ;  $E_c = 397\,000 - 442\,000 \text{ kg/cm}^2$ , en moyenne 421 800 kg/cm<sup>2</sup>.

Intervalle des efforts  $\sigma = 3,1-106 \text{ kg/cm}^2$ ;  $E_c = 384\,000 - 445\,000 \text{ kg/cm}^2$ , en moyenne 404 000 kg/cm<sup>2</sup>.

Pour  $\sigma = 3,1 - 106 \text{ kg/cm}^2$ , on peut adopter comme valeur générale moyenne  $E_c \approx 410\,000 \text{ kg/cm}^2$ .

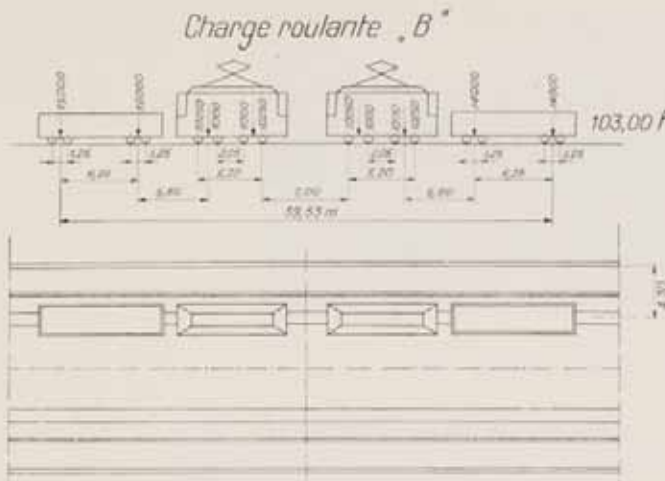


Fig. 4 — Charge roulante, composition «B».

( $\epsilon$ ), raccourcissements élastiques ( $\epsilon_e$ ) et permanents ( $\epsilon_p$ ), longitudinaux ( $\epsilon_l$ ) et transversaux ( $\epsilon_t$ ) ainsi que les coefficients d'élasticité ( $E_e$ ) et les coefficients de contraction transversale (coefficient de Poisson  $m = \frac{\epsilon_t}{\epsilon_l}$ ).

II. Mortier.

Le sable — diamètre maximum du grain 6 mm — provient de la sablière d'Oberhard (Zürich). La constitution pétrographique, sa composition granulométrique, le poids spécifique et la densité apparente résultent de la figure 19.

Comme liant on utilisa le ciment Portland de la fabrique argovienne Wurenlingen-Siggenthal. Les résistances du mortier plastique normal 1 : 3 (rapport exprimé en poids), eau de gâchage 11% du poids des matières sèches, conservation sous l'eau à une température de +15° C. atteignent

<sup>2)</sup> Le module d'élasticité E, qui est pour les corps isotropes une constante physique jusqu'à des limites d'efforts pour lesquelles des destructions intimes resp. séparations ne se produisent pas encore, varie comme les essais techniques l'ont montré, dans un intervalle étroit, pratiquement sans importance, par suite des inévitables erreurs de mesure et par le fait que l'isotropie idéale n'est pas satisfaite.

	Compression	Résistance à la tract. des pièces fléchies
à l'âge de 7 jours	251 kg/cm <sup>2</sup>	49 kg/cm <sup>2</sup>
à l'âge de 28 jours	422 ..	68 ..

La proportion de mélange du mortier des lits et joints (mortier de chantier) fut fixée à 1 : 4 (proportion exprimée en poids) et l'épaisseur de ces derniers à  $\approx 15$  mm.

Le mortier avait à l'âge de 90 jours les résistances suivantes:

Résistance à la compression des prismes debout	$p \beta_d \approx 263$ kg/cm <sup>2</sup>
Résistance à la flexion	$\beta_b \approx 71$ kg/cm <sup>2</sup>
Module d'élasticité pour des compressions	$E_e \approx 255\,000$ kg/cm <sup>2</sup>
	$\leq 100$ kg/cm <sup>2</sup>

III. Massifs en maçonnerie.

Les dimensions des massifs en maçonnerie de moellons de Gilsdorf, taillés de même manière que pour le pont lui-même, lits et joints dans du mortier de ciment Portland 1 : 4, et la disposition des instruments de mesure servant à déterminer les déformations locale et totales sont illustrées par la figure 20.

On éprouva les piliers d'essai après 90 et 120 jours. On exécuta les mesures de déformation pour une charge centrée et excentrée. L'écrasement s'effectua dans une presse Amsler de 1000 t. (Fig. 23.) La température moyenne de l'entre-pôt et lieu des essais oscillait autour de +19° C pour une humidité relative moyenne de 50 %.

Les déformations totales furent mesurées au moyen de flexiomètres Stoppani (précision des mesures  $\frac{1}{100}$  mm) aux quatre coins des piliers, entre les plaques de la presse, sur une longueur de 120 cm. Les déformations locales, longitudinales et transversales, furent déterminées à l'aide de tensiomètres Okhuizen-Huggenberger, dont les bases de mesure avaient 10 et 20 cm de longueur. (Fig. 20.)

Tous les résultats de ces mesures de déformation sont illustrés par les figures 21, 22 et 24.

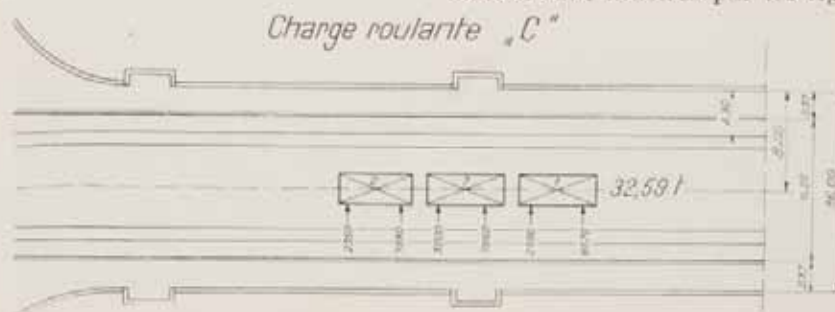


Fig. 5. — Charge roulante, composition «C».

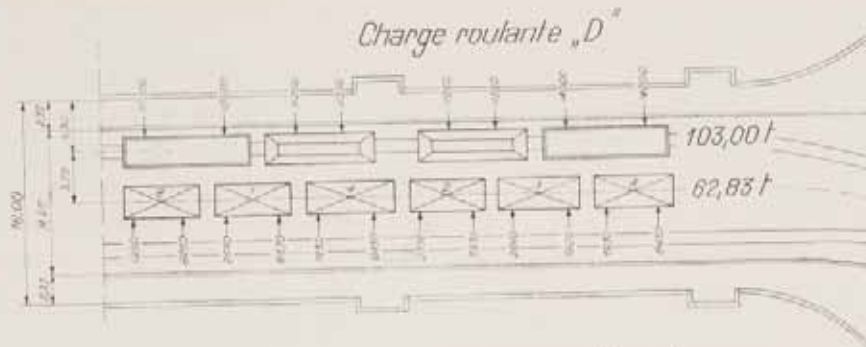


Fig. 6. — Charge roulante, composition «D».

sous forme de diagrammes compression-raccourcissement, diagrammes des déformations respectivement diagrammes des tensions. On a spécialement tenu compte des intervalles des tensions 3,1—50 et 3,1—106 kg/cm<sup>2</sup> en considération de l'état réel des efforts dans les grandes voûtes mêmes.

En se basant sur les résultats des essais effectués pour des charges centrées, c.-à-d. que le centre de pression coïncide avec le centre de gravité géométrique de la section du pilier, on fait les constatations suivantes:

1) Raccourcissements spécifiques  $\epsilon$  en ‰.

Longueur de mesure 120 cm (entre les plaques de la presse).

Raccourcissements	Intervalle des efforts	
	3,1-50 kg/cm <sup>2</sup>	3,1-106 kg/cm <sup>2</sup>
totaux $t^E$	0,202 ‰	0,385 ‰
„ élastiques $e^E$	0,152 „	0,310 „
„ permanents $p^E$	0,050 „	0,075 „

Rapport  $\frac{t^E - p^E}{t^E} = \frac{p^E}{t^E}$       25 ‰      20 ‰

(Fig. 21)

2) Raccourcissements élastiques spécifiques  $e^E$  en ‰.

Intervalle des efforts  
3,1-50 kg/cm<sup>2</sup>    3,1-106 kg/cm<sup>2</sup>

Longueur de mesure  $l=120$  cm  
(entre les plaques de la presse)

	0,152 ‰	0,310 ‰
--	---------	---------

(Fig. 21)

Longueur de mesure  $l=20$  cm  
(sur un joint)      0,169 ‰      0,381 ‰  
(Fig. 22)

Longueur de mesure  $l=10$  cm  
(sur la pierre)      0,118 ‰      0,268 ‰  
(Fig. 18)

3) Modules d'élasticité  $E_e$  déduits des déformations élastiques mesurées et des tensions connexes au centre de gravité.

Longueur de mesure $l=120$ cm (entre les plaques de la presse)	Intervalle des efforts	
	3,1-50 kg/cm <sup>2</sup>	3,1-106 kg/cm <sup>2</sup>
	310 000	333 000

(Fig. 21)

Longueur de mesure  $l=20$  cm  
(sur un joint)      278 000      271 000  
(Fig. 22)

Longueur de mesure  $l=10$  cm  
(sur la pierre)      397 000      384 000  
(Fig. 18)

Si l'on prend les moyennes de toutes les mesures de  $E_e$ , on obtient

4) les valeurs moyennes des modules d'élasticité en kg/cm<sup>2</sup>.

Pilier en maçonnerie longueur de mesure $l=120$ cm	Intervalle des efforts	
	3,1-50 kg/cm <sup>2</sup>	3,1-106 kg/cm <sup>2</sup>
	304 000	334 000



Fig. 7 — Charge roulante, composition «A», poids total 225,75 t, longueur 41,42 m.



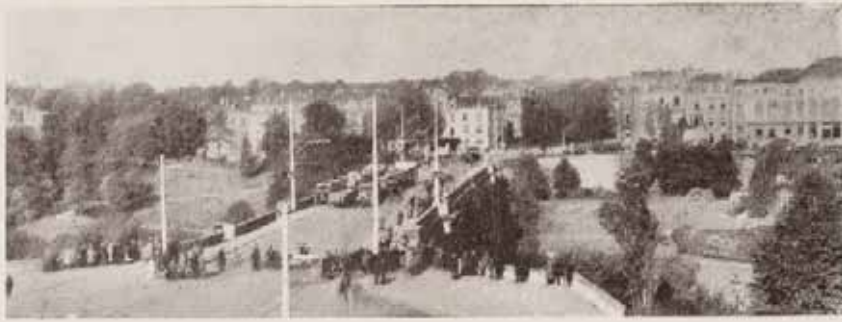


Fig. 8. — Charge roulante, composition «A» poids total 225,75 t, longueur 41,42 m.

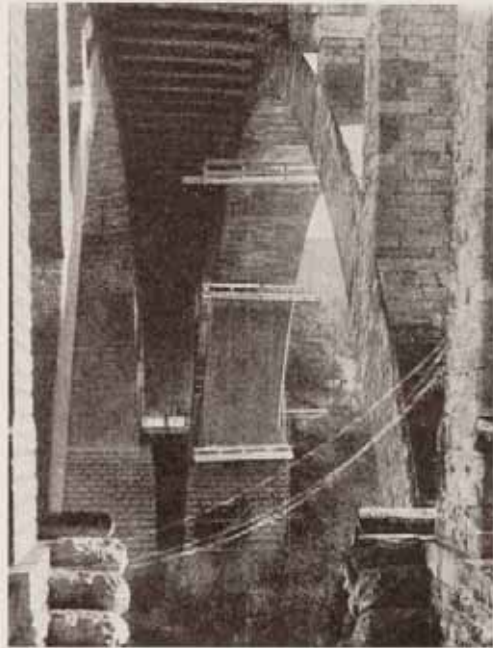


Fig. 9. — Disposition des échafaudages aux endroits des observations.

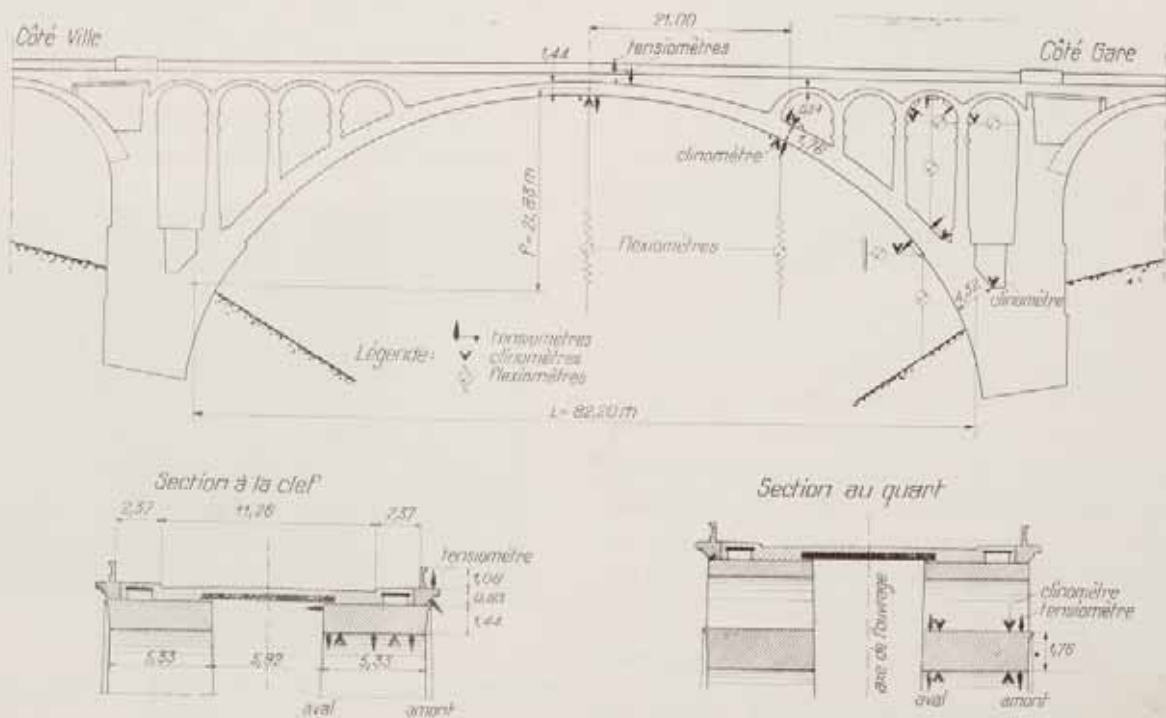


Fig. 10. — Disposition des instruments de mesures.

Joint (pierre+mortier)		
longueur de mesure		
$l=20$ cm	278 000	269 000
Pierre		
longueur de mesure		
$l=10$ cm	421 000	404 000
Mortier des lits et joints (voir page 17)		
longueur de mesure		
$l=10$ cm	260 000	245 000



Fig. 11. — Machine à pulsations, système Losenhausen.

5) Valeurs calculées des raccourcissements élastiques  $\epsilon^?$  en  $\text{‰}$ , en se basant sur les valeurs des modules d'élasticité données sous 4) (pierre et mortier).

Intervalle des efforts	
3,1-50 $\text{kg/cm}^2$	3,1-106 $\text{kg/cm}^2$

Massifs en maçonnerie

longueur de mesure  $l=120$  cm

0,116  $\text{‰}$                       0,264  $\text{‰}$

( $E_c=407\,000$   $\text{kg/cm}^2$ ) ( $E_c=390\,000$   $\text{kg/cm}^2$ )

Joint (pierre+mortier)

longueur de mesure  $l=20$  cm

0,115  $\text{‰}$                       0,262  $\text{‰}$

( $E_c=409\,000$   $\text{kg/cm}^2$ ) ( $E_c=393\,000$   $\text{kg/cm}^2$ )

6) Par suite, les valeurs calculées des modules d'élasticité des massifs en maçonnerie sont pour l'intervalle des tensions

= 3,1—50  $\text{kg/cm}^2$   $E_c \simeq 410\,000$   $\text{kg/cm}^2$

pour l'intervalle des tensions

= 3,1—106  $\text{kg/cm}^2$   $E_c \simeq 390\,000$   $\text{kg/cm}^2$

(voir 5)

En s'appuyant sur ces essais, on est autorisé à fixer comme base pour la mise en valeur des mesures des déformations locales (efforts), un coefficient d'élasticité de 400 000  $\text{kg/cm}^2$  qui représente une juste valeur moyenne.

7) Toutes les valeurs moyennes des modules d'élasticité déduites du rapport  $\frac{\sigma}{\epsilon}$  et par

conséquent établies sur la base des raccourcissements élastiques  $\epsilon^?$  mesurés sur les piliers en pierre, sont inférieures aux valeurs calculées de  $E$  mentionnées sous 5) — voir paragraphes 4) et 5). — La raison de cette différence se trouve dans la répartition effective inégale des efforts dans le massif de maçonnerie, répartition que l'on ne peut pas bien calculer théoriquement et qui dépend

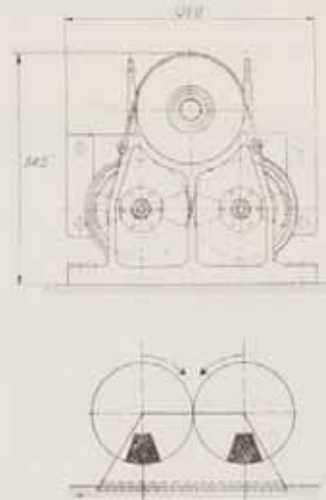


Fig. 12. — Machine à pulsations, système Losenhausen. Schéma.

de l'hétérogénéité et l'anisotropie du matériau,

de l'irrégularité inévitable du mortier et de la différence de comportement des lits et joints,

du retrait du mortier, et du fait que ce dernier ne peut se contracter librement et également par suite de l'état de sollicitations dans plusieurs directions.

La répartition effective des efforts, déterminant la déformation, révèle à l'intérieur



Fig. 13. — Sismographe Trüb, Täuber &amp; Cie., système de Quervain-Piccard.

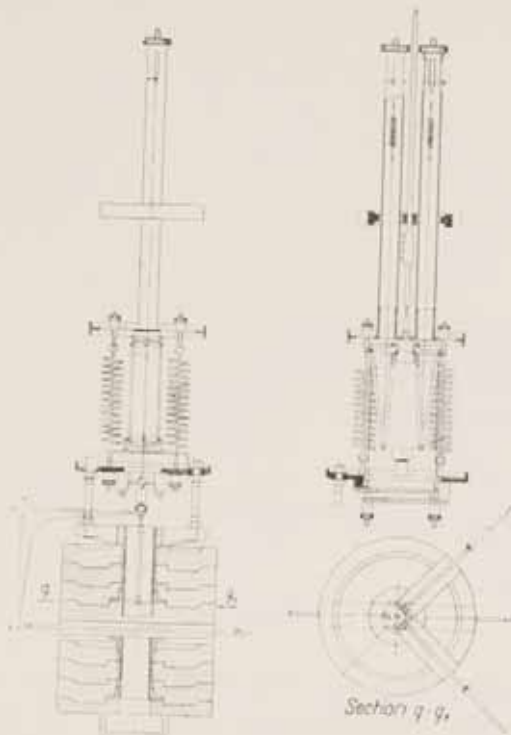


Fig. 14. — Sismographe Trüb, Täuber & Cie. système de Quervain-Piccard. Schéma.

du pilier en maçonnerie des accroissements de fatigue. Dans la relation  $E_e = \frac{\sigma}{\epsilon}$ , on devrait donc remplacer les valeurs de  $\sigma$  par des valeurs plus élevées que celles résultant de la formule usuelle  $\sigma = \frac{N}{F}$  (répartition uniforme des efforts). De la sorte, la valeur du module d'élasticité  $E_e$  qui correspond davantage à la réalité, croît, se rapprochant de la valeur théorique.

8) Le choix du module d'élasticité  $E_e$  de la maçonnerie, fixé à 400 000 kg/cm<sup>2</sup>, est aussi

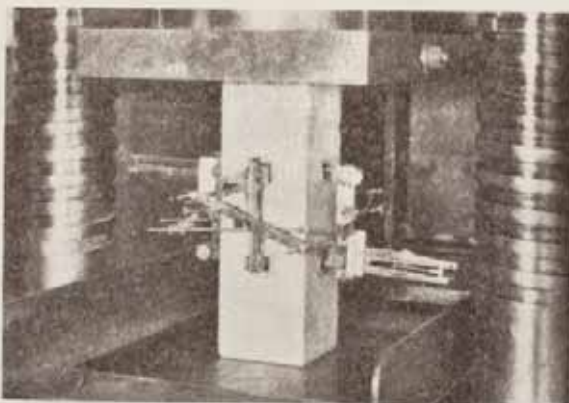


Fig. 15. — Grès de Gilsdorf.  
Prisme 10x10x30 cm.  
Mesure d'élasticité: Module  $E_e \approx 410\,000$  kg/cm<sup>2</sup>,  
valeur moyenne,  
Coefficient de Poisson  $m \approx 0$ .

justifié par le fait que le mortier de chantier, choisi pour la construction de l'ouvrage — mortier se composant de laitier granulé de haut-fourneau et de 600 kg/m<sup>3</sup> de ciment Portland Vicat — maintenant âgé de 30 ans, atteint des résistances plus élevées que le mortier de ciment Portland 1:4 choisi pour les piliers d'essai, après 90 respectivement 120 jours; ce choix est en plus justifié par le fait que la construction, par suite des actions des charges qu'elle a supportées au cours des années (poids propre, surcharges mobiles, variations de température), se comporte d'une manière purement élastique et enfin par le fait que les efforts provoqués par les épreuves de surcharge ne dépassent pas 10 kg/cm<sup>2</sup> et se superposent à une tension moyenne résultant de la charge permanente de 20 kg/cm<sup>2</sup>.

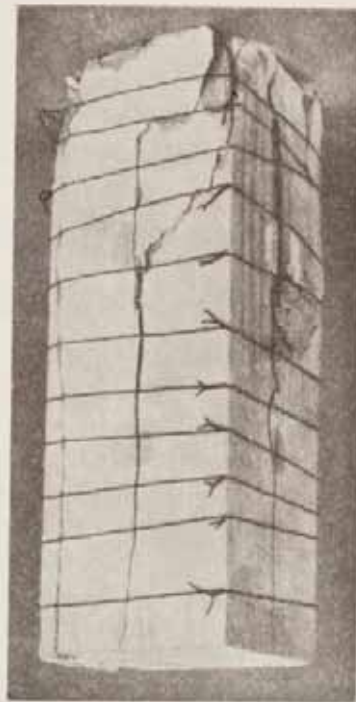


Fig. 16. — Grès de Gilsdorf.  
Rupture du prisme 10x10x30 cm.  
Résistances à la compression 1610 kg/cm<sup>2</sup>,  
à la flexion 143 kg/cm<sup>2</sup>.

9) Les déformations permanentes du pilier de pierre atteignent pour des efforts  $\leq 100$  kg/cm<sup>2</sup>  $\sim 20\%$  des raccourcissements totaux. (Voir 1.)

Pour des intervalles de charge plus hauts s'étendant jusqu'à 100 kg/cm<sup>2</sup>, les déformations permanentes spécifiques tendent vers des valeurs toujours plus petites; le comportement de la maçonnerie est élastique. Le module d'élasticité a des valeurs croissantes.

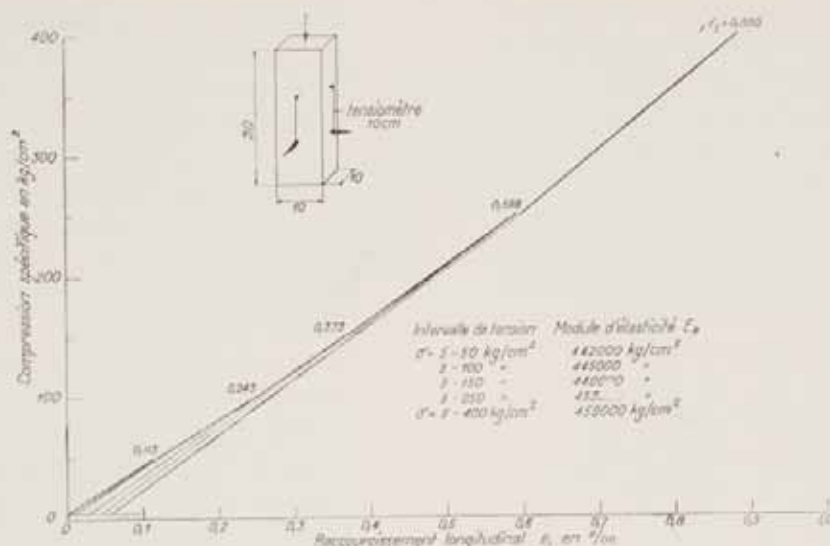


Fig. 17. — Grès de Gilsdorf.

Mesure d'élasticité sur prisme 10×10×30 cm. Longueur de mesure  $l = 10$  cm.

- 10) Les raccourcissements élastiques spécifiques mesurés sur un joint (pierre et mortier) sont plus grands que le raccourcissement analogue du pilier entier, soit en chiffres:

~ 10% pour l'intervalle des efforts de 3,1 à 50 kg/cm<sup>2</sup> et

~ 20% pour l'intervalle de 3,1 à 106 kg/cm<sup>2</sup> — voir 2.

Ce phénomène est un résultat particulier, dépendant des conditions locales du joint examiné.

- 11) Les résultats des essais d'un pilier de pierre comprimé par une charge excentrée sont reportés sous forme des diagrammes tension-déformation dans la figure 24. Ils montrent que les tensions aux arêtes calculées habituellement d'après la formule de Navier-Hooke

$$\sigma = \frac{N}{F} + \frac{M}{W}$$

donnent des valeurs plus grandes que celles obtenues par les mesures en se basant sur le module d'élasticité déterminé expérimentalement par les essais. Il ne faut pas oublier que l'influence d'efforts diversément grands, de même que l'hétérogénéité et l'anisotropie de massifs en maçonnerie participent aussi à ces efforts.

Ce fait est important et entre en ligne de compte dans le jugement de la sécurité effective à la rupture sur la base des calculs théoriques.

- 12) A la suite de charges répétées même très élevées, la tendance à un comportement exclusivement élastique et un module de défor-

mation (module d'élasticité) croissant se manifeste d'une manière évidente. Pour une tension au centre de gravité de 312 kg/cm<sup>2</sup> le module de déformation atteint 336 000 kg/cm<sup>2</sup> après le premier déchargement. Après le cinquième déchargement la valeur du module augmente et atteint 352 000 kg/cm<sup>2</sup>.

Cette constatation faite au laboratoire est en accord avec le comportement en pratique exclusivement élastique du pont lui-même. Elle permet aussi de choisir un module d'élasticité moyen  $E_c$  de 400 000 kg/cm<sup>2</sup> pour les voûtes principales en pierre. — Voir 6) et 8).

- 13) La rupture du pilier en pierre, comprimé par une charge centrée eut lieu pour 1020 t correspondant à une tension spécifique de compression moyenne de 638 kg/cm<sup>2</sup>. La résistance de la maçonnerie atteint ainsi ~ 40% de la résistance de la pierre ( $p\beta_d = 1610 \text{ kg/cm}^2$ ). L'épuisement est complet lorsque la résistance du grès à la traction engendré par la flexion est surmontée ( $\beta_b = 143 \text{ kg/cm}^2$ ). Le pilier en maçonnerie au moment de la rupture par séparation (fissuration) passant par les joints est illustré par la figure 23.

Les conséquences des effets mentionnés — voir 7) — soit l'hétérogénéité et l'anisotropie du matériau (pierre), l'irrégularité et la différence de comportement des lits et joints en mortier,

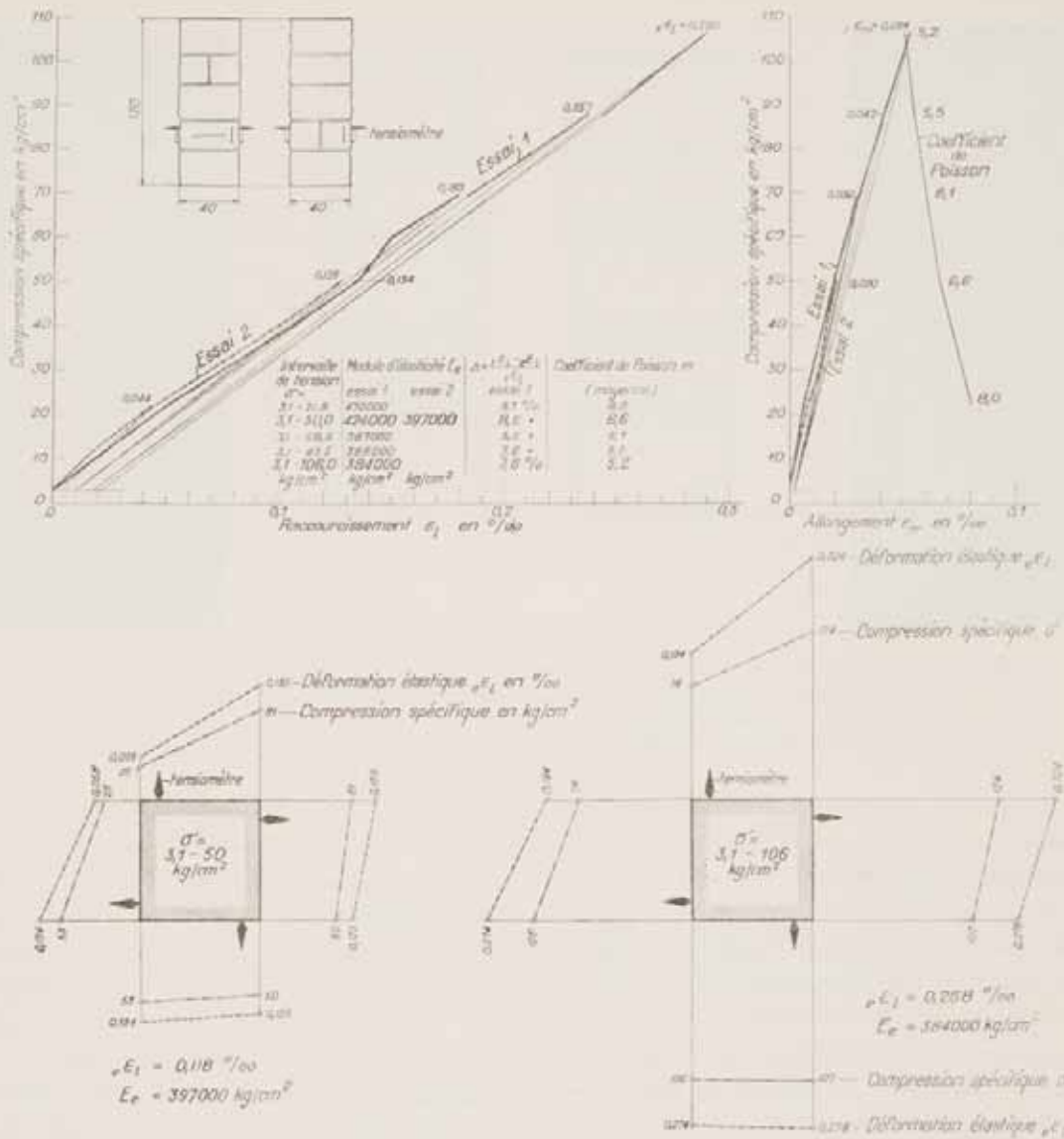


Fig. 18. — Pillier en grès de Glisdorf 40x40x120 cm.  
 Mesure d'élasticité sur la pierre 28x40x40 cm.  
 Longueur de mesure  $l = 10$  cm.

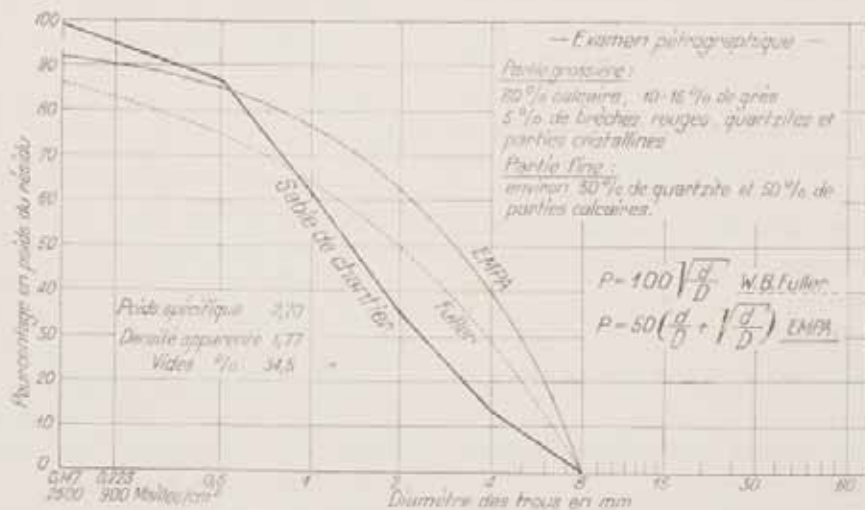


Fig. 19. — Sable de Oberhard (Zurich).  
 Pétrographie — Propriétés physiques — Composition granulométrique.

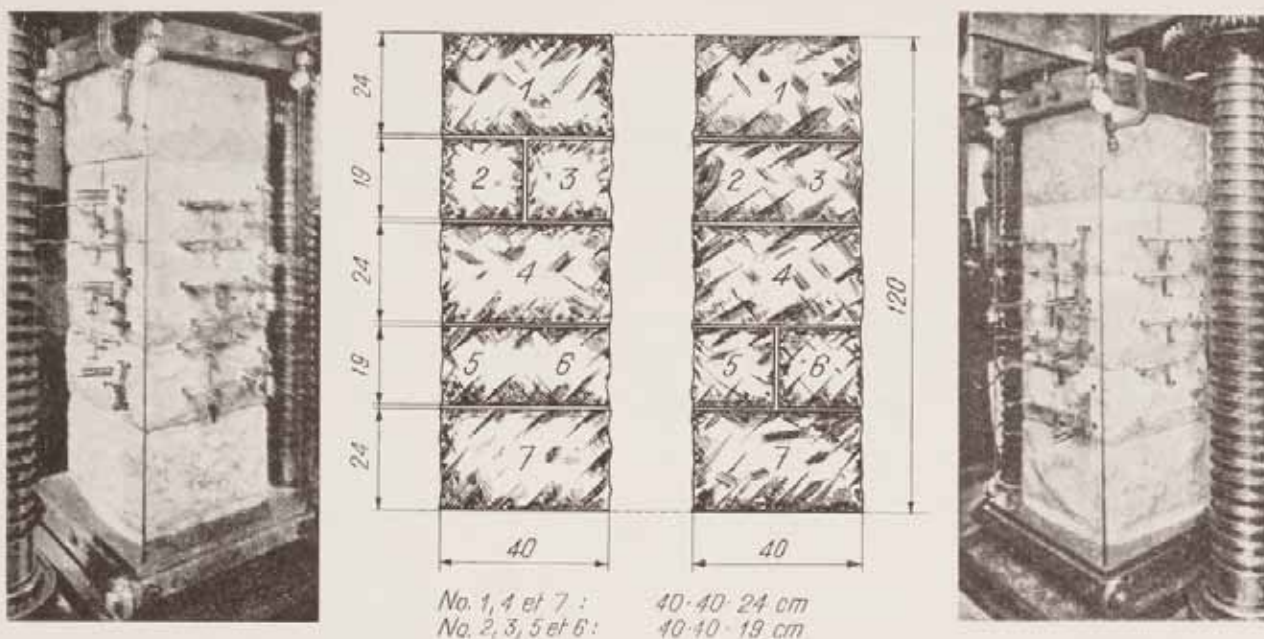


Fig. 20. — Piliers d'essai dimensions 40x40x120 cm.  
Disposition des appareils pour la mesure des déformations locales et totales.  
Pierre: Grès de Gilsdorf.  
Mortier: Ciment Portland 1:4.

le fait que la contraction transversale est empêchée par les efforts agissant dans plusieurs directions.

les phénomènes de retrait dus à diverses circonstances, liés au fait que la résistance du mortier est surmontée différemment suivant le lieu et le temps

se manifestent dans la répartition inégale des efforts à l'intérieur du massif en maçonnerie. Il en résulte des efforts de flexion secondaires, accompagnés d'effets de traction provenant de la diversité des contractions transversales; les efforts secondaires surmontent la résistance à la traction engendrée par la flexion et conduisent à la rupture du pilier en maçonnerie. Les points d'intersection des lits et joints sont les endroits les plus sensibles à la déformation et à la rupture par flexion. Le phénomène de la rupture se déroule rapidement; la charge provoquant les premières fissurations et la charge de rupture se suivent en un court laps de temps.

## F. Résultats des essais.

### 1. Essais concernant les effets statiques des surcharges.

Les résultats de mesure des flèches, rotations et tensions à la clef,

au milieu de la montée de la voûte (distance horizontale à la clef 21,0 m),

à la proximité de la naissance de la voûte corde de l'arc 72,0 m) et

à la naissance elle-même

sont représentés sous forme de

*lignes élastiques* pour le convoi d'épreuve, composition «A» (fig. 3) et pour l'emplacement du convoi à la clef et au milieu de la montée, côté Gare (fig. 29);

*lignes d'influence* des flèches et rotations, du groupe de charges, composition «A» pour trois emplacements: milieu de la montée, côté Gare — clef — milieu de la montée, côté Ville (Fig. 25, 26 et 27);

*diagrammes des tensions* pour le convoi d'épreuve, composition «A». (Fig. 25, 26, 27 et 28.)

Toutes les mesures furent exécutées deux fois.

Les valeurs moyennes en résultant furent reportées aussi bien pour le côté extérieur que pour le côté intérieur de la voûte jumelle amont.

Par suite de la disposition dissymétrique du convoi d'épreuve «A» dans le sens transversal (Fig. 3), les déformations sur le côté intérieur de l'arche, chargé davantage, sont plus considérables (Fig. 25 à 27). Ces différences sont insignifiantes, par conséquent les efforts de torsion pratiquement sans importance.

Pour le calcul des efforts résultant des déformations locales mesurées, on a admis un mo-

dule d'élasticité  $E_e$  de 400 000 kg/cm<sup>2</sup>. Le choix de ce module d'élasticité est justifié au chapitre E. III. 6) et 8).

Le tableau général des déformations — flèches et rotations — a un aspect régulier. Les rotations mesurées et les lignes élastiques correspondantes sont concordantes. Les déformations permanentes étaient faibles. On peut affirmer que la construction se comporte pratiquement comme un système élastique. On peut admettre que les culées, correspondant à une portée de 82,2 m, sont indéformables. Les écarts isolés et les perturbations locales correspondent à des phénomènes analogues également constatés sur d'autres constructions en pierre (Viaduc de la Sitter, ligne lac de Constance-Toggenburg, près de Saint-

Gall; Viaduc de Wiesen sur la Landwasser, ligne Davos-Filisur des chemins de fer rhétiques).<sup>4)</sup>

Par suite de la coopération de la superstructure (tablier, voûtes d'évidement), les valeurs mesurées des flèches, rotations et efforts sont inférieures aux valeurs connexes calculées pour la voûte sans superstructure. (Fig. 28 et 29.) Cet effet de soulagement se fait notamment remarquer pour l'emplacement des charges au milieu de la montée de la voûte; il provient du fait que l'influence du tablier continu se manifeste davantage par suite du chargement unilatéral; cette influence a surtout pour effet d'amoindrir les

<sup>4)</sup> Consulter la «Schweiz. Bauzeitung» du 21 juin 1934, tome 83, p. 287 et celle du 1<sup>er</sup> août 1931, tome 98, p. 55.

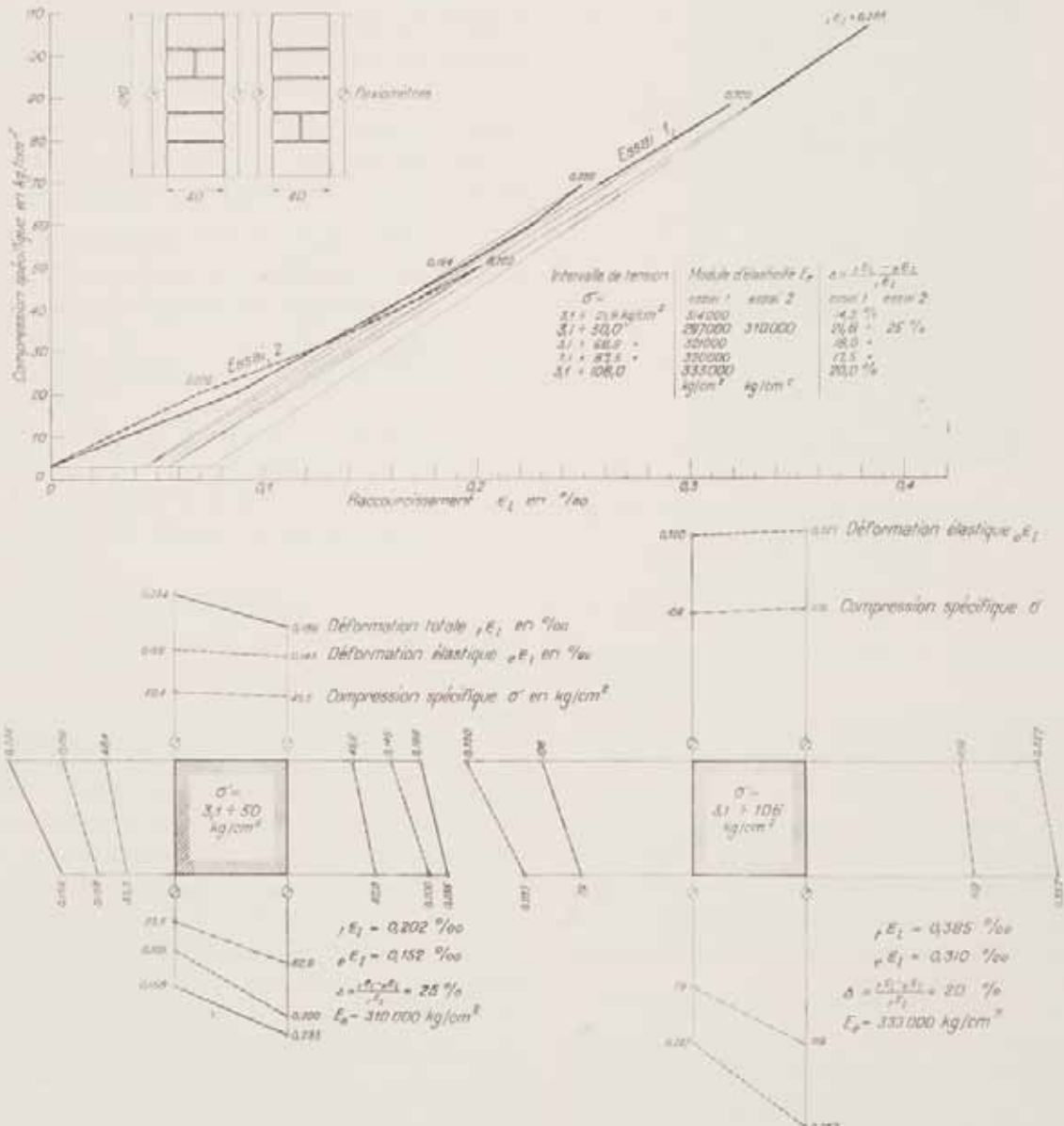


Fig. 21. — Déformations des piliers, mesurées sur la longueur totale de 120 cm. Déformations linéaires — Répartition des compressions.

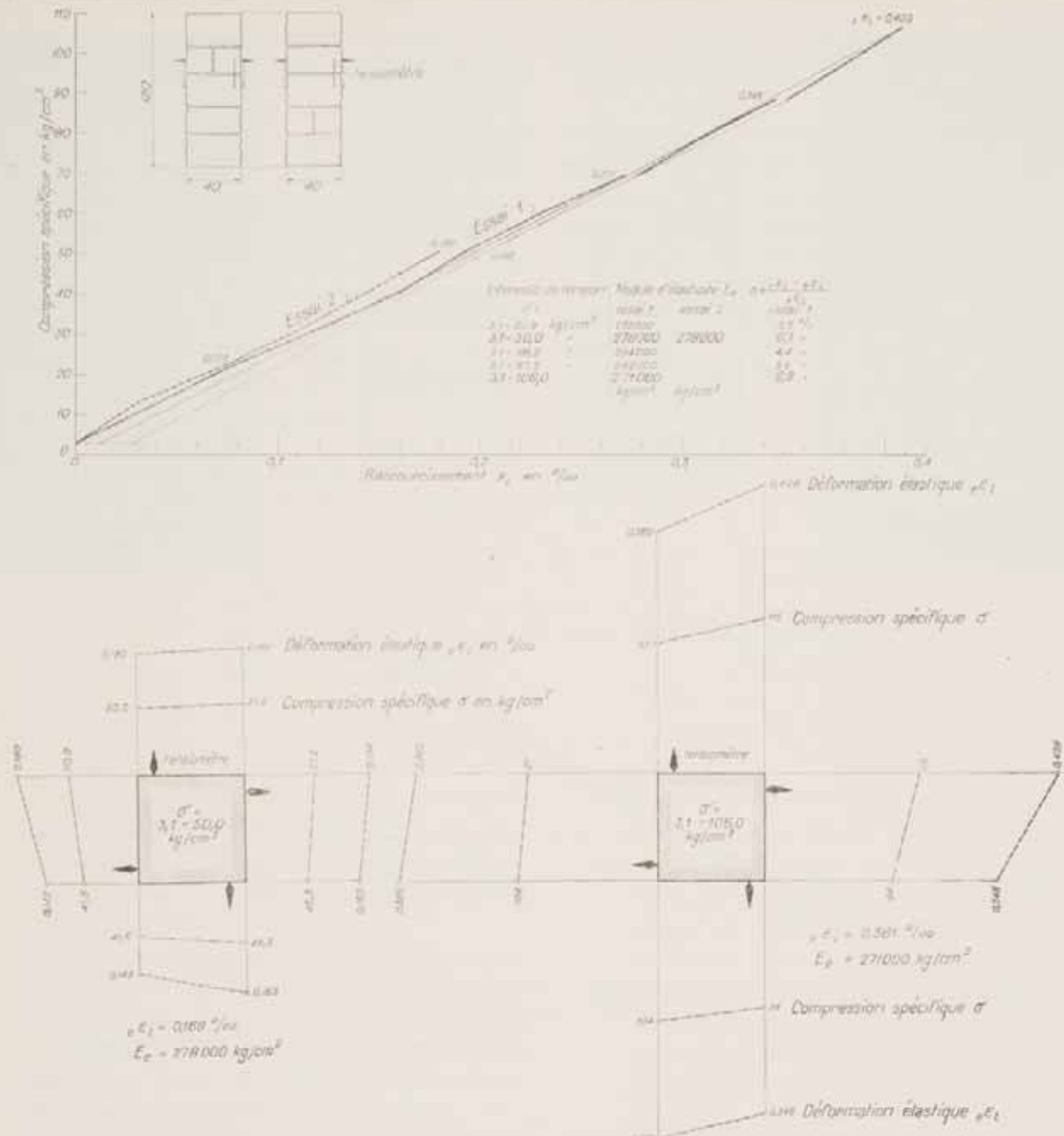


Fig. 22. — Déformation mesurée sur un joint horizontal. Déformations linéaires — Répartition des compressions

déformations de la moitié du pont non chargée. (Fig. 29.)

Pour l'emplacement des charges à la clef, l'effet du tablier intervient de façon moins nette, à cause de la déformation plus favorable de la voûte; l'effet du soulagement du tablier ne peut donc pas se manifester d'une manière aussi forte.<sup>5)</sup> (Fig. 29.)

<sup>5)</sup> Les mêmes phénomènes furent constatés lors de mesures effectuées sur les voûtes des ponts en béton armé sur le Val-Tschietobel (pont-route) et sur la Landquart près de Klosters (pont des chemins de fer rhétiques). Voir S.B.Z. du 1<sup>er</sup> octobre 1927, tome 90, p. 172 et celle du 18 juillet 1931, tome 98, p. 36.

Les valeurs maxima des déformations et des tensions mesurées sont données dans le tableau suivant:

flèches verticales					
à la clef	affaissement + 1,56 mm				
au milieu de la montée	„ + 0,49 mm				
	soulèvement - 0,18 mm				
Rotations					
à la clef	± 9,9 mm				
au milieu de la montée	<table border="0"> <tr> <td>+</td> <td>4,6 mm</td> </tr> <tr> <td>-</td> <td>14,4 mm</td> </tr> </table>	+	4,6 mm	-	14,4 mm
+	4,6 mm				
-	14,4 mm				
Efforts					
à la clef	<table border="0"> <tr> <td>compression</td> <td>- 8,6 <math>\text{kg}/\text{cm}^2</math></td> </tr> <tr> <td>traction</td> <td>+ 4,4 <math>\text{kg}/\text{cm}^2</math></td> </tr> </table>	compression	- 8,6 $\text{kg}/\text{cm}^2$	traction	+ 4,4 $\text{kg}/\text{cm}^2$
compression	- 8,6 $\text{kg}/\text{cm}^2$				
traction	+ 4,4 $\text{kg}/\text{cm}^2$				



Le lignes des pressions résultant des efforts mesurés pour les emplacements du groupe de charges «A» à la clef et au milieu de la montée de la voûte sont comparées aux lignes des pressions théoriques déterminées pour la voûte seule, sans superstructure. (Fig. 30 et 31). La correspondance de l'allure générale est excellente. En détail on peut cependant constater des écarts considérables entre les résultats des mesures et des calculs; ils proviennent surtout de l'influence de la superstructure (tablier, voûtes d'évidement). En réalité, la poussée horizontale est plus faible; les excentricités des forces sont plus grandes ou plus petites, suivant l'emplacement du convoi «A» et la position de la section considérée.

Les facteurs de réduction des flèches théoriques de la voûte seule, sans superstructure, à la clef, qui permettent d'obtenir les valeurs mesurées, sont donnés ci-dessous.

Les valeurs mesurées s'obtiennent en multipliant les flèches théoriques par ces facteurs

emplacement des charges à la clef	0,738
-----------------------------------	-------

le soulagement atteint ainsi  $\sim 30\%$ .

Les déformations et efforts maxima mesurés sur les voûtes d'évidement extrêmes étaient faibles. (Fig. 10.) L'extension resp. rétrécissement de la corde de l'arc ne dépassaient pas  $\pm 0,1$  mm,

la flèche à la clef atteignit  $\sim 0,15$  mm

la rotation des piliers était de  $\sim 8$  secondes d'angle et

on mesura les efforts de compression  $\sim - 5$  kg/cm<sup>2</sup> et

de traction  $\sim + 3$  kg/cm<sup>2</sup>.

## II. Essais se rapportant aux effets dynamiques des surcharges.

### 1) Oscillations résultant des groupes de charges mobiles, compositions «B», «C» et «D».

Les oscillations furent enregistrées au moyen du sismographe, système de Quervain-Piccard, construit par Trüb, Täuber & Cie. Les convois «B», «C» «D» provoquent à la clef des oscillations dans la direction verticale, et horizontalement, dans le sens longitudinal et le sens transversal du pont. Les sismogrammes correspondants sont représentés par la figure 32. Les oscillations verticales sont les plus importantes; les plus petites sont les oscillations horizontales dans le sens longitudinal, encore tout juste enregistrées par le sismographe très sensible (amplification  $\sim 40 : 1$ ).

Les facteurs de majoration tenant compte des effets dynamiques (impacts) varient entre  $\sim 10$  et  $\sim 30\%$ ; ils sont maxima lorsque des camions passent sur le pont; dans ce dernier cas les flèches verticales résultant de l'effet statique des charges n'atteignent cependant pas leurs valeurs maximales. Les valeurs maximales absolues des oscillations furent déterminées lors du passage du groupe de charges «D» — convoi de tramways et 6 camions.

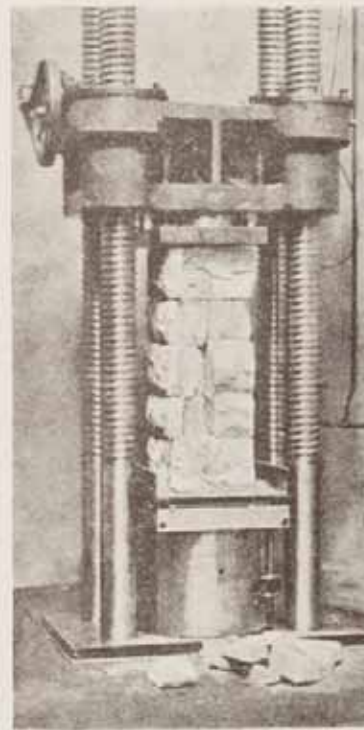


Fig. 23. — Rupture du pilier, dimensions 40x40x120 cm. Machine Amsler, puissance 1000 t. Pierre: Grès de Gilsdorf. Mortier: Ciment Portland 1:4. Charge maximale 1020 t. Compression spécifique 638 kg/cm<sup>2</sup>.

### a) Groupe de charges «B» — convoi de tramways — fig. 4.

Les oscillations verticales maximales à la clef furent provoquées par freinage brusque du convoi roulant à une vitesse de 15 km/h.

Elles atteignirent  $\pm \frac{0,260}{2}$  mm. Le facteur

de majoration correspondant, tenant compte des effets dynamiques, est de  $\sim 15\%$ . Les oscillations horizontales naissant simultanément

atteignirent des amplitudes de  $\pm \frac{0,112}{2}$  mm

dans le sens transversal et  $\pm \frac{0,026}{2}$  mm

dans le sens longitudinal.

Le passage du convoi à des vitesses de 10 — 12 km/h provoqua une oscillation verticale

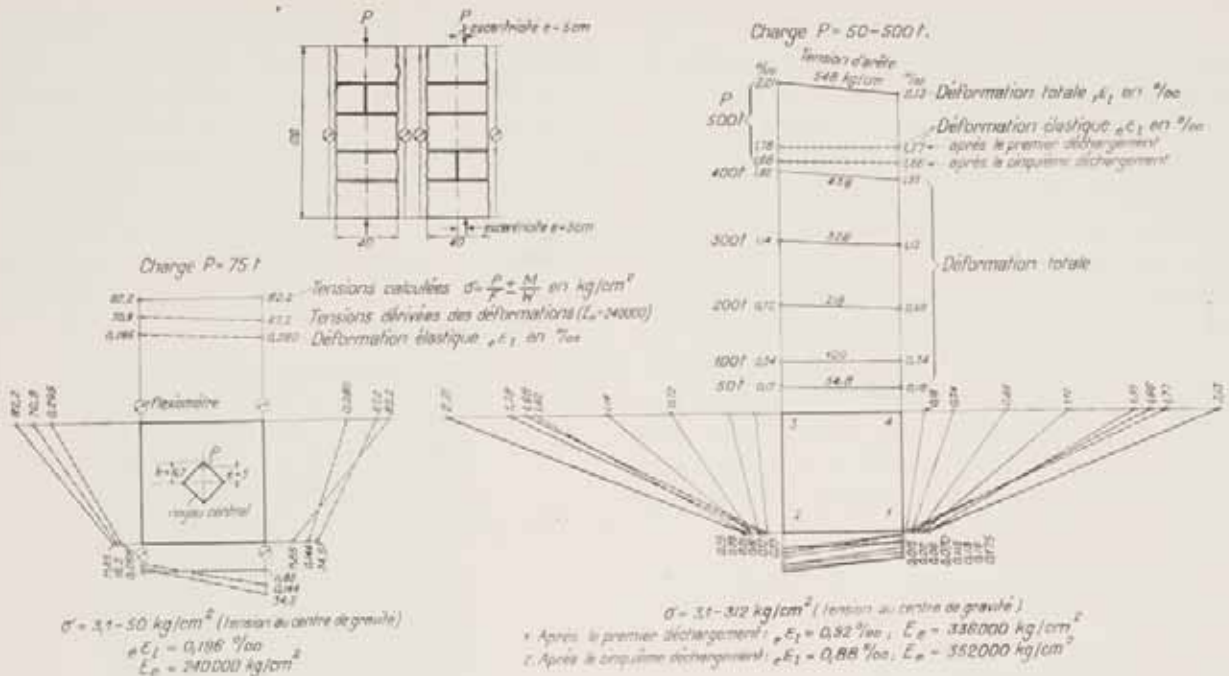


Fig. 24. — Déformations d'un pilier 40×40×120, comprimé par un effort excentré. Excentricité 5 cm  $\leq$  0,75 K (K = noyau central).

maximale de  $\pm 0,096$  mm, par suite, comme il fallait s'y attendre, des facteurs de majoration inférieurs à 6<sup>o</sup>/<sub>o</sub>. (Fig. 32.)

- b) *Groupe de charges «C»* — 3 camions en une rangée longitudinale, roulant à une vitesse de 15 km/h. (Fig. 5.) Oscillation verticale maximale  $\pm \frac{0,170}{2}$  mm. Facteur de majoration  $\sim 30\%$ . Oscillation horizontale transversale maximale  $\pm 0,052$  mm. Oscillations horizontales longitudinales insignifiantes. (Fig. 32.)

- c) *Groupe de charges «D»* — convoi de tramways et 6 camions roulant simultanément l'un à côté de l'autre à des vitesses de 12—15 km/h. (Fig. 6.)

Oscillation verticale maximale  $\pm \frac{0,281}{2}$  mm  
 Facteur de majoration tenant compte des effets dynamiques  $\sim 10\%$   
 Oscillation horizontale transversale maximale  $\pm \frac{0,052}{2}$  mm, oscillations horizontales longitudinales insignifiantes. (Fig. 32.)

2) *Epreuves oscillatoires.*

Les oscillations dues à l'action du pulsateur Losenhausen étaient enregistrées par un sismographe universel, système de Quervain-Piccard, construit par Trüb, Täuber & Cie. Le but de ces essais était de vérifier les calculs théoriques de vibrations de ponts en maçonnerie de pierres na-

tuelles — calculs se basant sur les lois de la théorie de l'élasticité — et en particulier

- la détermination de la fréquence propre du pont.
- la détermination de l'amplitude maximale de l'oscillation contrainte correspondant à la fréquence propre du pont,
- le calcul de déformations statiques sur la base des oscillations mesurées.

On a mesuré

- les oscillations verticales et horizontales, ces dernières dans le sens transversal et le sens longitudinal du pont, de même que la puissance du moteur en Watt, toutes ces grandeurs en fonction de la fréquence exprimée en Hertz (Fig. 33 et 34) et cela à la clef de la voûte, pulsateur à la clef (Fig. 33) et au milieu de la montée, pulsateur au milieu de la montée. (Fig. 34.)

Discussion des équations différentielles des oscillations harmoniques contraintes: Admettons que la masse du pont soit réduite en un point et que sa suspension soit élastique. La discussion des équations différentielles des oscillations harmoniques contraintes se base sur deux hypothèses, soit

- a) Amortissement proportionnel à la vitesse,
- b) Amortissement proportionnel à la vitesse et en outre causé par le frottement sec.

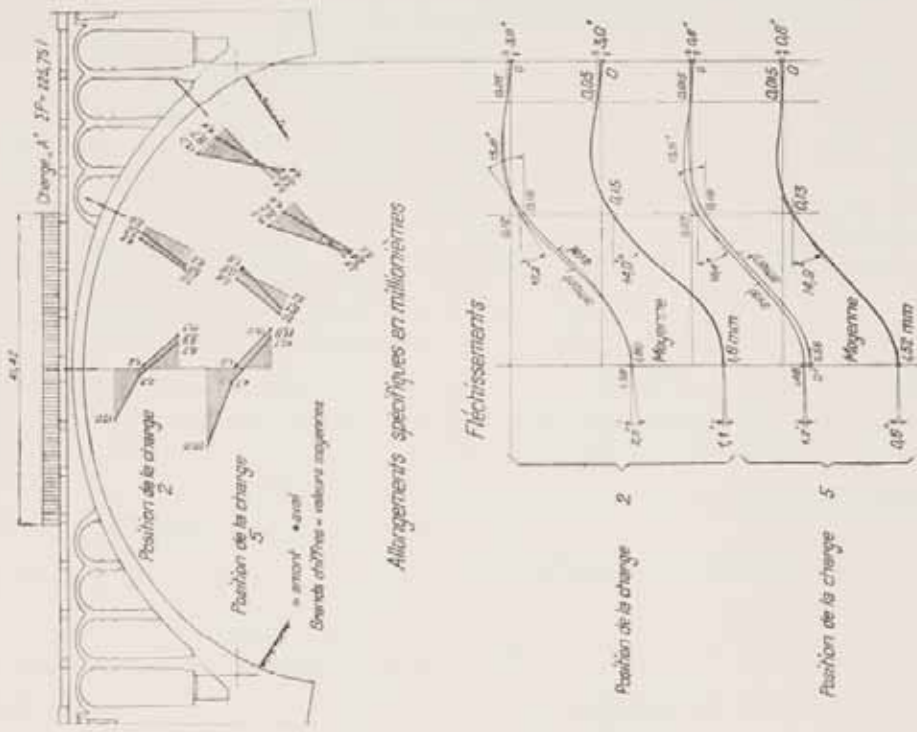


Fig. 26. — Déformations spécifiques locales. Fléchissements verticaux. Position de la charge "A" à la clef.

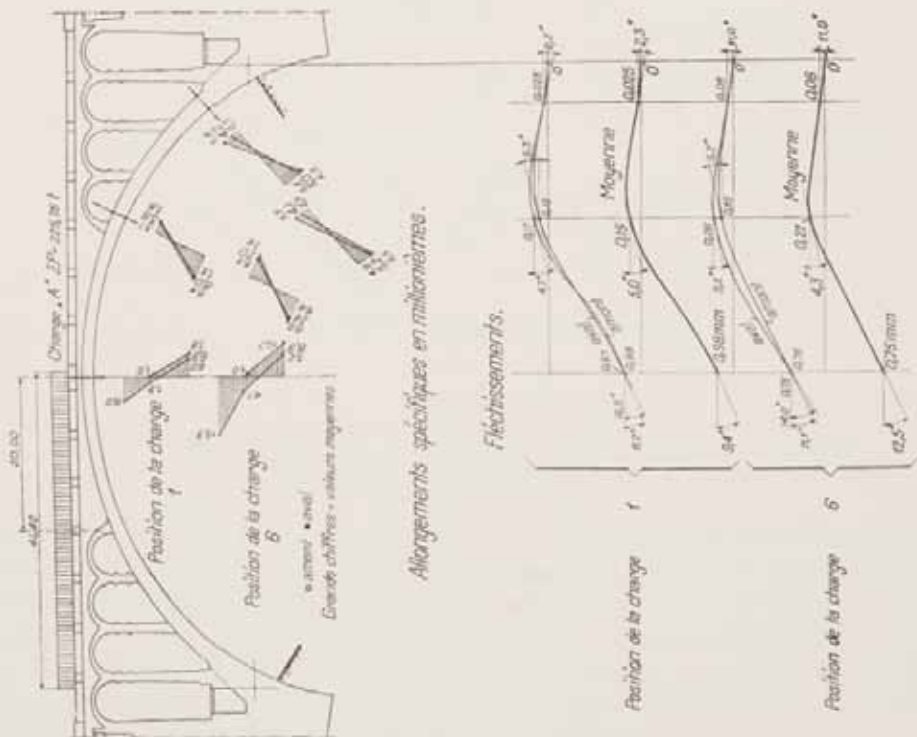


Fig. 25. — Déformations spécifiques locales. Fléchissements verticaux. Position de la charge "A" au quart côté Ville

a) *Amortissement proportionnel à la vitesse.*

L'équation différentielle de l'oscillation contrainte du pont, provoquée par le pulsateur, est  $\frac{d^2x}{dt^2} + 2n \frac{dx}{dt} + p^2 \cdot x = q \sin \cdot mt \dots 1)$

dont la solution est  $X = C \cdot \sin (mt - \alpha) \dots 2)$

où  $C = \frac{P \cdot N^2}{M \sqrt{(V^2 - N^2)^2 + (\frac{n}{\pi})^2 \cdot N}} \dots 3)$

et  $\text{tg } \alpha = \frac{2 m n}{p^2 - m^2} \dots 4)$

La puissance qui doit être fournie au pulsateur et qui correspond au travail interne plastique de la construction est  $A = M \cdot m^2 \cdot n \cdot C^2 \dots 5)$

La fréquence propre du point-masse oscillant est  $V = \frac{p}{2\pi} \dots 6)$

Dans les équations 1 à 6, les notations employées signifient:

M = la masse oscillante (masse réduite du pont)

G = le poids de la masse vibrante  $M = \frac{G}{g}$

g = l'accélération de la pesanteur

x = l'élongation du pont vibrant par rapport à sa position initiale

t = le temps dont x est fonction

K = M . p<sup>2</sup> = la constante de l'élasticité de la construction par unité de l'élongation

p = V . 2 π

n =  $\frac{d}{2M}$  la constante de l'amortissement

d = le facteur de proportionnalité de l'amortissement = 2 . M . n

C = l'amplitude de l'oscillation contrainte

Q = P . m<sup>2</sup> la force centrifuge du pulsateur, proportionnelle au carré de la fréquence de ce dernier

P = la constante du pulsateur = 2,81 kg sec<sup>2</sup>

N =  $\frac{m}{2\pi}$  = la fréquence de la force perturbante de la machine

α = la différence de phase entre l'oscillation contrainte et la force perturbante

q =  $\frac{Q}{M}$

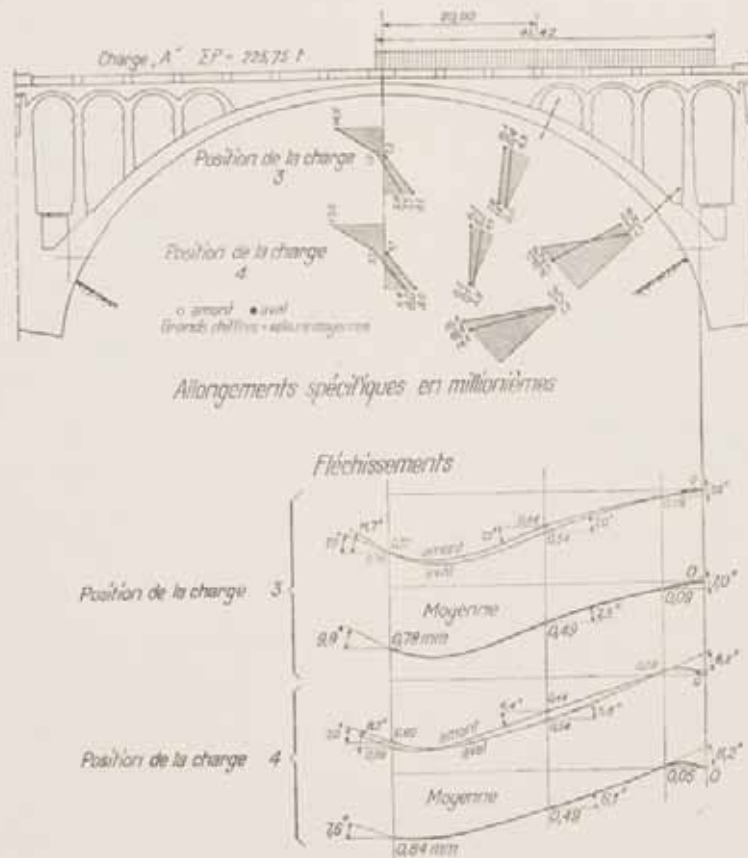
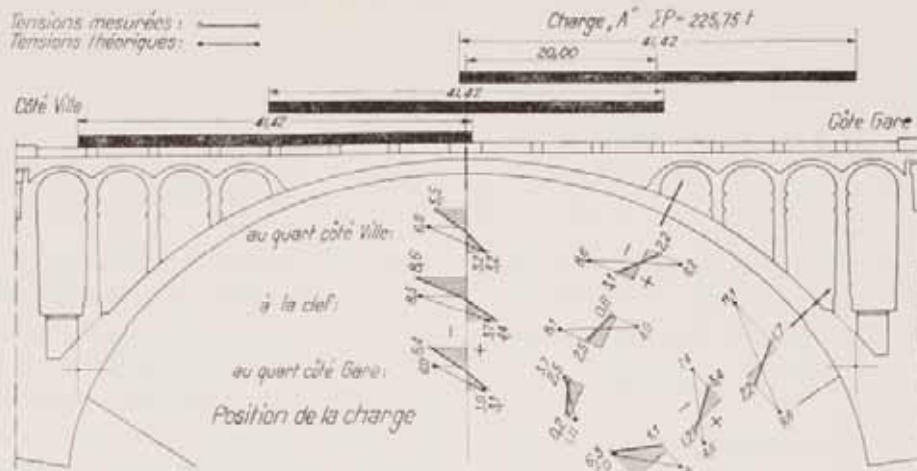


Fig. 27. — Déformations spécifiques locales. Fléchissements verticaux. Position de la charge «A» au quart côté Gare.



Tensions en  $kg/cm^2$  - Valeurs moyennes -  
Module d'élasticité  $E = 400000 kg/cm^2$

Fig. 28. — Tensions mesurées et calculées.  
Positions de la charge «A» à la clef et aux quarts côté Ville et côté Gare.



Fig. 29. — Lignes de fléchissements verticaux mesurés et calculés.  
Positions de la charge «A» à la clef et au quart côté Gare.

Les grandeurs C (amplitude de l'oscillation) et A (part de la puissance du moteur correspondant au travail interne non élastique de la construction) sont déterminées par des mesures, en fonction de la fréquence N des forces perturbantes de la machine. Les grandeurs M (masse réduite du pont) et n (constante de l'amortissement) doivent être déterminées de telle façon que les valeurs théoriques de C équation 3 — et A — équation 5 — se rapprochent le plus possible des valeurs mesurées de C et A.

Le graphique de la figure 35 permet de comparer les valeurs de C mesurées et calculées; les valeurs mesurées et calculées de C et A sont reportées graphiquement pour une coïncidence de  $N = 3,7$  et  $N = 4$ . La figure 36 illustre les relations analogues pour la coïncidence de  $N = 2$  et  $N = 4$ .

La masse oscillante du pont, M, et la constante de l'amortissement n se tirent de l'équation 3):

pour  $N = 3,7$  et  $4$  on a  $M = 2130 \frac{\text{kg sec}^2}{\text{cm}}$ ,

$G = 2\,090\,000$  kg et  
 $n = 0,35$

pour  $N = 2$  et  $4$  on a  $M = 917 \frac{\text{kg sec}^2}{\text{cm}}$ ,

$G = 900\,000$  kg et  
 $n = 0,81$ .

La constante de l'élasticité du pont  $K$  résulte de la relation  $K = M \cdot p^2 = M \cdot 4 \pi^2 \cdot V^2$ . Par des mesures on détermina la fréquence propre  $V = 4$  et  $M = 917 \frac{\text{kg sec}^2}{\text{cm}}$  (coïncidence de  $C$

pour  $N = 2$  et  $4$ ) respectivement  $2 \cdot 130 \frac{\text{kg sec}^2}{\text{cm}}$  (coïncidence de  $C$  pour  $N = 3,7$  et  $4$ ).

Par suite, on a pour les valeurs de  $K$   
 $K = 579\,000$  kg/1 cm respectivement  
 $K = 1\,345\,000$  kg/1 cm.

De la valeur des flèches mesurées à la clef  $\frac{1,56}{2,11} \cdot 0,00325 = 0,0024$  mm (fig. 29) on déduit

$$K = 1000 \text{ kg} \frac{1}{0,0024} = 420.000 \text{ kg/cm,}$$

le décrément logarithmique de l'amortissement est

$$\delta = \frac{\text{constante de l'amortissement } n}{\text{fréquence propre } V}$$

On a trouvé pour la fréquence propre  $V$  la valeur

$V = 4$  et pour la constante de l'amortissement les valeurs

$n = 0,35$  (coïncidence de  $C$  pour  $N = 3,7$  et  $4$ ) resp.

$$C = \frac{\sqrt{\left[ (V^2 - N^2)^2 + \left(\frac{n}{\pi}\right)^2 \cdot N^2 \right] - \frac{p^2 \cdot N^4}{M^2} - (V^2 - N^2)^2 \cdot \frac{16 \cdot V^4}{\pi^2} \cdot r^2 - \frac{4 \cdot v^2}{\pi^2} - N \cdot n \cdot r}}{(V^2 - N^2)^2 + \left(\frac{n}{\pi}\right)^2 \cdot N^2} \dots 8$$

$$A = M \cdot m^2 \cdot n \cdot C^2 + \frac{2}{\pi} \cdot M \cdot r \cdot p^2 \cdot m \cdot C \dots 9$$

Si l'on suppose  $M = 1000 \frac{\text{kg sec}^2}{\text{cm}}$  et si l'on admet que les valeurs de  $C$  données par l'équation 8) coïncident pour  $N = 4$  et  $N = 3,7$ , on obtient pour toutes les valeurs de  $N$  une meilleure concordance des valeurs de  $C$  et  $A$  mesurées et calculées suivant les équations 8) et 9). (Fig. 37.)

On atteint une approximation encore meilleure si l'on suppose que pour de petites amplitudes d'oscillation, l'amortissement est proportionnel à la vitesse seule, par contre près du domaine de la résonance proportionnel à la vitesse, mais aussi causé par le frottement sec. Physiquement, cette hypothèse semble aussi plausible; il

$n = 0,81$  (coïncidence de  $C$  pour  $N = 2$  et  $4$ ).

Par suite, on obtient pour le décrément logarithmique les valeurs

$\delta = 0,088$  respectivement  $\delta = 0,202$ .

De la courbe des puissances  $A$  on déduit

$$= \frac{\pi \cdot a}{V} = \frac{\pi \cdot 0,16}{4} = 0,126. \quad (\text{Fig. 33})$$

La non-concordance des courbes  $C$  et  $A$  mesurées et calculées, telle qu'elle ressort des figures 35 et 36, de même que des poids calculés de la masse oscillante, enfin de la constante de l'amortissement déterminée, prouvent que les suppositions énoncées plus haut, soit — la masse du pont réduite en un point et suspendue élastiquement, et l'amortissement proportionnel à la vitesse — ne permettent pas de juger d'une manière suffisamment exacte le comportement de la construction.

b) *Amortissement proportionnel à la vitesse et en outre causé par le frottement sec.*

L'équation différentielle devient:

$$\frac{d^2x}{dt^2} + 2n \cdot \frac{dx}{dt} + p^2(x \pm r) = q \cdot \sin mt \dots 7$$

où  $R = r \cdot K$  est la force de frottement,

$r$  est positif pour  $\frac{dx}{dt} > 0$ , négatif pour  $\frac{dx}{dt} < 0$ .

La solution de l'équation différentielle, d'après J. P. den Hartog, <sup>6)</sup> donne pour  $C$ , l'amplitude de l'oscillation, et pour  $A$ , la puissance du moteur correspondant au travail interne non élastique, les valeurs suivantes:

n'est cependant pas possible de maintenir sans exception les différences entre les mesures et les calculs au-dessous de 10%.

On atteindrait peut-être une approximation encore plus grande, si l'on considérait le pont non pas comme un point-masse, mais comme une poutre homogène, et si l'on introduisait un amortissement interne.

Il ne faut cependant pas perdre de vue qu'il s'agit d'essais nouveaux effectués sur un pont en maçonnerie de pierres naturelles et qu'une expérience suffisante dans ce domaine des oscil-

<sup>6)</sup> J. P. den Hartog: «Forced vibrations with combined viscous and coulomb damping», Philosophical Magazine, 1930 I. S., 801—817.

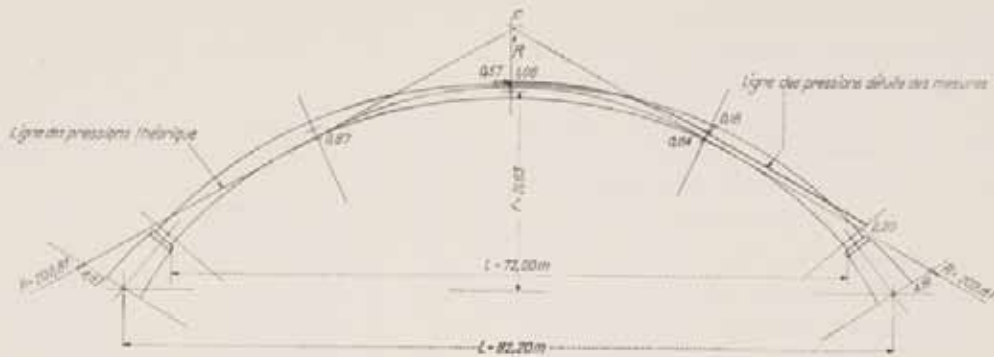


Fig. 30. — Lignes des pressions.  
Position de la charge «A» à la clef.

lations fait défaut. Les résultats déjà acquis doivent être complétés par de nouvelles épreuves oscillatoires du pont en question et surtout d'autres ponts en pierre. Il sera seulement alors permis de généraliser la valeur de ces épreuves oscillatoires, de comparer les principes théoriques et les connaissances expérimentales, et enfin de calculer les déformations statiques en se basant sur les déformation dynamiques mesurées.

Des résultats des mesures qui sont représentés par les figures 33 et 34 il résulte:

α) La fréquence propre du pont pour l'emplacement du pulsateur à la clef est de 4 Hertz (4 oscillations par seconde); le sismographe enregistra l'amplitude maximale de l'oscillation connexe à la clef de ± 0,54 mm. La valeur rectifiée (valeur réduite) de l'amplitude maximale de l'oscillation à la clef, correspondant à l'oscillation propre du sismographe est ± 0,474 mm. (Fig. 33.)

Les oscillations transversales et longitudinales sont très faibles, encore tout juste perceptibles par le sismographe.

β) L'amplitude maximale de l'oscillation à la clef de ± 0,074 mm, correspondant à la fréquence propre, est ~ 11 fois plus grande que la

flèche à la clef, flèche résultant de l'effet statique de la force centrifuge du pulsateur de 1780 kg; cette flèche mesure  $1780 \cdot \frac{0,024}{1000} = 0,043$  mm.

γ) La fréquence propre du pont pour l'emplacement du pulsateur Losenhausen au milieu de la montée est de 3,8 Hertz. La direction de l'oscillation en résonance est oblique, à peu près perpendiculaire à l'axe de la voûte; elle correspond à une oscillation verticale maximale de ± 0,091 mm (réduite ± 0,08 mm) et à une oscillation horizontale maximale de ± 0,064 mm dans le sens longitudinal (réduite ± 0,056 mm). (Fig. 34.) Dans le sens transversal, l'oscillation horizontale est d'un ordre de grandeur très petit.

**G. Résumé et conclusions.**

I. L'allure générale de l'état des tensions et des déformations mesurées montre un comportement qui correspond en principe à la théorie de l'élasticité. Les déformations permanentes étaient faibles, le comportement est élastique.

Les angles de rotation mesurés correspondent pratiquement exactement aux lignes élastiques mesurées.



Fig. 31. — Lignes de pressions.  
Position de la charge «A» au quart.

II. La flèche verticale maximale mesurée à la clef, résultant de la charge du convoi d'épreuve «A», poids 225,75 t, longueur 41,42 m est de 1,56 mm, soit  $\frac{1}{53000}$  de la portée; elle est même pour la surcharge tout à fait exceptionnelle de  $\sim 650 \text{ kg/m}^2$  extrêmement faible.

III. La plus grande valeur de l'effort de compression mesuré de  $8,6 \text{ kg/cm}^2$  fut constatée à la clef en admettant un module d'élasticité de  $400\,000 \text{ kg/cm}^2$ . Cet effort maximal correspond à la valeur théorique calculée pour l'arche seule, sans superstructure. A la clef, au quart et à la naissance de la voûte, les valeurs des tensions mesurées sont à une seule exception près, sensiblement plus petites que les valeurs des tensions théoriques.

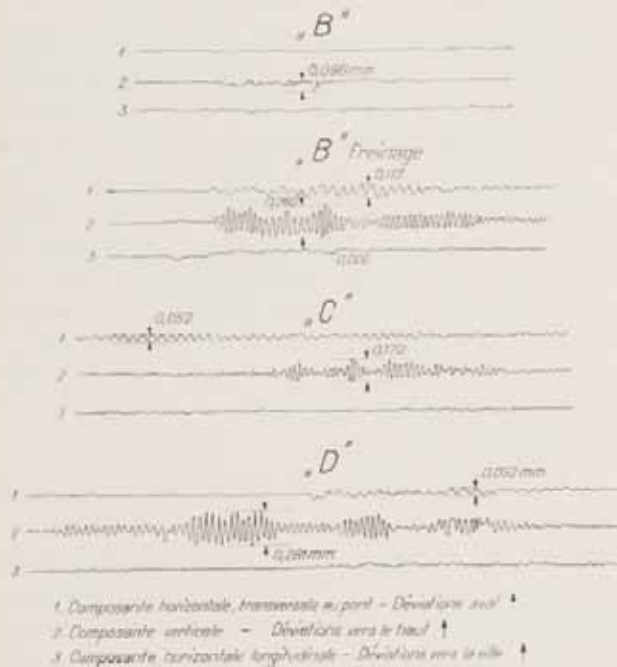


Fig. 32. — Oscillations dues aux surcharges, mesurées avec le sismographe Trüb, Täuber & Cie., système de Quervain-Piccard.  
Amplifications: sens horizontal — transversal 14 : 1,  
sens horizontal — longitudinal 12,6 : 1,  
sens vertical 17 : 1.

IV. L'effet de soulagement de la superstructure de la voûte, de même que l'effet de barrage du tablier continu se manifestent nettement aussi bien dans les mesures de déformation que dans les mesures des tensions. Pour les flèches verticales à la clef, le soulagement atteint  $\sim 30\%$ , au quart de la voûte il est notablement plus grand.

V. Les lignes des pressions déduites des mesures des déformations locales, pour les deux positions du convoi d'épreuve le plus lourd «A», à la clef et au quart correspondent en principe

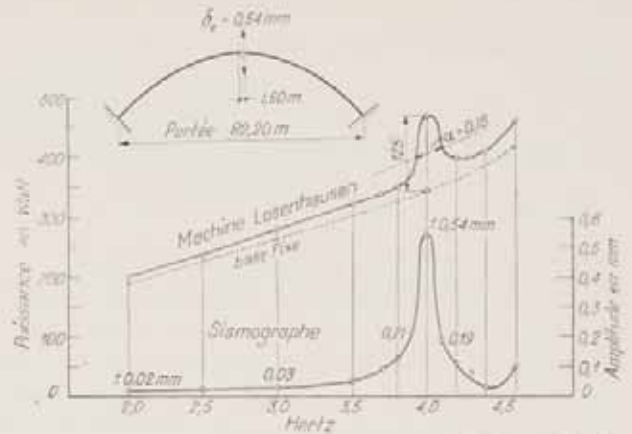


Fig. 33. — Oscillations verticales à la clef dues à l'action de la machine pulsatrice Losenhausen, mesurées avec le sismographe de Quervain-Piccard.

aux lignes des pressions théoriques. Les différences constatées — position de la ligne des pressions résultant des mesures un peu plus élevée par rapport à la courbe théorique — sont la conséquence d'une poussée horizontale moindre par suite des effets de soulagement et de la rigidité dus à la superstructure de la voûte.

VI. Les oscillations verticales maxima à la clef de  $\pm \frac{0,281}{2}$ , dues au passage du convoi d'épreuve «D» — tramways et 6 camions, vitesse 12—15 km/h — sont faibles. Les oscillations transversales sont d'un ordre de grandeur inférieur. Les oscillations longitudinales sont extraordinairement petites et ne sont perceptibles que lors d'un freinage brusque du convoi de tramways.

VII. Les coefficients de majoration qui tiennent compte des effets dynamiques (impacts) varient entre 30% — convoi d'épreuve «C», 3 camions placés en une rangée longitudinale, vitesse 15 km/h — et 10% — convoi d'épreuve «D», tramways et 6 camions, vitesse 12—15 km/h.

VIII. La fréquence propre du pont fut déterminée; elle est de 4 Hertz (4 amplitudes entières

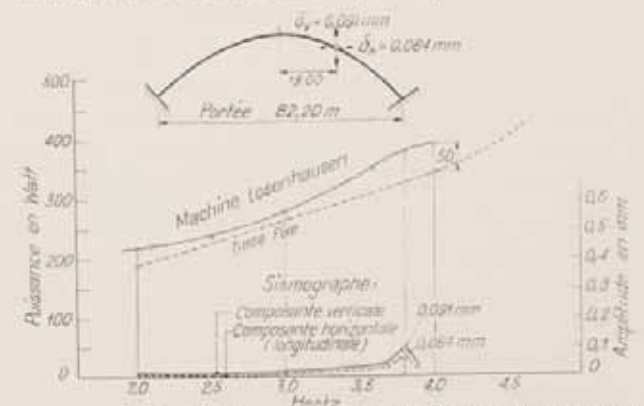


Fig. 34. — Oscillations au quart côté Gare dues à l'action de la machine pulsatrice Losenhausen, mesurées avec le sismographe de Quervain-Piccard



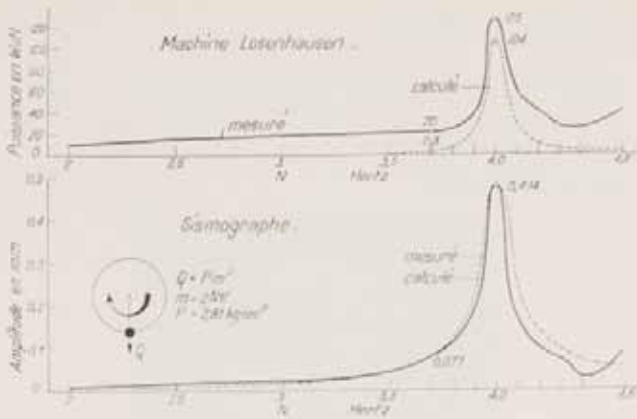


Fig. 35. — Valeur C = amplitudes des oscillations et A = puissance du moteur en fonction de la fréquence de la force perturbante de la machine. Valeurs mesurées et calculées; coïncidence pour N = 3,7 et 4.

par seconde); l'amplitude verticale maximum à la clef, atteint  $\pm 0,474$  mm.

La direction des oscillations en résonance pour le quart de la voûte est oblique; elle est à peu près perpendiculaire à l'axe de l'arche.

IX. Le pont Adolphe est capable de supporter les plus lourdes charges dues à la circulation qu'un avenir prochain pourrait encore amener, en tenant compte de la capacité des routes. Il est capable de supporter sans inconvénient des convois de charges deux fois plus lourds que ceux utilisés à l'occasion des essais du 20 octobre 1933, tout en restant dans les limites de tension et de déformations admissibles.

Si, dans un avenir prochain, les charges provenant de la circulation devenaient plus lourdes que celles des convois d'épreuve des derniers essais, il serait nécessaire de procéder à un examen supplémentaire concernant la sécurité du tablier, cette sécurité n'étant pas l'objet de la présente étude.

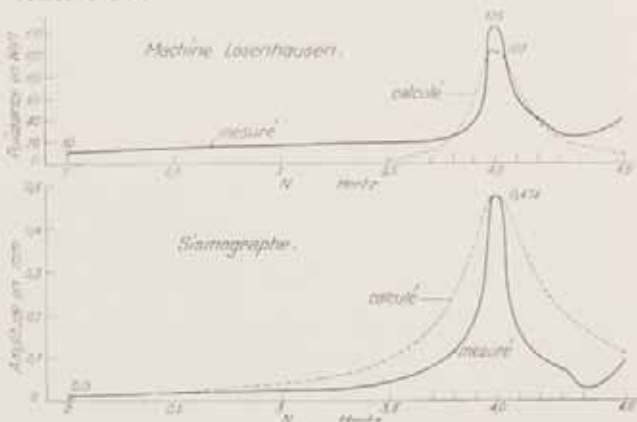


Fig. 36. — Valeur C = amplitudes des oscillations et A = puissance du moteur en fonction de la fréquence de la force perturbante de la machine. Valeurs mesurées et calculées; coïncidence pour N = 2 et 4.

X. Le degré de sécurité à la rupture, si l'on se base sur le convoi d'épreuve le plus lourd du 20 octobre 1933, respectivement les surcharges admises lors de la construction du pont Adolphe dans les années 1899 à 1903, est supérieur à 6 respectivement 8.

\* \* \*

Les constructions en maçonnerie de pierres naturelles, jugées au point de vue technique de l'ingénieur, se comportent comme des corps élastiques malgré leur hétérogénéité et leur anisotropie causées par la nature et par le genre de construction. Les propriétés de résistance et de déformation sont dépendantes de la qualité de pierre, du mortier des joints, du mode de construction, de l'état des efforts dus à la charge permanente et aux effets variables de la surcharge et finalement de la pression du vent et

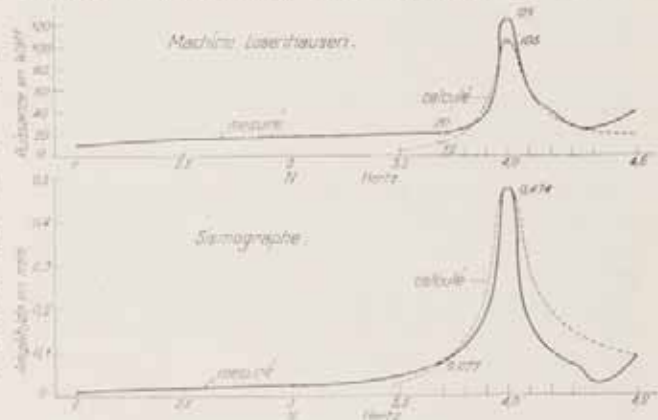


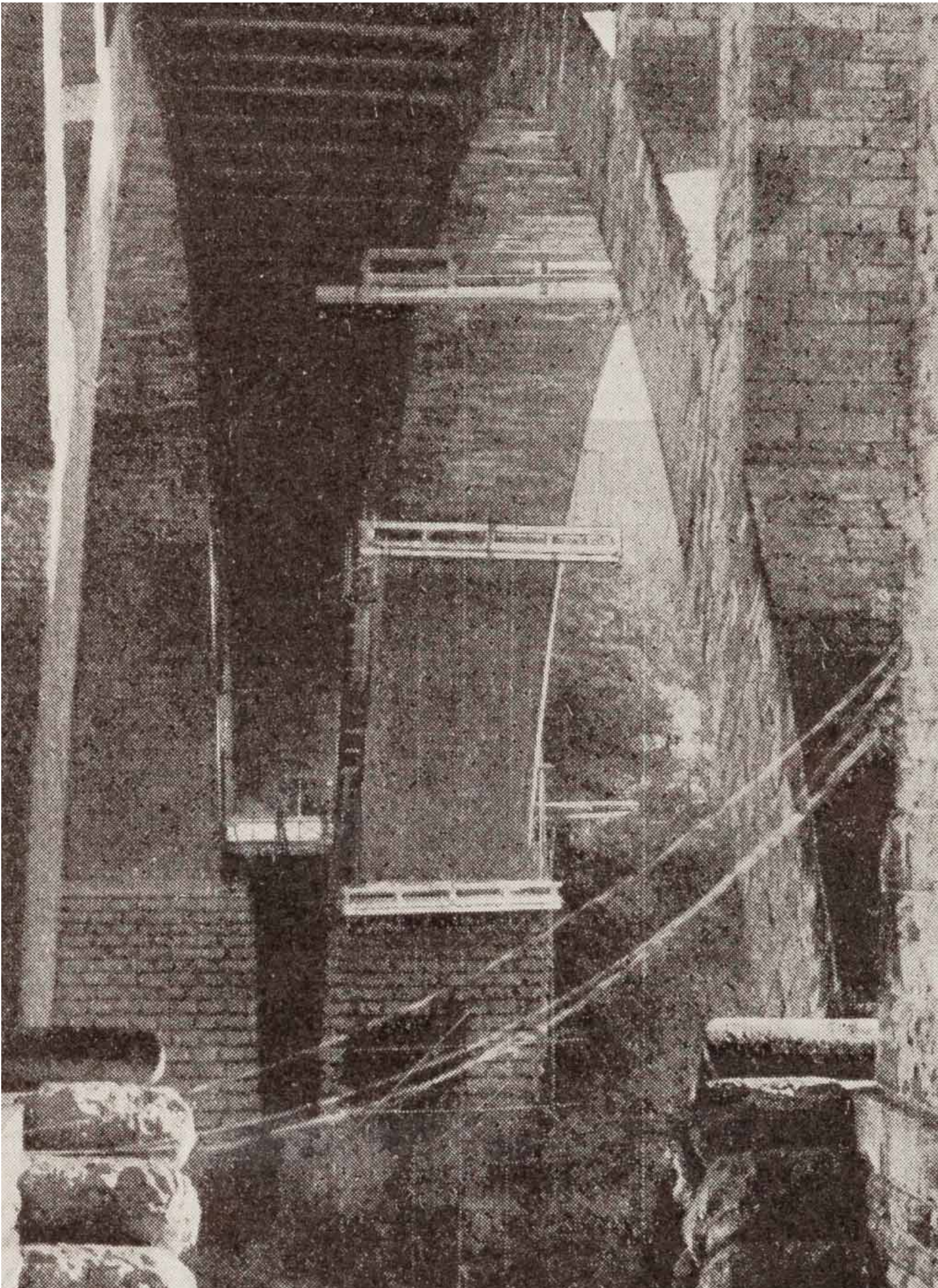
Fig. 37. — Valeur C = amplitudes des oscillations et A = puissance du moteur en fonction de la fréquence de la force perturbante de la machine. Valeurs mesurées et calculées; coïncidence pour N = 3,7 et 4.

du changement de température. Ces propriétés se manifestent dans les déformations totales, permanentes et notamment élastiques; on doit cependant en tenir compte convenablement et d'une manière sensée. En outre le principe suivant est valable: les calculs statiques de constructions massives d'après la théorie de l'élasticité doivent en premier lieu révéler les principes dont le choix du matériau, la disposition générale, les détails constructifs et le mode d'exécution dépendent.

Le pont Adolphe sur la vallée de la Pétrusse à Luxembourg incarne l'esprit, l'expérience et l'art de son créateur. C'est un monument impérissable de l'école classique française d'art de la construction des ponts, qui par sa vérité, sa beauté et sa hardiesse honore son maître Paul Séjourné.

Zurich, janvier 1935.

M. ROŠ.



# Le pont en béton précontraint de Colmar-Berg

par L. MONTFORT

Ingénieur Civil des Constructions U. I. Lv.

Entreprise E. Nennig, Luxembourg.

Le nouveau pont sur l'Attert à Colmar-Berg est le premier pont en béton précontraint construit au Grand-Duché de Luxembourg. Nous croyons qu'à ce titre il mérite de retenir quelques instants l'attention de nos lecteurs.

\* \* \*

Le tablier du pont gravement endommagé en 1944 était du type à poutres et entretoises en béton armé et comportait deux travées. Il apparut intéressant, eu égard aux fortes crues auxquelles la rivière est sujette, de supprimer l'appui médian. L'aspect de l'ouvrage d'ailleurs ne pouvait qu'y gagner.

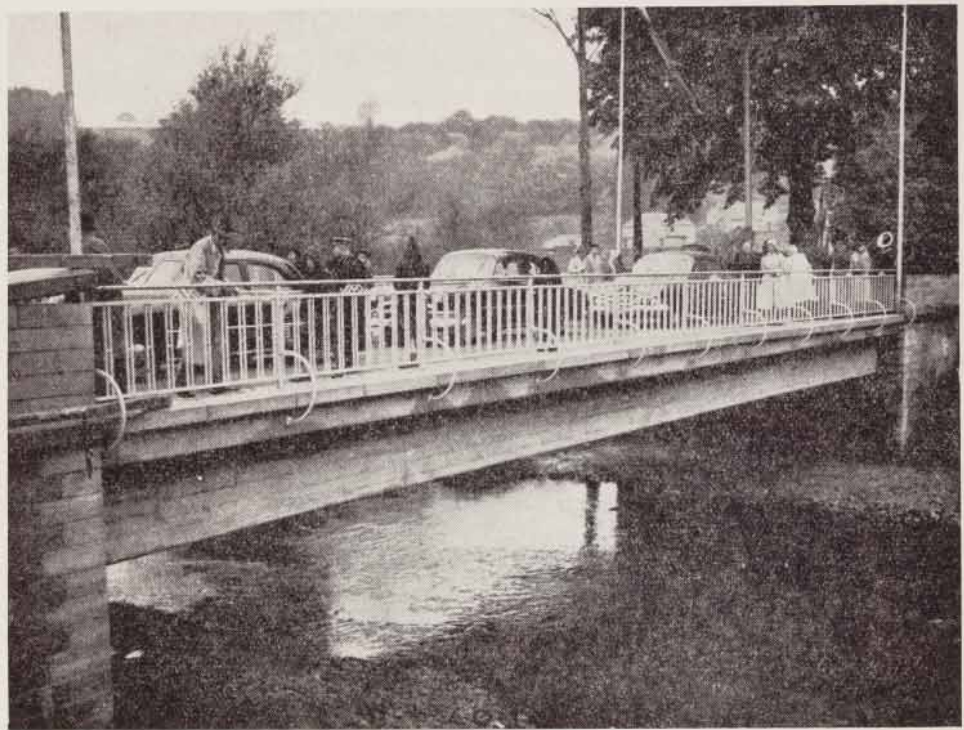
Mais cet accroissement de la portée ne pouvait se faire aux dépens de la hauteur libre sous le pont.

C'est l'emploi du béton précontraint qui permit cette gageure : doubler la portée du pont sans augmenter l'épaisseur du tablier.

Ajoutons que la portée du nouveau pont, qui est de 24 m, est déjà considérable pour le type de tablier à dalle pleine choisi par l'Administration. Pour des portées plus grandes, le type qui s'impose est un tablier formé de poutres précontraintes soit monolithes soit constituées de tronçons préfabriqués, la solidarisation de ces poutres s'obtenant le plus simplement par une précontrainte transversale.

\* \* \*

On sait que l'idée de précontraindre le béton trouve sa justification profonde dans le fait que le béton a une résistance élevée à la compression, alors que sa résistance à la traction est très faible.



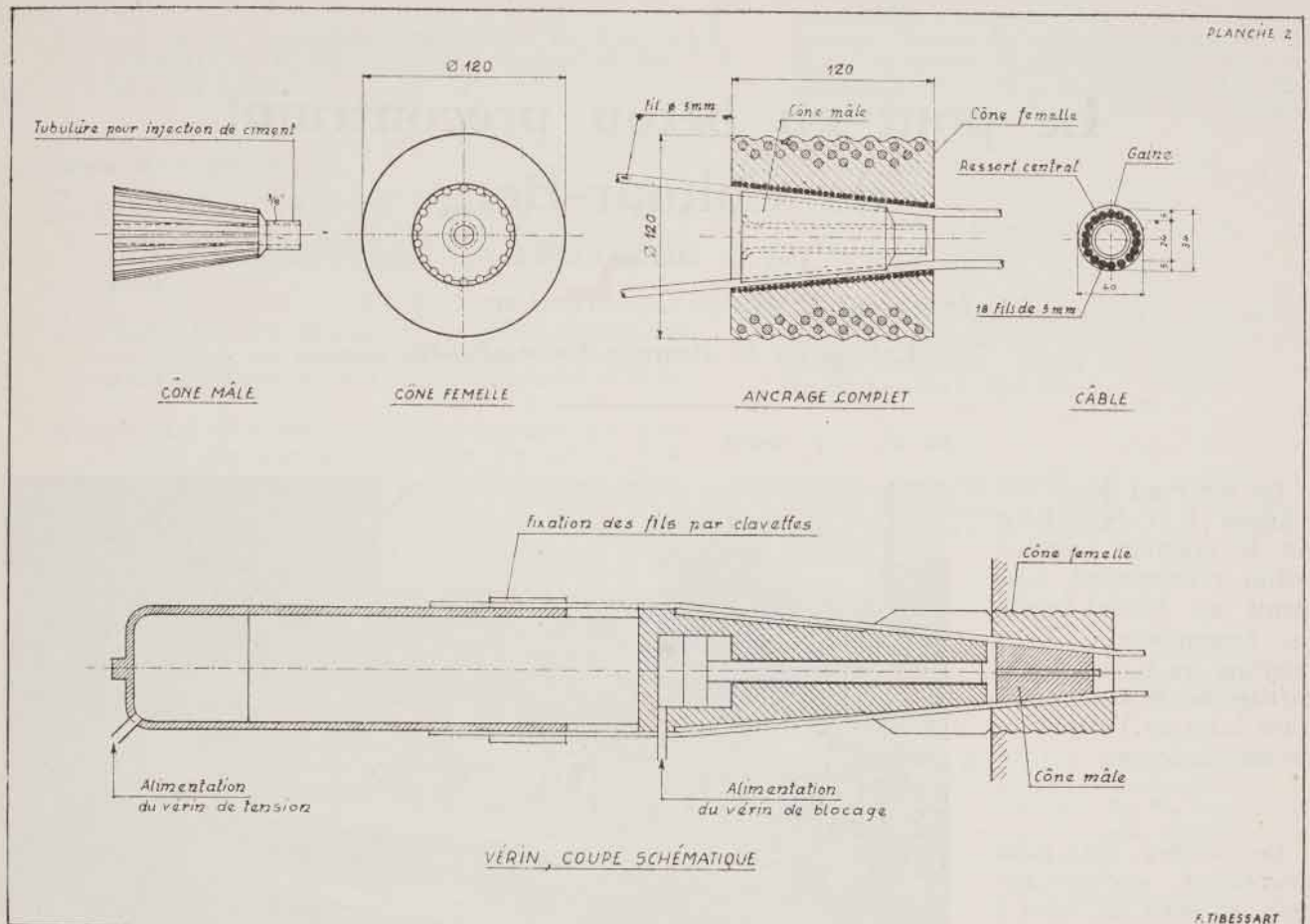
Nouveau pont en béton précontraint. Entreprise E. Nennig 1951.  
(Photo Tony Krier.)

Dans le béton armé, c'est aux armatures qu'est dévolu le rôle de reprendre les tensions de traction après « fissuration » du béton dans les zones tendues. Dans le béton précontraint on réalise, préalablement à l'application des charges, une compression susceptible de compenser les tensions de traction qui apparaîtraient normalement sous l'action de ces charges.

On obtient ainsi des éléments fléchis dont toutes les sections sont entièrement comprimées, un matériau homogène exempt de fissuration et dès lors étanche par lui-même.

Les forces de compression nécessaires à la précontrainte du béton sont obtenues par l'étrépage de fils d'acier à haute résistance.

On peut réaliser la précontrainte par adhérence dans le béton de fils tendus avant le bétonnage.



Matériel de précontrainte employé. (Système Freyssinet.)

Mais la méthode la plus courante consiste à tendre les fils en prenant appui sur la pièce de béton elle-même. Dans ce cas, les fils groupés sous forme de câbles et protégés contre l'adhérence du béton par une gaine, sont mis en tension par des vérins s'appuyant sur le béton durci. Les câbles tendus sont bloqués aux extrémités de la pièce dans des appareils d'ancrage.

C'est à un grand ingénieur français, M. E. Freyssinet, que revient la paternité du béton précontraint. Dès 1929, M. Freyssinet faisait breveter son invention et créait un appareillage de précontrainte — ancrages, vérins, etc. — qui sans modification importante est toujours en faveur à l'heure actuelle.

Dans un livre paru en 1933 — qu'on ne relit jamais sans profit — « Une révolution dans les techniques du béton », M. Freyssinet a étudié spécialement la notion de contrainte préalable et les conditions d'utilisation des précontraintes.

On lui doit les premières réalisations pratiques de béton précontraint. La plupart de ses ouvrages ont séduit les constructeurs de tous les pays par leurs formes audacieuses et leur perfection architecturale, et ont contribué grandement au rayonnement et au succès de cette nouvelle technique.

Ce sont les procédés Freyssinet qui ont été utilisés avec plein succès pour la construction du pont de Colmar-Berg.

En l'occurrence on a fabriqué sur le chantier même 140 câbles formés de 18 fils de 5 mm de  $\varnothing$  disposés en couronne autour d'un noyau central flexible. Ces câbles, enveloppés d'une gaine en feuillard d'acier de 0.10 mm d'épaisseur, ont été mis en place à l'intérieur du coffrage.

Les ancrages des câbles, dans le système Freyssinet, sont formés de 2 pièces en béton fretté à haute résistance, les cônes mâle et femelle, entre lesquels les fils seront bloqués après mise en tension. (voir figure ci-dessus.)

Pour obtenir une mise en place précise et facile des cônes femelles, on les a enrobés dans des « pièces d'about » en béton qui ont été posées au mortier comme les briques d'un mur.

Les vérins Freyssinet comportent essentiellement un pot de tension pour l'étirage du câble et un piston pour l'enfoncement du cône mâle. Les fils sont fixés par des clavettes au pot de tension qui, sous l'effet de la pression fournie par une pompe, opère la traction désirée. Les opérations sont soumises au double contrôle des lectures manométriques et de la mesure des allongements du câble.

Le blocage du câble tendu se fait par l'enfoncement du cône mâle sous une pression légèrement supérieure à la pression de mise en tension des fils.

Les pressions manométriques utilisées sont de l'ordre de 400 kg/cm<sup>2</sup> et obtenues par une pompe à eau actionnée à la main.

La course utile des vérins est pratiquement de 15 cm environ. Comme il y a normalement un vérin à chaque extrémité du câble, l'allongement maximum possible en une seule opération est de l'ordre de 30 cm. L'allongement spécifique à obtenir étant environ de 5 mm par m, il est possible de mettre en tension sans reprise des câbles de quelque 60 m de longueur.

\* \* \*

Examinons de plus près l'action des câbles dans le tablier du pont de Colmar-Berg. (voir fig. p. 190.)

Les diagrammes de tension relatifs à la section médiane montrent que dans les deux états de charge principaux — à savoir le pont sans surcharge et le pont avec la surcharge maximum prévue — les possibilités de résistance du béton sont également et intégralement exploitées. Dans les deux cas en effet, une des fibres extrêmes est sollicitée à un taux voisin du taux de compression maximum admis par le cahier des charges, en l'occurrence 120 kg/cm<sup>2</sup>, sans que la fibre extrême opposée ne soit mise en traction.

La coupe longitudinale du pont nous révèle que certains câbles ont reçu une forme parabolique.

Ceci s'explique par le fait que le moment dû aux charges, qui est maximum au milieu de la portée, diminue rapidement vers les extrémités du pont. Il y a lieu de diminuer dans le même sens le moment dû aux précontraintes en réduisant progressivement l'excentricité des câbles. A défaut de quoi on obtiendrait dans les zones voisines des appuis des tensions de traction permanentes dans la fibre supérieure et une compression inadmissible dans la fibre inférieure.

Le relevage des câbles a encore d'autres conséquences heureuses. La composante verticale de la force de précontrainte oblique est de sens opposé à l'effort tranchant dû aux charges, ce qui améliore la situation de la dalle au point de vue des sollicitations tangentielles dans le béton. Enfin, l'épanouissement des nappes de câbles permet d'espacer convenablement les cônes d'ancrage.

Le béton précontraint ne saurait se concevoir sans l'utilisation de matériaux de toute première qualité.

Pour l'acier d'abord : il est impossible de faire de la précontrainte durable avec de l'acier doux ordinaire.

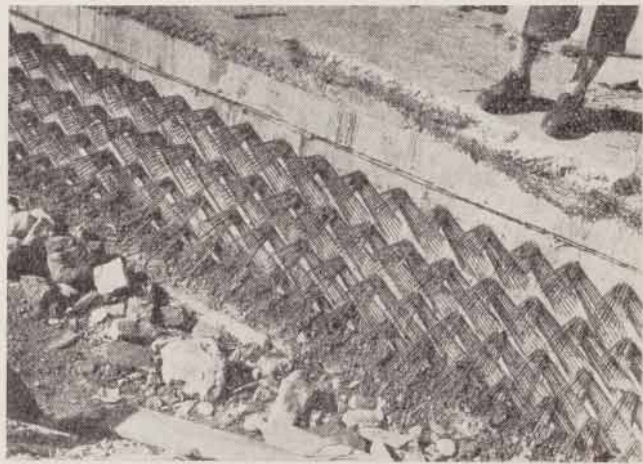
En effet, le module d'élasticité des aciers étant une constante, les aciers ordinaires, faiblement sollicités, ne subissent que de faibles déformations,

Or le raccourcissement du béton dû au retrait et à l'application de l'effort de précontrainte est à la longue du même ordre de grandeur que l'allongement que l'on pourrait donner aux fils d'acier ordinaire. Ceux-ci se trouveraient finalement complètement relâchés et sans action sur le béton.

Les aciers employés pour la précontrainte du pont de Colmar-Berg étaient d'une qualité « spéciale pour béton précontraint » et ont donné aux essais les résultats moyens suivants :

Limite élastique . . . . .	14.000 kg/cm <sup>2</sup>
Tension de rupture . . . . .	15.500 kg/cm <sup>2</sup>
Allongement à la rupture . . . . .	9%

La tension définitive qui leur a été demandée était voisine de 8000 kg. Il en résulte que chaque câble de 18 fils de 5 mm fournit un effort de  $18 \times 0,196 \times 8000 = 28.000$  kg, et que les 140 câbles employés transmettent au tablier un effort permanent de près de 4000 tonnes.

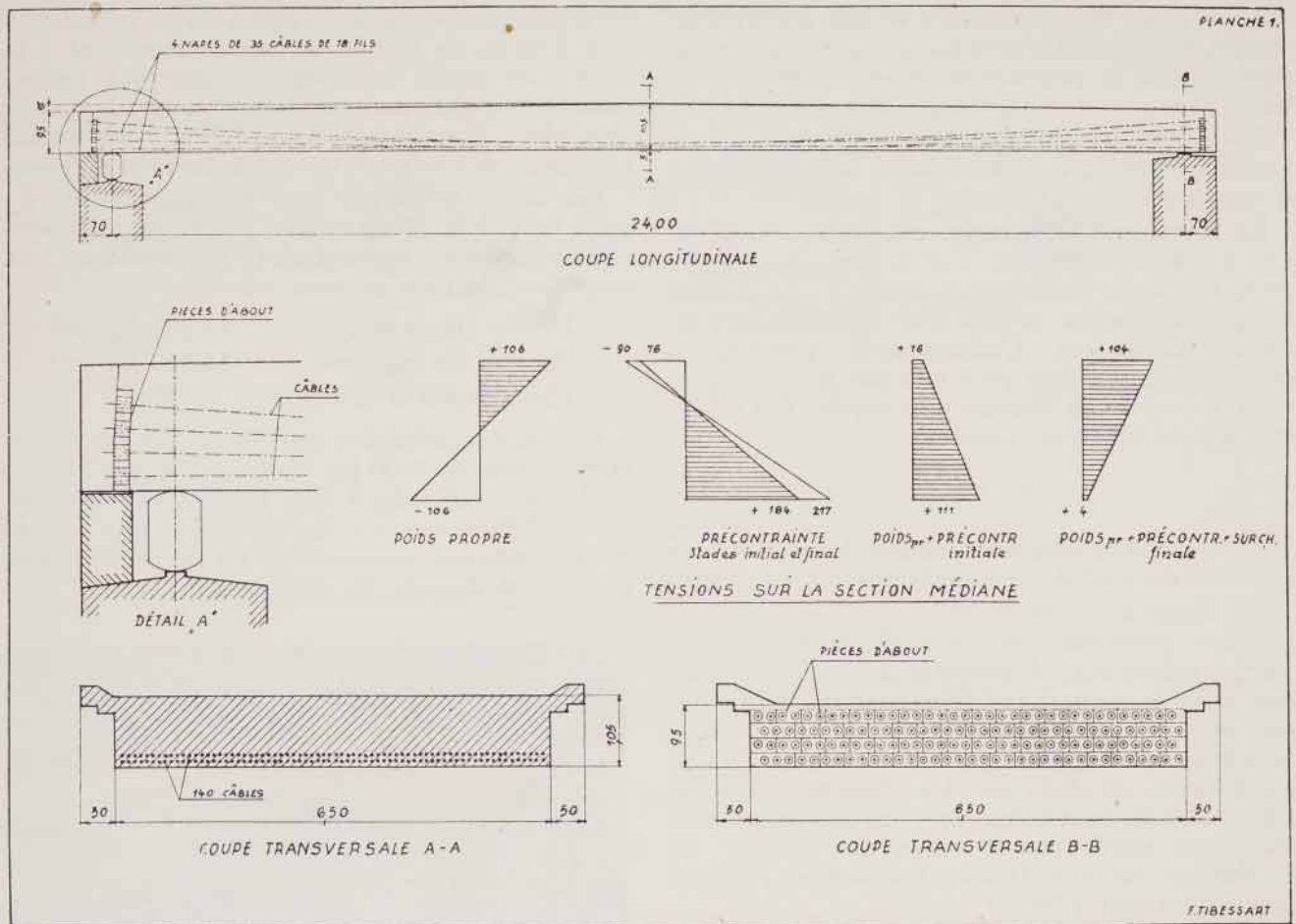


Extrémités de la dalle, précontrainte terminée.  
(Photo Raymon Mehlen.)

Le béton également doit être de haute qualité. Nous avons vu que son raccourcissement sous l'action des forces de précontrainte se faisait au détriment de celles-ci. Or la déformation du béton est d'autant moindre que son module d'élasticité est élevé. Comme ce module croît avec la résistance du béton, on aura intérêt, pour diminuer les pertes de précontrainte, à augmenter cette résistance.

D'autre part, la pression élevée exercée par les ancrages sur le béton exige également un béton à haute résistance.

En effet, la surface d'appui du cône femelle étant de 100 cm<sup>2</sup>, la pression permanente transmise au béton dans le cas, qui nous occupe est de  $\frac{28.000}{100} = 280$  kg/cm<sup>2</sup>. Comme le cône est complètement enrobé de béton, on peut admettre que le tiers de l'effort d'ancrage est repris par adhérence latérale. Il n'en reste pas moins que le béton doit faire face, avec la sécurité habituelle, à des pressions locales voisines de 200 kg/cm<sup>2</sup>.



Sections longitudinale et transversales du pont. — Tensions dans la section médiane.

A Colmar-Berg, le béton était composé d'agrégats de la Moselle et de 450 kg de ciment Portland pur à durcissement rapide de la Cimenterie d'Esch/Alzette.

La résistance moyenne sur cubes obtenue après 28 jours, a été de 560 kg/cm<sup>2</sup>, ce qui prouve l'excellence du ciment employé, une bonne composition granulométrique et l'absence d'excès d'eau.

La mise en œuvre d'un béton peu fluide (donnant à la table à secousse, en moyenne, un diamètre de 35 cm) était particulièrement délicate ici puisqu'il s'agissait d'enrober 2 nappes de câbles distantes l'une de l'autre de 3 cm seulement, la nappe inférieure étant située à 3 cm du coffrage et l'intervalle entre les câbles de chaque nappe n'étant que de 5 cm.

On a atteint le résultat recherché par une vibration soignée et l'on peut dire, à en juger par l'aspect du béton à l'intrados, que l'enrobage des câbles fut parfait.

Il était désirable, en raison de l'importance des efforts de précontrainte, d'éviter un joint de reprise qui aurait nui à l'homogénéité et à la cohérence du béton. C'est ce qui a incité l'entreprise à équiper le chantier de deux groupes de bétonnage qui ont pu mettre en place, en une seule coulée, les 175 m<sup>3</sup> de béton du tablier.

190

Nous avons déjà signalé que la contraction du béton après la mise en tension causait un relâchement des fils et par conséquent une diminution de l'effort qu'ils exercent sur le béton. Il faut évidemment en tenir compte dans les calculs.

En réalité les pertes de précontrainte proviennent de nombreux facteurs qui doivent être examinés attentivement — citons :

- 1<sup>o</sup> le frottement du câble dans la gaine
- 2<sup>o</sup> le glissement des fils lors de la mise en place du cône mâle
- 3<sup>o</sup> le raccourcissement instantané du béton sous l'action des forces de précontrainte successives
- 4<sup>o</sup> le fluage ou déformation différée du béton
- 5<sup>o</sup> le retrait du béton
- 6<sup>o</sup> le fluage de l'acier.

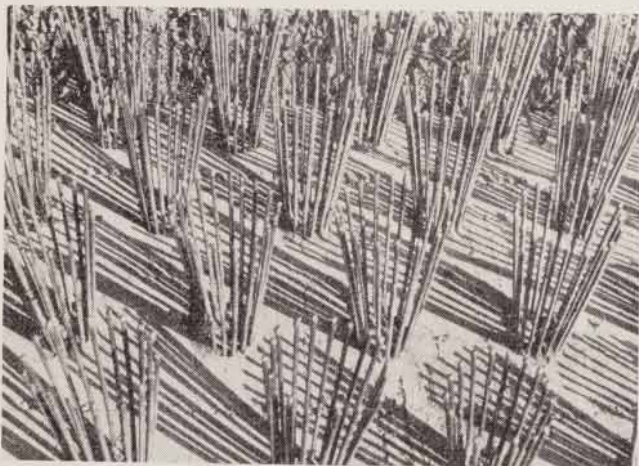
A Colmar-Berg l'ensemble de ces facteurs totalisait une perte de près de 25% de la tension initiale. Les fils ont été affectés d'une tension initiale moyenne de 10.500 kg/cm<sup>2</sup> environ pour obtenir en permanence une tension de 0,75.10500 — 8000 kg/cm<sup>2</sup>.

La diminution de l'effort initial de précontrainte, rapide au début, se poursuit lentement jusqu'à devenir inappréciable. Il en résulte que, lorsque les opérations de mise en tension sont terminées le béton est soumis à un excédent de précontrainte.

A Colmar-Berg, par exemple, la précontrainte devait en définitive annuler la flèche que l'ouvrage eût accusée normalement sous l'effet de son propre poids. En réalité une contreflèche provisoire de 1 cm environ, qui disparaîtra avec l'excédent de précontrainte, eut pour effet de détacher le pont du coffrage. Ceci a dispensé l'entreprise de prévoir tout autre moyen de décentrement, sauf, bien entendu, au voisinage des appuis du pont.

La diminution de la tension initiale de précontrainte, si elle est économiquement regrettable, a l'avantage d'être un facteur de sécurité pour l'ouvrage.

S'il y a un défaut dans la qualité de l'acier, on s'en apercevra lors de la mise en tension — alors que l'ouvrage est encore sur son échaffaudage — et l'on pourra remplacer le câble défectueux. Il ne pourra plus y avoir d'accident ultérieurement puisque la tension des aciers aura fortement diminué.



Extrémités de câbles tendus, près pour l'injection.  
(Photo Raymon Mehlen.)

Un autre élément de sécurité résulte du fait que les déformations du béton sont faibles par rapport aux allongements qu'ont subi les fils à haute résistance lors de leur mise en tension.

Les surcharges variables n'affectent donc pratiquement pas les fils qui dès lors ne sont pas sujets, comme les armatures du béton armé, à une fatigue résultant de fluctuations relativement importantes d'état de tension.

D'autre part, la conservation de l'acier est assurée par une injection de ciment dans les câbles — rendue possible par l'existence d'une tubulure dans le cône mâle — à laquelle on procède après la mise en tension.

\* \* \*



Ancien pont en maçonnerie.  
(Photo Kutter.)

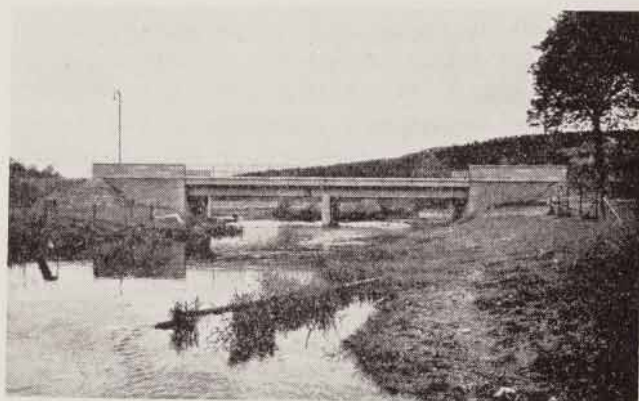
Il n'est pas sans intérêt de jeter un regard sur les photos des trois ponts qui se sont succédés à Colmar-Berg en l'espace de quelques lustres.

Ce rapprochement permet d'apprécier les progrès rapides survenus dans la technique de la construction. Il nous montre également comment l'architecture des ponts a évolué vers des formes de plus en plus simples pour atteindre dans la plupart des ouvrages en béton précontraint une sobriété, une hardiesse et une élégance remarquables.

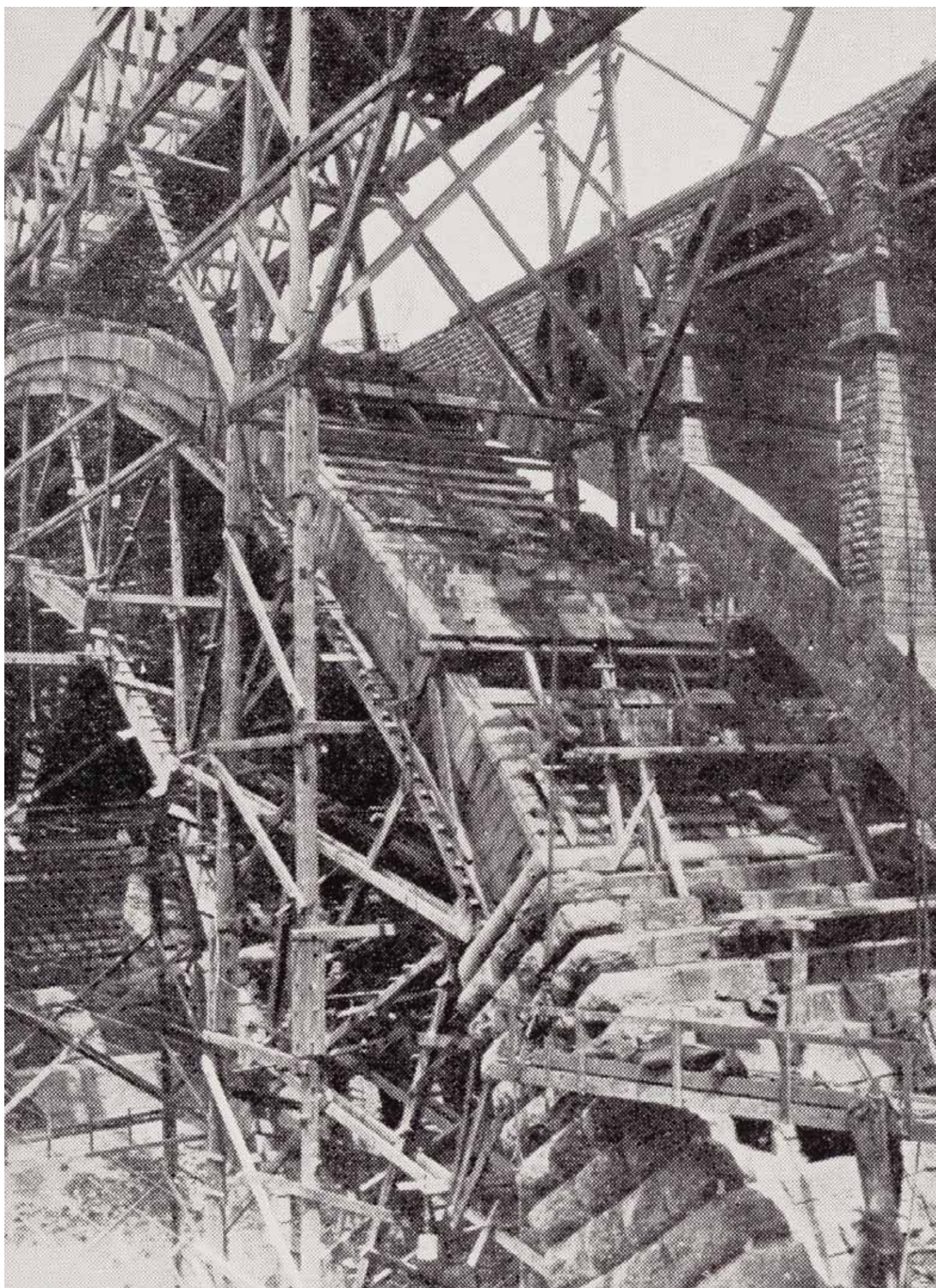
Qu'il nous soit permis de souligner ici que c'est à l'Administration des Ponts et Chaussées que revient le mérite d'avoir fait place aux techniques nouvelles.

C'est sous l'impulsion de M. Auguste WIRION, Ingénieur-en-chef Directeur, que le projet du pont en béton précontraint a pris corps.

Monsieur Ferdinand KINNEN, Ingénieur d'Arrondissement, a été le maître de l'œuvre distingué de ce bel ouvrage que l'Entreprise NENNIG est heureuse d'avoir édifié au pied de la demeure ancestrale des Augustes Souverains de ce pays.



Pont en béton armé détruit en 1944.  
(Photo Kutter.)





# Le pont Adolphe à Luxembourg

Historique de l'Ouvrage

Considérations sur les modes d'exécution adoptés par  
P. SEJOURNÉ

par

Auguste WIRION, Ingénieur en chef, Directeur des Ponts et Chaussées.

René HEINERSCHIED, Ingénieur des Ponts et Chaussées.

Le pont Adolphe a 50 ans.

Il y a donc exactement un demi-siècle que cet ouvrage d'art construit dans le prolongement du Boulevard Royal et devant relier la moitié ouest de la ville haute avec le plateau de Bourbon et la Gare centrale a été ouvert à la circulation.

A l'occasion de ce demi-centenaire, il est tout indiqué de rappeler ici l'historique de cet ouvrage, ses caractéristiques principales et les modes d'exé-

cution employés à l'époque pour réaliser ces voûtes grandioses qui par leur hardiesse faisaient vers 1900 l'émerveillement des ingénieurs du monde entier.

Oui, on peut dire que le pont Adolphe est un des plus beaux monuments du XX<sup>me</sup> siècle, que c'est le plus beau pont en maçonnerie jamais construit et que l'expression « ouvrage d'art » prend avec lui son plein sens. Cet assemblage hétérogène des

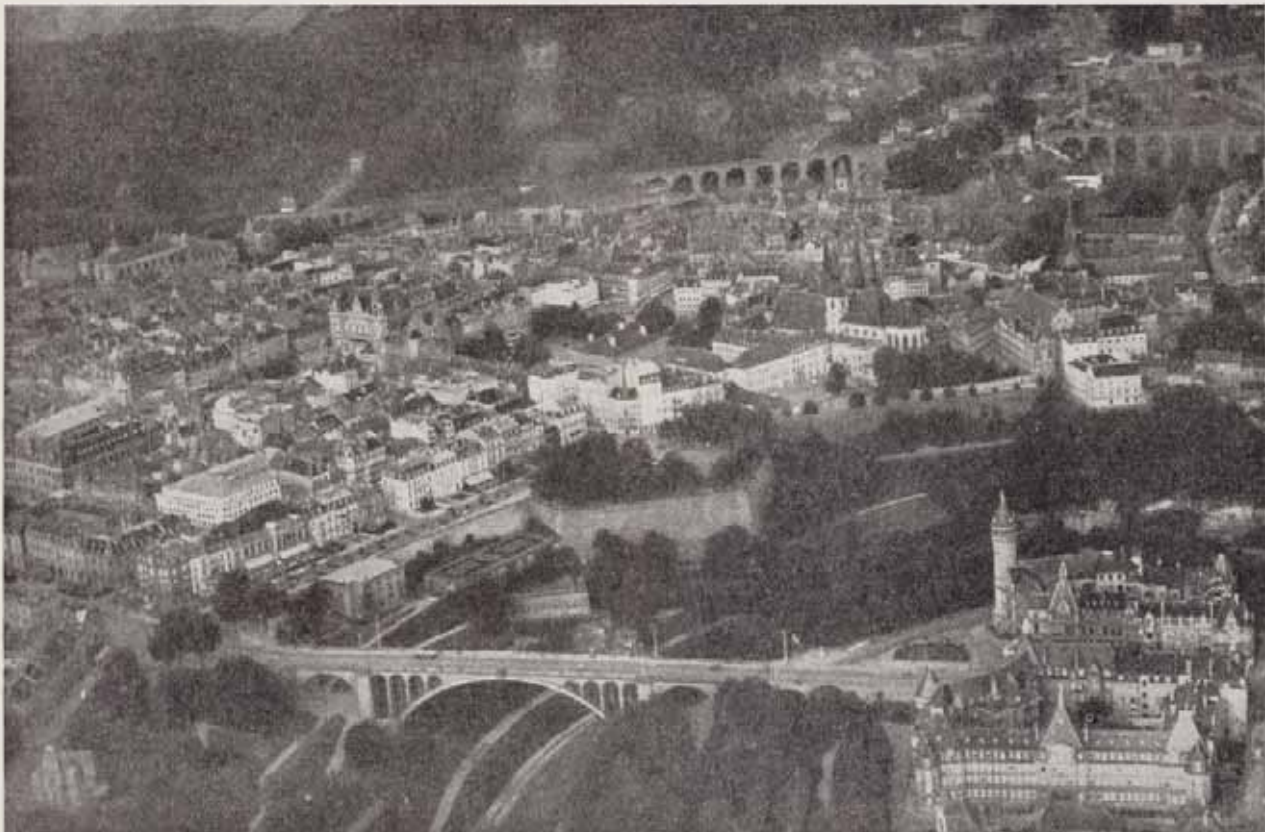


Fig. 1 — Le pont Adolphe dans son cadre.

conceptions classiques et du béton armé est plus qu'un simple succès de hardiesse, c'est une œuvre d'art incomparable pour laquelle *Séjourné* a dépensé les ressources de sa volonté, de son savoir et de son génie d'artiste.

Faisons en quelques mots l'historique du pont.



Fig. 2 — Vue sur la vallée de la Pétrusse, à l'avant plan le bâtiment de la Société des Arquebusiers.

La Ville de Luxembourg, place forte depuis toujours a vu la dernière garnison évacuer la ville en 1867 et, avec le démantèlement de la forteresse, elle commençait à prendre de l'extension sur le plateau Bourbon situé de l'autre côté de la vallée de la Pétrusse et abritant déjà la Gare centrale. La seule liaison avec les nouveaux quartiers de la Gare était constituée par l'ancien viaduc datant du temps de la forteresse et qui, avec sa voie de 5,5 m, ne suffisait plus à l'intensité de la circulation. A un moment donné, deux solutions étaient envisagées : la première, création d'une nouvelle gare ; la deuxième, construction d'une nouvelle artère entre la Gare située sur le territoire de l'ancienne commune de Hollerich et les nouveaux quartiers de la ville. La première solution s'est heureusement montrée plus ou moins irréalisable



Fig. 3 — Vue prise du côté de l'ancien viaduc avant la construction du pont.

et c'est pourquoi des études furent entreprises pour arriver à la réalisation de la seconde.

En 1876 l'Administration des Travaux Publics fit dresser un profil en travers de la vallée de la Pétrusse par le prolongement de la rue Philippe. Un croquis émanant de la même administration représentait l'élévation d'un viaduc avec arche en pierre de 80 m.



Fig. 4 — Plan de situation.

Au commencement de l'année suivante, en 1877, le Directeur général des Travaux Publics *Eyschen* chargea *M. Eugène Ferron*, Ingénieur et Commissaire du Gouvernement près des Chemins de Fer, de l'étude d'un avant-projet de viaduc, à situer toujours dans le prolongement de la rue Philippe. L'avant-projet Ferron comportait une grande arche en pierre de 80 m avec tympans ajourés par des voûtes d'élégissement. Son mode d'exécution prescrivait trois rouleaux en moellons appareillés à poser en plusieurs attaques.

A l'époque d'autres auteurs s'occupaient des problèmes que posait la construction de ce viaduc et presque tous étaient d'accord à franchir la vallée au moyen d'une grande arche, les uns adoptant le fer, les autres la pierre comme matériau de construction.

Le 11 janvier 1879 un projet original fut présenté à l'Administration des Travaux Publics par un jeune ingénieur, projet qui avait pour titre :

« Projet d'une nouvelle voie de communication de la Ville de Luxembourg avec la Gare centrale, dans la direction du Boulevard Royal, au moyen

« d'un remblai sur la vallée de la Haute Pétrusse  
« et d'un aqueduc en dessous pour le passage du  
« ruisseau de ce nom. »



Fig. 5

Ce projet qui se trouve dans les archives de l'Administration des Ponts et Chaussées, prévoyait un remblai monstre d'une largeur en crête de 16,50 m et d'une largeur de 153 m à la base. (Voir fig. 5)

Comme l'exiguïté de la voie carrossable de l'ancien viaduc s'accroissait de plus en plus pendant les années suivantes, le Gouvernement Grand-Ducal fit dresser, en 1896, par l'Administration des Travaux Publics et sous la direction spéciale de l'Ingénieur en chef *Rodange*, un projet définitif du second viaduc avec emplacement sur l'axe du Boulevard Royal.

Dans son tracé, ce pont aurait certainement été supérieur au pont actuel car il ne prévoyait qu'une pente unique de 0,015 m/m et avait un raccordement en courbe avec l'axe du Boulevard Royal.

Le projet présentait une grande voûte de 76,88 m d'ouverture avec tympans ajourés par des voûtes d'élégissement et continués sur les deux rives par des viaducs de 3 et de 4 arches dont chacune avait une ouverture de 10 m. L'auteur s'était attaché à bien placer l'ouvrage dans son cadre et à le faire valoir plutôt par ses dimensions que par ses détails. (Voir fig. 6 et 7.)

Pour tenir le prix de construction dans des limites acceptables, il s'efforçait à rechercher partout l'économie. C'est ainsi que l'appareil adopté était des plus simples et que la grande voûte était constituée seulement en douelle et en bandeaux par des moellons appareillés, le corps même de la voûte étant en béton de ciment. Cette composition hétérogène de la voûte était peut-être aussi recherchée en vue du rendement assuré des carrières en exploitation dans le pays et pour être sûr de pouvoir finir la grande voûte en une seule campagne.

Dans un article publié par le conducteur V. *Fonck* en septembre 1901 dans le bulletin mensuel de l'Association des Ingénieurs on peut lire que l'on critiquait fort à l'époque cette composition hétérogène de la voûte et qu'on lui prédisait une tendance à tassement inégal et par conséquent aussi à séparation des deux catégories de matériaux.

Il est vrai que ce mode de construction ne répond pas, surtout pour les voûtes, à la condition d'homogénéité dans une section que l'on a intérêt à rechercher et qu'il aurait fallu ne l'utiliser qu'avec

précaution surtout dans une arche de cette importance où les matériaux travaillent à des taux élevés.

Il faut prendre en effet en considération le fluage et le retrait du béton beaucoup plus importants que ceux de la maçonnerie appareillée. On aurait naturellement pu en tenir compte par la division de l'arche en un nombre assez grand de tronçons et en laissant dans la maçonnerie en attente un joint vide sur deux que l'on aurait bourré après retrait du béton.

Pour être à même de bien étudier son système de construction et d'obtenir surtout une certaine expérience dans le mode de construction par rouleaux superposés et dans le matage des joints, M. *Rodange* fit construire en 1895 sur la Sûre, près du Moulin de Bourscheid, une voûte en pierre de 38 m d'ouverture. Cette voûte d'un surbaissément de 1 à 6,2 comprenait 3 rouleaux, chaque rouleau étant divisé en 6 tronçons. La coupe en long faisait voir sur les reins de la grande voûte des arches d'évidement masquées dans l'élévation par des tympans pleins.



Fig. 8 — Pont de Bourscheid.

L'exécution de cette voûte s'étant effectuée en tous points conformément aux prévisions, l'auteur commençait en 1896 l'étude en détail de son projet de viaduc. A la grande arche il avait donné une épaisseur de 1,50 m à la clef et de 3,60 m aux naissances. La hauteur entre l'extrados de la voûte et le niveau de la chaussée était de 2,11 m à la clef, ceci pour permettre de loger sous le trottoir un aqueduc visitable destiné à recevoir l'égout, les conduites d'eau, de gaz et d'électricité. Cette hauteur de 2,11 m au-dessus de la clef alourdissait un peu l'aspect de l'ouvrage et ne faisait qu'augmenter son poids propre.

Le projet présenté au Gouvernement ne fut pourtant pas exécuté, celui-ci jugeant utile et prudent de rechercher pour la conception définitive d'un ouvrage d'art de cette importance, qui prévoyait une ouverture encore jamais atteinte, l'avis d'un ingénieur étranger pouvant se prêter d'une certaine expérience dans l'exécution

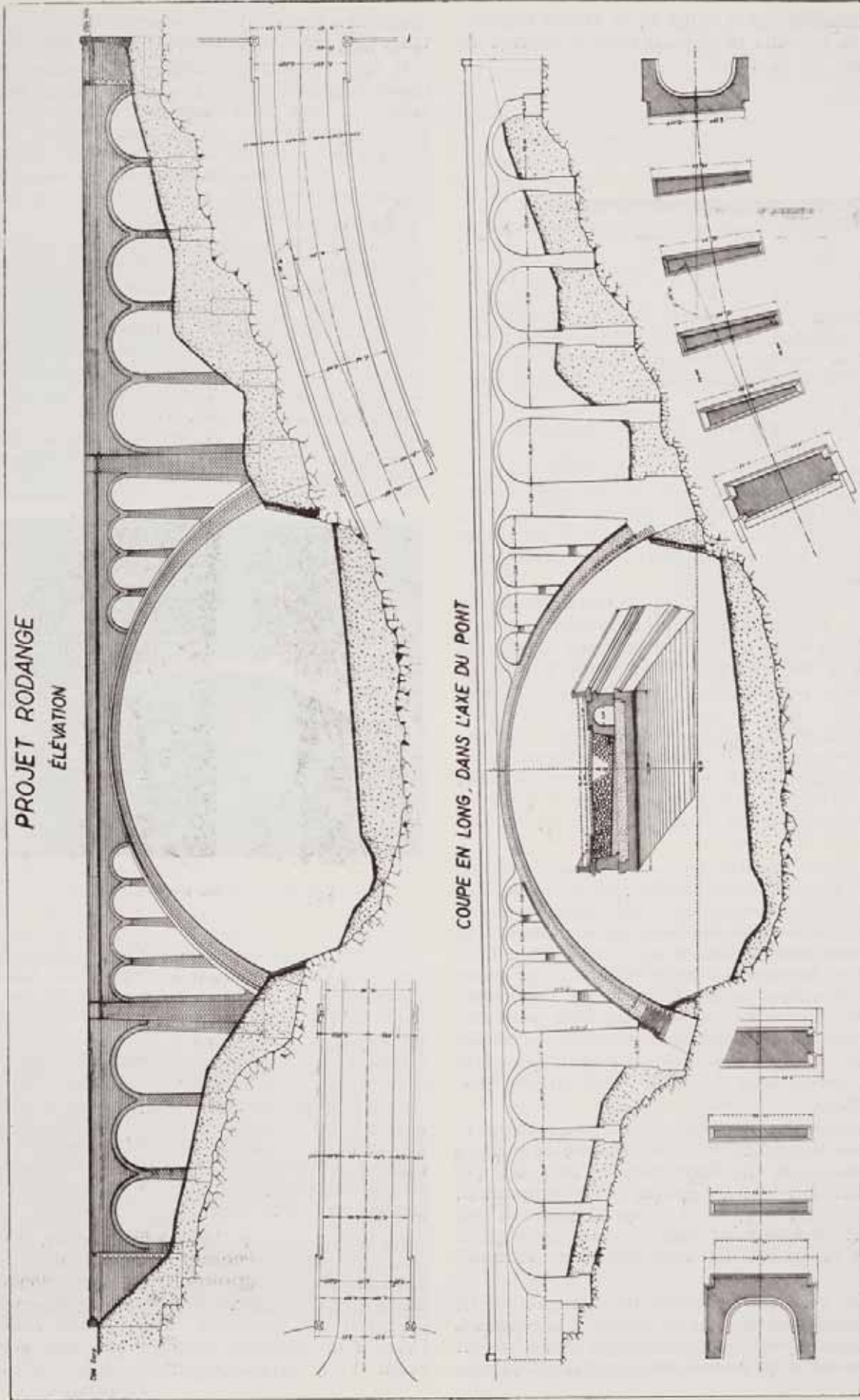


Fig. 6



Fig. 25 — Chantier d'approvisionnement du plateau Bourbon.

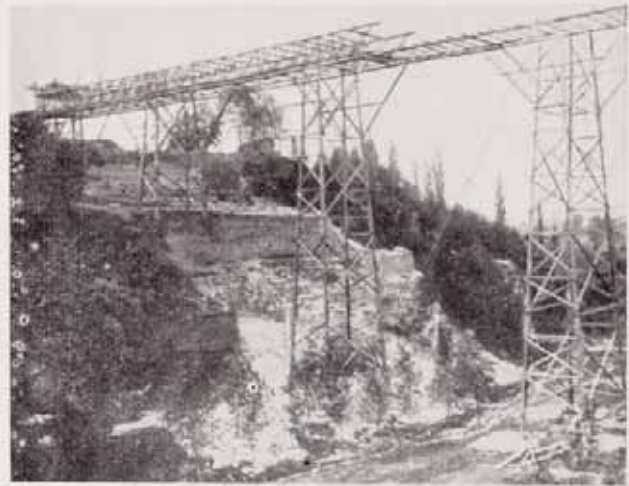
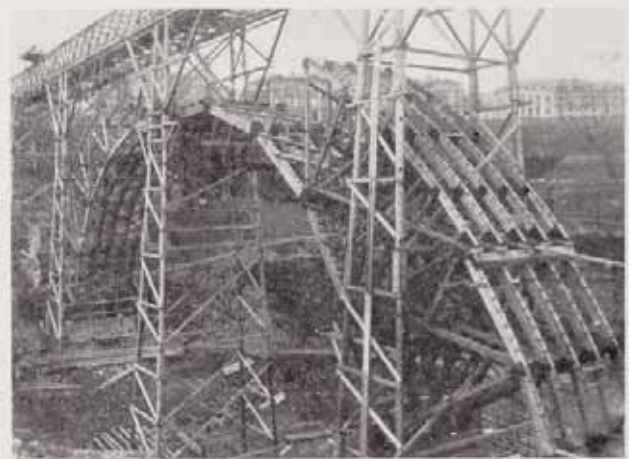


Fig. 27 — Pont de service ;  
Montage de la poutre américaine.



Fig. 26 — Montage d'un pylone du pont de service  
sur le versant du plateau Bourbon.



— Fig. 28 —  
Montage du cintre.



Fig. 29 — Le montage du cintre est terminé.



— Fig. 32 —  
La première voûte est terminée.



Fig. 30 — Le pont de service et le cintre monté.



Fig. 33 — Travaux de maçonnerie  
aux pilastres et aux voûtes d'évidement.



Fig. 31 — Les travaux de maçonnerie  
ont commencé aux retombées de la voûte.

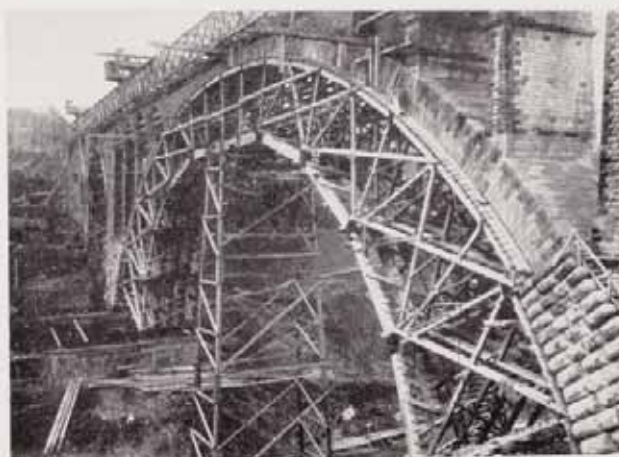


Fig. 34 — La première voûte  
et sa superstructure sont terminées.

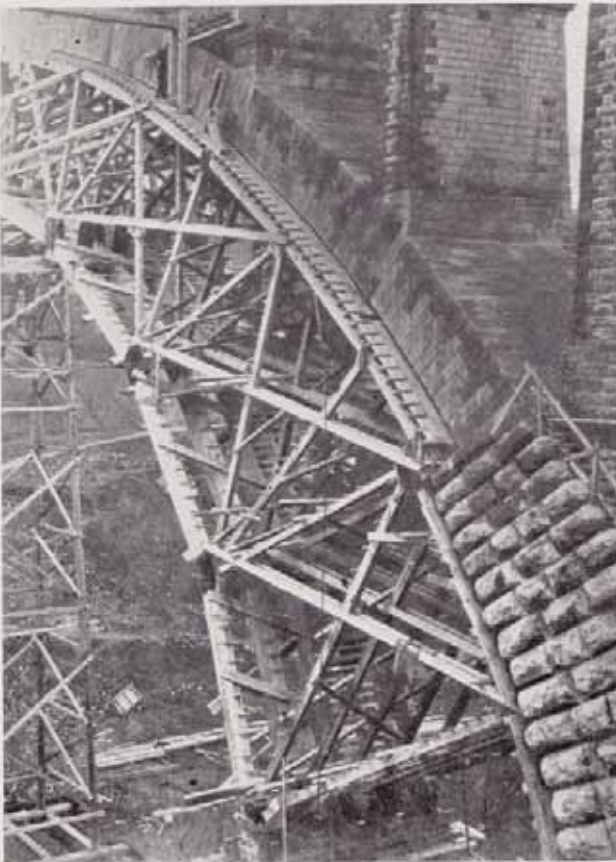


Fig. 35 — Détail de la voûte et du cintre.

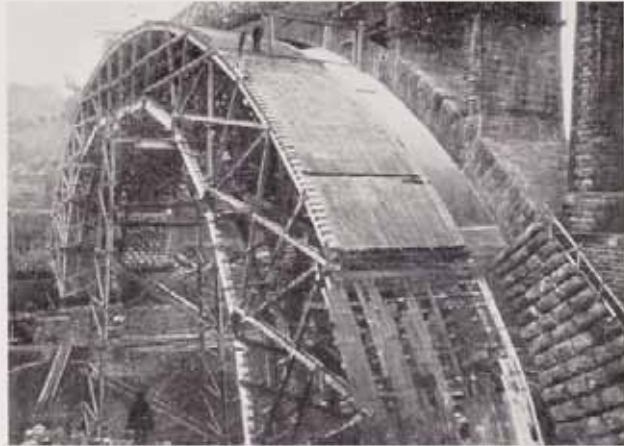


Fig. 37 — Ripage du cintre.



Fig. 38 — Le ripage du cintre est terminé.



Fig. 36 — Ripage du cintre.  
La poutre américaine repose sur la première voûte.



— Fig. 40 —  
La 2<sup>e</sup> voûte peu avant son clavage.

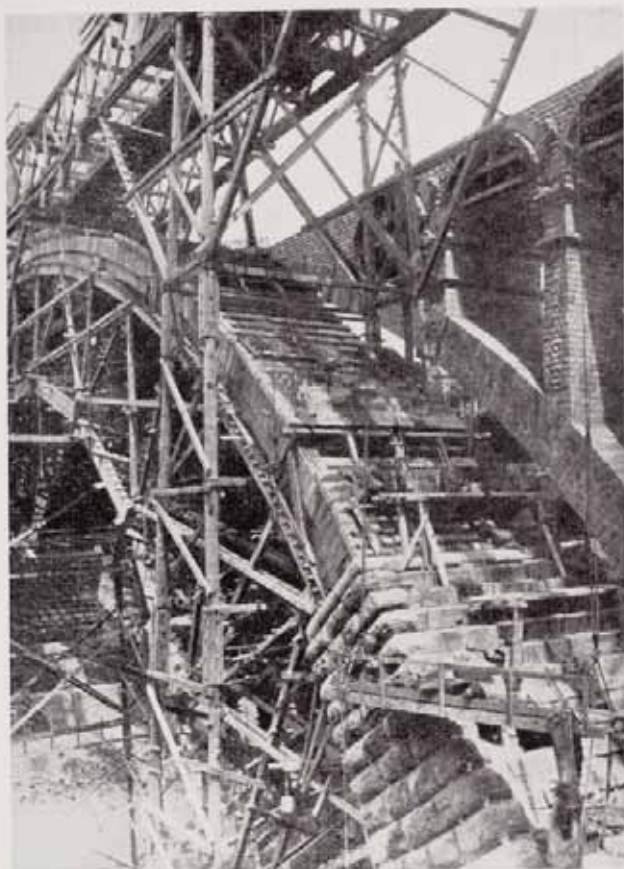


Fig. 39 — Travaux de maçonnerie à la 2<sup>me</sup> voûte.



Fig. 42 — Le pont décintré.



Fig. 43 — L'avenue de la Liberté conduisant au pont terminé.



Fig. 41 — Démontage du cintre.



Fig. 44 — Le pont terminé vu du côté de la Ville.



de grandes voûtes. On renonçait à l'ouverture d'un concours international et on s'adressait directement au Gouvernement français en le priant de désigner un ingénieur expérimenté auquel on pourrait confier l'exécution des plans définitifs ainsi qu'un entrepreneur suffisamment outillé et

projet de 1877 se demandait s'il n'eût pas été préférable de faire de ce grand ouvrage d'art l'objet d'un concours international et d'instaurer comme juges des sommités de plusieurs pays voisins dans l'art de l'ingénieur-constructeur et de l'ingénieur des Ponts et Chaussées.

Aujourd'hui, nous savons que jamais on n'aurait pu mieux faire, car l'ingénieur qui fut proposé par le Gouvernement français est le plus génial constructeur de ponts en maçonnerie qui ait jamais existé et qui est arrivé à réaliser le premier dans la construction de pure maçonnerie, l'idéal de hardiesse, de résistance et de beauté auquel ont tendu sans cesse les efforts des plus distingués des ingénieurs.

Le non-initié se demande, en quoi consistait à cette époque la hardiesse nécessaire à la réalisation de grandes voûtes. Il est donc indiqué de faire en quelques mots l'historique de la construction des ponts en général et d'énumérer les difficultés qui peuvent surgir pendant l'exécution des voûtes.

Si la voûte appareillée à joints convergents semble être d'invention étrusque, ce sont surtout les Romains avec leur esprit critique et utilitaire qui l'ont introduit dans l'architecture et en ont fait un usage général. Ils ne s'écartèrent pas de la voûte en plein cintre dans la construction de leurs ponts et ils semblaient avoir proscrit systématiquement les courbes surbaissées et l'arc de cercle.

Le plein cintre semblait leur offrir des garanties spéciales de sécurité, de grandes facilités de tracé et d'appareil, et ils en subirent tous les désavantages.

Les ponts romains construits sur un bon sol de fondation sont toujours debout comme p. ex. le pont du Gard près de Remoulins (Gard) dont la hauteur atteint 41 m et qui comporte des arches de 24 m d'ouverture.

Les ponts romains construits au passage de grandes rivières ont pourtant presque tous disparu parce qu'on n'avait pas assez prémuni la base de leurs piles contre les affouillements, dont on semblait avoir méconnu ou même ignoré, la marche, l'action et les effets désastreux.

On peut dire en faisant l'étude de ces ponts et de tous les accidents de ponts connus, qu'à de très rares exceptions près, s'expliquant par des fautes d'exécution, les ponts ne périssent que par les fondations et qu'une voûte construite avec le minimum de soins tient toujours.

Le Moyen-âge voit la construction de quelques ponts remarquables tel le pont de Céret, sur le Tech (1366) avec une arche en plein cintre de 45 m d'ouverture et murs en retour évidés et la construction du pont de Trezzo sur l'Adda avec une voûte d'une ouverture réelle de 72,25 m (voir fig. 9). Ce dernier pont, construit par *Barnabo Visconti* et terminé en 1377, fut détruit en 1416 lors d'une guerre locale. Il défendait les approches du château de Trezzo et était fortifié. Ce pont est re-

PROJET RODANGE - CINTRE  
ÉLEVATION D'UNE FERME INTERMÉDIAIRE

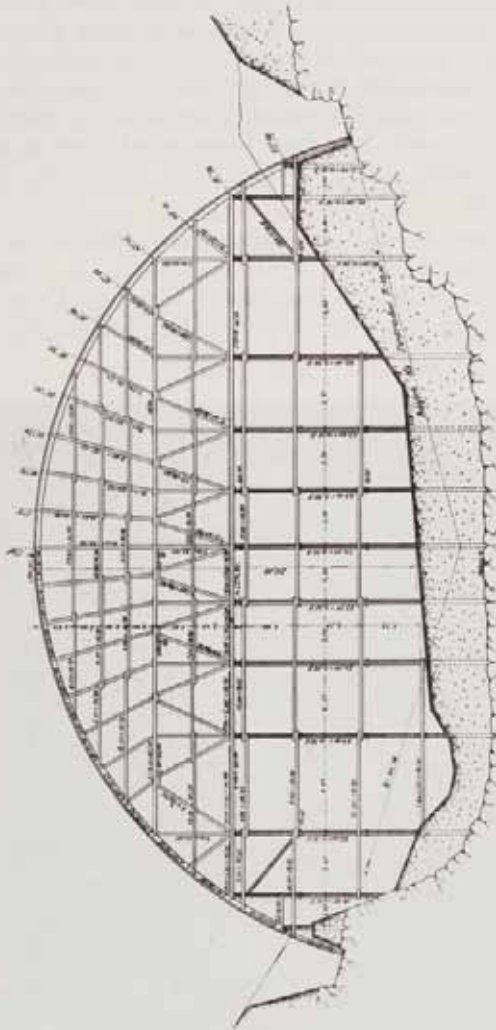
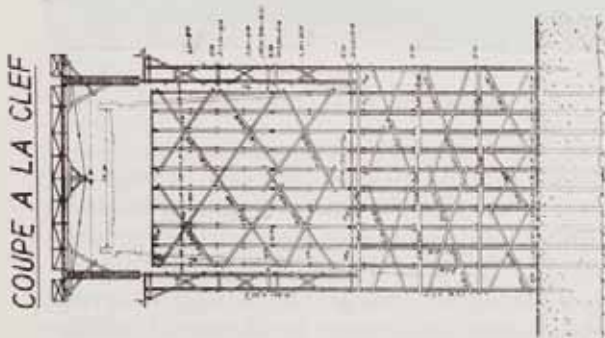


Fig. 7



expérimenté dans l'exécution de grands travaux publics.

Cette façon d'agir de notre Gouvernement était assez critiquée à l'époque et dans le bulletin mensuel de juin 1903 *Eug. Ferron*, auteur de l'avant-

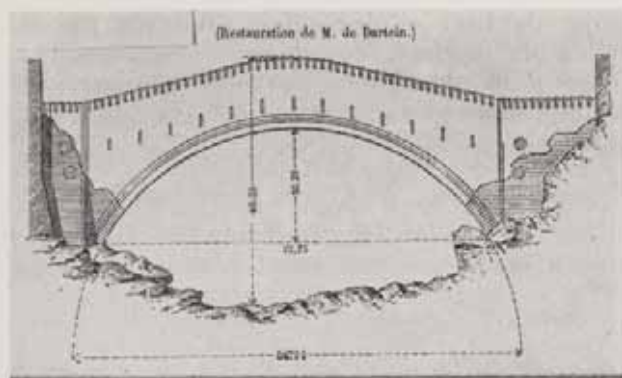


Fig. 9 — Pont de Trezzo.

marquable en ceci que c'était la plus grande arche jamais réalisée avant celle du pont de Luxembourg.

Du début du 18<sup>me</sup> siècle date l'emploi de courbes d'intrados différentes, en particulier de l'ovale et des arcs surbaissés. La deuxième moitié de ce siècle voit réaliser les ouvrages de Perronet caractérisés par des piles minces et des arcs surbaissés. On a ainsi rompu avec le type de pont créé par les Romains ; il y a fallu 17 siècles.

En quoi consistaient donc les difficultés d'exécution des grandes voûtes et pourquoi a-t-on si longtemps hésité à les réaliser ?

D'un côté, on reculait devant la dépense énorme que constituait la construction d'une grande voûte. Le supplément de dépense résidait surtout dans les cintres qui devaient être fort résistants pour porter tout le poids des voûtes qu'on avait l'habitude de « rouler » d'une pièce ce qui conduisait à des dépenses considérables de bois et amenait souvent des déboires, quand la nécessité obligeait la construction de cintres « retroussés » c'est-à-dire sans appui intermédiaire entre les culées et les piles. D'une façon générale, on peut dire que le prix du cintre augmente avec l'épaisseur de la charge et avec le carré de l'ouverture, c'est-à-dire très vite.

Pour construire de grandes voûtes, il a donc fallu trouver tout d'abord des formes de cintre aussi peu déformables que possible et de construction facile. Il fallait surtout abandonner des assemblages mal faits qui du temps de Perronet provoquaient des tassements considérables de l'ordre de 1% de la portée. Au pont de Neuilly, sur cintre retroussé, le tassement avait atteint 77 centimètres !

Depuis que les chaux hydrauliques et surtout les ciments à durcissement relativement rapide ont été introduits dans les constructions on ne pouvait plus se permettre des tassements du cintre, parce que ces liants en perdant leur plasticité se fissuraient à l'ouverture des joints dont ils ne suivaient pas les mouvements comme le faisait autrefois la chaux grasse qui constituait une sorte de matelas placé entre les différentes pierres. Si donc on ne faisait pas intervenir un artifice pour

fermer les fissures, on se trouvait en présence d'un contact limité à une faible partie du joint et la très mauvaise répartition des pressions qui en résultait rendait inutile, sinon nuisible, une partie de l'épaisseur des maçonneries en laissant la voûte dans un état d'équilibre très défectueux et surtout fort mal connu.

On procédait bien par clavages, c'est-à-dire que l'on laissait certains joints sans liant pour ne les remplir qu'après la fermeture de la voûte et avant le décentrement. Cette opération de clavage restait pourtant plutôt passive, puisqu'elle n'introduisait aucune contrainte dans l'arc ; celui-ci ne se mettait en charge qu'au moment de l'abaissement des cintres.

C'est devant ces problèmes que se trouvait *Séjourné* lorsque, jeune ingénieur, il sortait de l'École de la rue des Saints-Pères où l'avait conduit son rang de sortie de Polytechnique.



Fig. 10 — Paul Séjourné.

Lorsque le gouvernement français le proposait pour la construction du pont Adolphe, il les avait déjà tous résolus et on peut dire sans exagération qu'il avait refait et rajeuni l'art des Pontifes.

Mais il partageait avec Dupuit le regret exprimé par celui-ci dans son ouvrage posthume « Equilibre des voûtes » « que l'arche de 80 mètres soit encore à faire » et il n'attendait que l'occasion pour pouvoir la réaliser. C'est Luxembourg qui allait la lui offrir.

Au moment où *Séjourné* venait d'être chargé par notre Gouvernement de l'élaboration des plans pour le pont Adolphe, il était ingénieur en

chef du corps des Ponts et Chaussées. Il avait pourtant quitté son département de la Lozère et l'Administration pour entrer le 1<sup>er</sup> mai 1896 en qualité d'ingénieur en chef au Service de la Construction de la compagnie P.L.M. parce que celle-ci lui offrait un travail qui était plus à sa taille.

La voûte du pont de Luxembourg n'était pas la première grande voûte à laquelle il avait affaire, car il en avait déjà construit une de 41,20 m sur l'Ariège au Castelet (ligne de Tarascon à Ax), une de 61,50 m sur l'Agoût, à Lavaur et une autre de 50 m près de Vielmur, pont Antoinette (ligne de Montauban à Castres).

C'est sur ces 3 voûtes et sur 2 ouvrages moyens de « St.-Sulpice à Castres », les ponts de St.-Vaast et de Nice que *Séjourné* a mis au point sa technique nouvelle.

En quoi donc consistait cette technique et quel a été l'apport de *Séjourné* à la nouvelle technique ?

*Séjourné* a tout d'abord abandonné l'ancienne méthode de « rouler » les voûtes d'une seule pièce pour les construire par rouleaux successifs de sorte que le premier rouleau serve de cintre aux suivants. Enfin, le roulage des voûtes est effectué par tronçons attaqués simultanément en plusieurs points de la douelle afin de charger régulièrement le cintre. Les différents tronçons sont séparés entre eux par un vide dit « joint sec » et ces joints sont répartis sur toute la voûte depuis la clé jusqu'aux retombées, leur écartement étant garanti par des cales métalliques. Le clavage, ou plutôt la continuité de la voûte, est assuré par le matage énergique d'un mortier pulvérulent introduit par couches successives dans les joints réservés. Ceci est un clavage *actif* qui met la voûte en compression et soulage les cintres.

Une voûte en maçonnerie, construite avec un bon mortier de ciment et chargée avant son décintrément par un clavage actif devient presque un monolithe qui se conduit comme un arc métallique obéissant aux lois de dilatation et celle de l'élasticité. Le mortier de ciment, lui, donne une très bonne adhérence entre les différents éléments de la voûte. Cette adhérence, il ne faut pas la comprendre comme celle proprement dite des mortiers à la surface des pierres, laquelle est faible, mais la résistance à l'ouverture d'un lit créée par le mortier pénétrant dans les joints de chaque côté du lit, et qui lui, s'oppose à la séparation des maçonneries en travaillant par traction comme les briquettes d'épreuve.

A vrai dire ces techniques n'étaient pas tout à fait nouvelles. Les Romains s'étaient déjà affranchis, pour les voûtes d'une grande épaisseur, du grand appareil, en les montant à plusieurs rouleaux. Ils appliquèrent ce système même aux petites portées comme p. ex. à l'aqueduc Alexandria construit en deux rouleaux indépendants, à la Cloaca-Maxima, construite en trois. Quelques arches du Moyen-Age avaient été construites également par rouleaux multiples. Le procédé était d'une part tombé en oubli et d'autre part

âprement discuté par les plus éminents pontifes. On reprochait à cette méthode une inégale répartition des charges, le premier rouleau portant tout. C'est ainsi que *Déjardin* dans sa « Routine des Ponts » et *Morandière* dans sa « Construction des Ponts » préconisaient encore l'exécution des maçonneries sur toute l'épaisseur.

*Séjourné*, lui, n'hésitait pas à employer ce système vieux de 2000 ans. Il était d'avis que dans une voûte construite en plusieurs rouleaux, les pressions ne sauraient se répartir plus mal que le long des charnières des joints ouverts dans une voûte construite à pleine épaisseur. Un de ses biographes, *A. Jourel*, en rappelant les divergences de vues des pontifes de ce temps, dit : « Alors, comme Diogène prouvait le mouvement en marchant devant Zénon qui le niait, *Séjourné* fit voir ses trois belles voûtes aux sceptiques. Et l'on ne parla plus jamais de ces divergences d'opinion ».

On se demande aujourd'hui comment *Séjourné* s'y est pris pour calculer les voûtes de 84,65 m du pont Adolphe. En effet, cette question des voûtes en maçonnerie n'est pas encore entièrement résolue de nos jours ou du moins ne l'est que sur la base de hypothèses de *Navier* et de *Hooke*, fondements de la théorie de l'élasticité. Malgré les plus élégants calculs analytiques sur l'arc encastré, la voûte hyperstatique en pierre et mortier relève encore d'un certain empirisme. *Séjourné* était d'avis qu'il ne faut rien entreprendre sans savoir ce qui s'est fait précédemment dans des circonstances semblables ; qu'il faut utiliser l'expérience des autres, « le jugement n'étant que le fruit d'une comparaison dont il faut d'abord bien connaître le premier terme ». Il a étudié l'architecture ancienne et médiévale dans ses moindres détails et basait sa méthode sur l'érudition et sur la critique historique des procédés.

La première phrase de son ouvrage « Grandes Voûtes » où on peut trouver « ce qui a été fait, ce qu'il faut faire, ce qu'il ne faut pas faire » est conçue de la sorte :

« On fait une voûte d'après les voûtes faites : c'est affaire d'expérience. »

Un de ses anciens collaborateurs dit que pour appuyer sur cette imperfection des théories et des systèmes, il rappelait toujours en exergue la pensée de César : « Est rerum omnium magister usus » qui constituait le fond de sa philosophie.

*Séjourné* se contente avec raison des épures de stabilité, car dit-il, « il n'y a vraiment pas à s'inquiéter des décimales quand les entiers sont suspects », dans certains cas il se contente même de la vieille épure de Méry, conclusion des expériences de Boistard.

On peut dire qu'après Méry c'est le contemporain et ami intime de *Séjourné*, *Résal* qui a fait le progrès le plus important dans la détermination des voûtes.

Résal admettait qu'il était possible de considérer les voûtes comme des corps homogènes et appliquait sur eux les hypothèses simplifiées de la résistance des matériaux. Des essais ont même été faits pour appliquer aux corps hétérogènes des voûtes en maçonnerie, les hypothèses valables pour les corps homogènes.

Voici ce qu'en dit *Séjourné* dans ses conclusions sur l'étude des voûtes en 1912 :

« Ces essais, quoi qu'on en ait dit, ne justifient pas l'application aux voûtes des formules de déformation.

« Pour les voûtes, on s'est de tout temps beaucoup trop pressé d'établir des théories. On a d'abord raisonné au lieu de regarder, calculé au lieu de mesurer. On a couru tout de suite à des hypothèses permettant le calcul, comme si on pouvait trouver autre chose en dehors de l'expérience.

« Les voûtes sont certainement élastiques, mais non comme l'entend la résistance des matériaux : leur élasticité n'est pas simple.

« Avec cette hypothèse, on a calculé de grandes voûtes dont quelques unes minces et qui ont tenu, des viaducs à arches de 25 m extrêmement hardis et qui tiennent.

« Donc, bien que les voûtes ne soient pas des solides homogènes élastiques au sens de la résistance des matériaux, que le coefficient d'élasticité  $\gamma$  varie d'un point à un autre, c'est-à-dire à proprement parler qu'il n'y en ait pas et que les déformations n'y soient pas proportionnelles aux pressions, que les mouvements du cintre, les matages  $\gamma$  bouleversent les courbes de pressions, il faut les supposer telles.

« On n'a pas, en ce moment, de meilleure hypothèse que l'hypothèse élastique. Tout compte fait, acceptons-la, non parce qu'elle est vraie, mais parce que des voûtes ainsi calculées tiennent.

« Mais ne l'acceptons que très provisoirement, sous bénéfice d'inventaire expérimental, c'est-à-dire jusqu'à ce que de nouveaux essais établissent d'autres formules qui s'adaptent mieux aux faits. »

Malgré cette absence de théorie exacte, *Séjourné* n'en est pas moins arrivé à projeter pour Luxembourg une voûte élégante qui, à la naissance des fondations de l'arche a une portée de 84,65 m. A la clef l'épaisseur de la voûte est de 1,44 m et aux retombées de 2,10 m.

Pour comparer les voûtes en maçonnerie pleine entre elles on utilise souvent le rapport

$$z = \frac{e_0}{2a}$$

$e_0$  = épaisseur à la clef

$2a$  = ouverture de la voûte.

Dans les voûtes anciennes qui étaient très épaisses, on arrivait pour  $z$  à des valeurs de l'ordre de 6‰.

*Perronet* avait ramené ce chiffre à 4,2‰ et *Séjourné* allait le ramener au pont de Luxembourg à 2‰ ce qui démontre l'élégance et la grande hardiesse de cette voûte.

Ce chiffre a été ramené encore une fois à 1,5‰ par *Freyssinet* au pont de Villeneuve-sur-Lot, mais on n'est encore guère descendu au-dessous de 1,5‰ par crainte de flambement.

Une innovation hardie que *Séjourné* allait encore employer à Luxembourg c'est la séparation de la voûte unique, courant sur toute la largeur du tablier et son remplacement par deux anneaux étroits entre lesquels il a établi un tablier supportant la chaussée.

Son biographe dit : « Quelques ingénieurs avaient bien pressenti ce système, inspiré du vieux pont d'Airvault en Anjou, composé d'arcs parallèles supportant des dalles de pierre, et d'ouvrages romains construits par anneaux, comme le pont du Gard copié, dans cette disposition, au pont St.-Bénézet d'Avignon. Mais il appartenait à *Paul Séjourné* d'en comprendre toute l'importance du point de vue du rendement des matériaux et de l'économie à réaliser. »

*Séjourné* a fait remarquer en effet que la maçonnerie d'une voûte porte surtout son propre poids et que, dans le travail total qui lui est imposé, la part due aux surcharges est très faible. A la clef p. ex. cette part ne dépasse guère les chiffres suivants :

Ponts-routes en plein cintre	8‰	du travail total	
» surbaissés	9‰	»	»
Ponts-chemin de fer en plein			
» cintre	16‰	»	»
» surbaissés	20‰	»	»

Ces chiffres qui s'appliquent à une portée moyenne de 20 m diminuent encore notablement pour les grandes portées.

Le travail total demandé aux maçonneries, même dans les parties les plus fatiguées, est encore loin d'atteindre les chiffres que la limite de sécurité pourrait autoriser. Sans même faire état des variations considérables de contraintes dues aux changements de température, l'on ne sait pas exactement ce qui se passe dans une voûte. De là résulte une extrême prudence des constructeurs dans l'appréciation des coefficients de sécurité.

Depuis que l'on possédait de bons ciments, qui quoique moins résistants que les bonnes pierres, il devenait possible d'augmenter en toute sécurité le taux de travail des maçonneries. Mais supposons que l'on veuille augmenter les pressions, il ne suffit pas pour y arriver de réduire les épaisseurs, mais il faut charger la voûte, ce qui revient à en réduire la largeur.

C'est en jouant sur la largeur des voûtes que *Séjourné* est arrivé à la solution intéressante :

La construction des voûtes en anneaux séparés.

Dans une voûte la fatigue moyenne est donnée par la formule :

$$\frac{Q}{S_0} = \Delta \cdot \rho_0$$

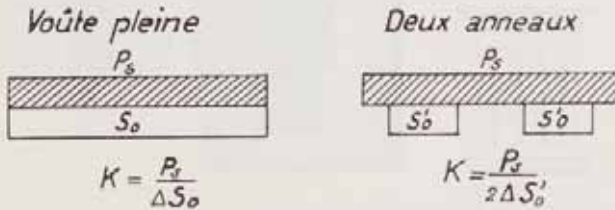
- où  $Q$  = poussée à la clef  
 $S_0$  = section de la voûte à la clef  
 $\Delta$  = densité de la maçonnerie  
 $\rho_0$  = rayon de la courbe des pressions.

Pour la même voûte, surchargée d'une charge permanente, la fatigue moyenne devient

$$\frac{Q}{S_0} = (1+K) \Delta \cdot \rho_0$$

$$K = \frac{P_s}{\Delta \cdot S_0} = \frac{\text{Charge permanente}}{\text{Poids de la voûte}}$$

On voit donc que même avec  $K = 1$  ou  $2$  ce qui représente des surcharges importantes, les fatigues restent faibles.



Le procédé de *Séjourné*, de diviser la voûte en deux anneaux revenait donc à augmenter indirectement  $K$  dans la formule.

Du point de vue constructif ce procédé présentait de multiples avantages :

- 1) Diminution appréciable du cube de maçonnerie pour la voûte et pour les culées ;
- 2) Réduction très importante du cube de bois nécessaire pour le cintre, qui p. ex. au pont Adolphe fut ripé sans le démonter à l'emplacement de la seconde voûte ;
- 3) Possibilité de disposer de l'espace vide entre les 2 anneaux pour y loger les canalisations.

On voit donc que l'économie que *Rodange* recherchait par l'adoption d'un appareillage simple fut surpassée d'un coup par *Séjourné* par l'adoption d'une idée nouvelle.

Pour donner un exemple de l'économie possible, donnons le chiffre de l'économie réalisée, un peu plus haut, par *Séjourné* sur la Garonne au pont des Amidonniers à Toulouse, pont qui comprend également 2 anneaux reliés par une dalle en béton armé (v. fig. 11). Quoique ce pont soit très richement décoré, le prix par m<sup>2</sup> de surface offert à la cir-

culatation, et qui avant 1914 était compris entre 400 et 1200 fr./or, a été ramené à 202 fr./or.

L'adoption du nouveau système de séparation des voûtes ayant permis à *Séjourné* de réaliser dès le commencement des économies appréciables, il donne libre cours à son tempérament d'artiste pour bien soigner l'aspect de son ouvrage. Pour lui en effet c'est cet aspect, l'architecture du pont qui compte avant tout.

« Le projet fait », dit-il, « on s'assure qu'il tient : « la science doit aider l'art, mais non pas l'étouffer. » « De tous les ouvrages — je dis de tous, même des « petits — l'aspect importe : il n'est pas permis de « faire laid, c'est une étrange opinion que d'estimer « cher ce qui est beau, bon marché ce qui est laid : « on fait laid et cher, beau et bon marché. C'est « dans les tracés qu'on économise : après, on ne « fait que glaner, que grappiller. Ce qu'on gagne « sur les ouvrages est misérable, et c'est faire voir « bien peu de goût que les gêner pour si peu.

« Le pont doit être adapté non seulement aux « lieux, mais au climat, aux monuments voisins, « à la lumière, à la couleur locale : il doit sentir le « terroir, avoir poussé naturellement sur le sol, « n'avoir pas l'air importé, transplanté... », ce qu'il résume par cet aphorisme :

« ne pas tailler en confection, mais sur mesure ».

A Luxembourg il réussit à tracer un ouvrage ou tout est sobre élégance, ou tout est « à l'échelle ».

Les grandes arches jumelles de 84,65 m d'ouverture et qui dépassent de 17 m la plus grande portée réalisée à l'époque de l'inauguration, supportent 8 petites arches de 5,40 m et sont encadrées par deux piles-culées formant pilastres et par deux arches de 21,60 m. Le bandeau apparent de la voûte est accusé nettement pour attirer le regard et le profil de l'archivolte est étudié avec minutie. (Voir fig. 12)

De très beaux cartouches aux armes grand-ducales ornent les sommets de la grande voûte.

Le couronnement du pont est comme celui des grands ponts des XVII<sup>e</sup> et XVIII<sup>e</sup> siècles ; il est surmonté d'un parapet à balustrades au-dessus de l'arche centrale et d'un parapet plein au-dessus des voûtes de 21,60 m, les culées extrêmes n'ont ni corniche, ni bahut ; elles sont dressées à dessein comme des murs bruts qui encadrent l'ouvrage, mais n'en font pas partie. Pour réduire la hauteur apparente des petites piles d'évidement, *Séjourné* les a terminées par de hauts chapiteaux.

Les bandeaux des voûtes extrêmes de 21,60 m sont appareillés à crossettes et décorés de clefs saillantes.

Les pierres employées à la construction venaient tous de carrières luxembourgeoises, en particulier des carrières de Gilsdorf, d'Ernzen, de Dillingen et de Verlorenkost. C'est ainsi que les pierres de la grande voûte ainsi que des sommiers d'appui proviennent des carrières de Gilsdorf. Les parties pleines des parapets, le couronnement des parapets de tout l'ouvrage et les corniches, le revêtement des grands pilastres, les bandeaux des petites

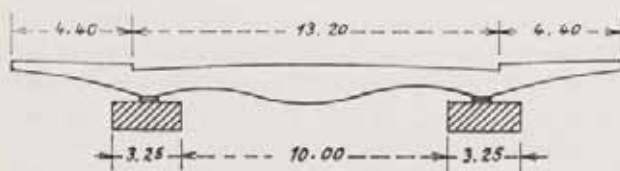


Fig. 11

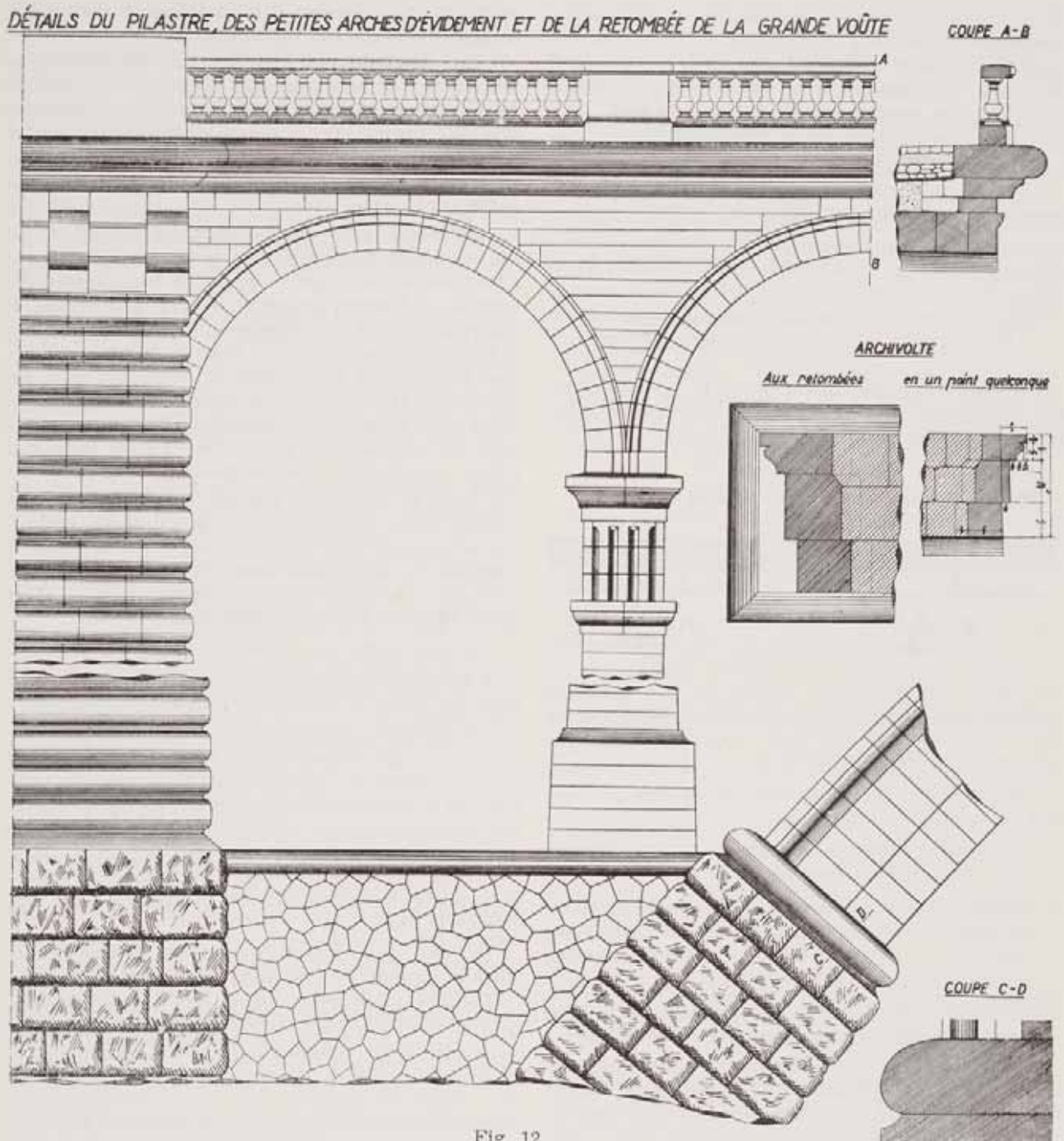


Fig. 12

voûtes d'évidement et des voûtes de 21,60 m proviennent des carrières d'Ernzen. Les douelles des petites voûtes, les parements des pilastres sous les voûtes de 21,60 m et de 5,40 m, les faces transversales et faces intérieures des petites piles proviennent des carrières de Dillingen. Les carrières de Verlorenkost (à l'emplacement de la nouvelle caserne du corps de Gendarmerie) ont fourni les pierres pour le fût des parapets des murs de soutènement, pour la maçonnerie des culées de la grande voûte au-dessous de la maçonnerie en pierre de Gilsdorf et pour des maçonneries de moindre importance.

238

Les différentes sortes de pierres présentèrent les résistances à l'écrasement suivantes :

- Les pierres de Gilsdorf : 1200 à 1500 kg/cm<sup>2</sup>
- » » d'Ernzen : env. 480 kg/cm<sup>2</sup>
- » » de Verlorenkost : 600 kg/cm<sup>2</sup>

Les liants employés étaient les suivants :

- 1) Mortier de ciment au ciment artificiel Vicat N° 1 de Vif (Isère), employé pour la grande voûte ;
- 2) Mortier à la chaux Pavin Lafarge du Teil (Ardèche) (— ficelle blanche —) ;
- 3) Mortier à la chaux de Strassen.

Pour les détails sur l'emploi des différentes sortes de pierres et de mortiers on peut consulter le bulletin mensuel de septembre 1901.

Les détails techniques des grandes voûtes jumelles de *Séjourné* sont les suivants :

L'intrados est tracé suivant une courbe indiquée dans son ouvrage « Grandes Voûtes » et dont l'équation est de la forme

$$y = b' - \sqrt[n]{1 - \frac{x^2}{a^2}}$$

Les trois paramètres  $a'$ ,  $b'$ ,  $n$  que renferme cette équation se déterminent d'abord par la condition de faire passer la courbe par le point des naissances ( $x = a$ ,  $y = b$ ) et ensuite par deux autres conditions arbitraires telles que faire passer la courbe par deux points donnés, ou bien fixer d'avance le rayon de courbure à la clef et un point de la courbe. (voir fig. 13)

Au pont Adolphe on a :

$$\frac{1}{a'^2} = 0,0004 ; b' = 141,2981 ; n = 6.$$

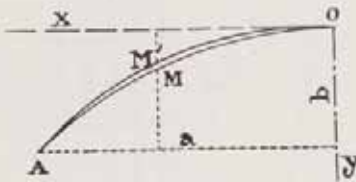


Fig. 13

C'est un intrados cambré par rapport à l'arc de cercle de même portée et de même montée. L'écart maximum  $MM'$  est de 0,40 m.

L'épaisseur de la voûte est  $e_0 = 1,44$  m à la clef et  $e_1 = 2,10$  m aux retombées (corde de 72m). Entre ces deux points, elle a été déterminée par la formule :

$$e = e_0 + (e_1 - e_0) \left( \frac{y}{16,20} \right)^{0,6}$$

La largeur des voûtes jumelles est de 5,33 m à clef et leur écartement d'axe en axe est égal à 11,25 m. (voir fig. 14)

Les têtes de l'ouvrage sont en fruit de 1/40 ; il en est de même des tympans intérieurs et des piles des voûtes d'évidement.

Si le tracé et la disposition de l'ouvrage même attirait l'attention des ingénieurs de son temps, *Séjourné* allait les émerveiller par la conception de son cintre.

Avant lui on admettait trop volontiers qu'un cintre n'est pas un système calculable et que le meilleur à faire était de copier ce qui a été fait.

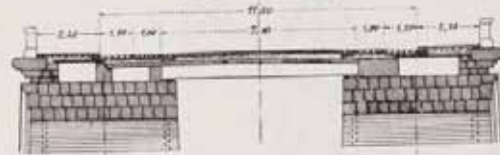
Dans son « Traité de l'équilibre des voûtes », *Dupuit* dit encore : « Nous ne croyons pas qu'il soit possible de soumettre au calcul l'équarrissage

« des pièces de bois qui entrent dans la composition « des cintres... C'est à la pratique à peu près « seule qu'il faut s'en tenir dans les questions de « cette nature. »

*Séjourné*, lui, ne suivait pas cette voie où la seule règle était de faire des cintres trop forts. Dès le commencement de sa carrière il se mettait à l'étude de nouvelles dispositions de cintres qui lui permettaient l'application des principes de la statique élémentaire. En 1886 il fait dans les « Annales des Ponts et Chaussées » une publication sur le calcul des cintres et établit une formule qui porte son nom. Son souci est de supprimer des cintres toutes les pièces surabondantes qui rendent les calculs impossibles, et pour mieux conduire ces calculs, il adopte le système à pièces rayonnantes. Dans ce type de cintres les points fixes, c'est-à-dire les points au droit desquels la voûte tendra à s'ouvrir, sont déterminés d'avance, car ce sont les abouts des contrefiches. C'est là que le constructeur peut aménager ses joints secs et prévenir ainsi tout danger de fissuration.

**COUPE A LA CLEF.**

**Etat actuel**



**Etat initial**

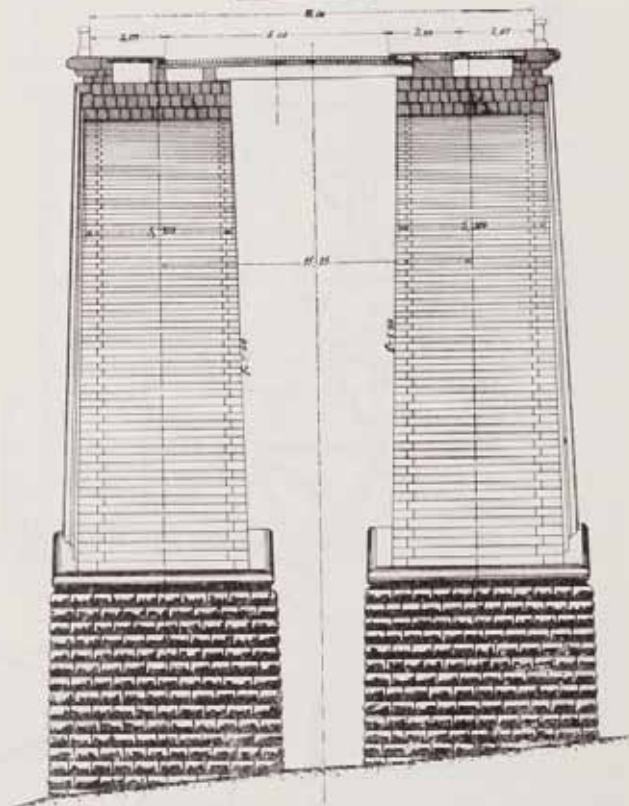


Fig. 14

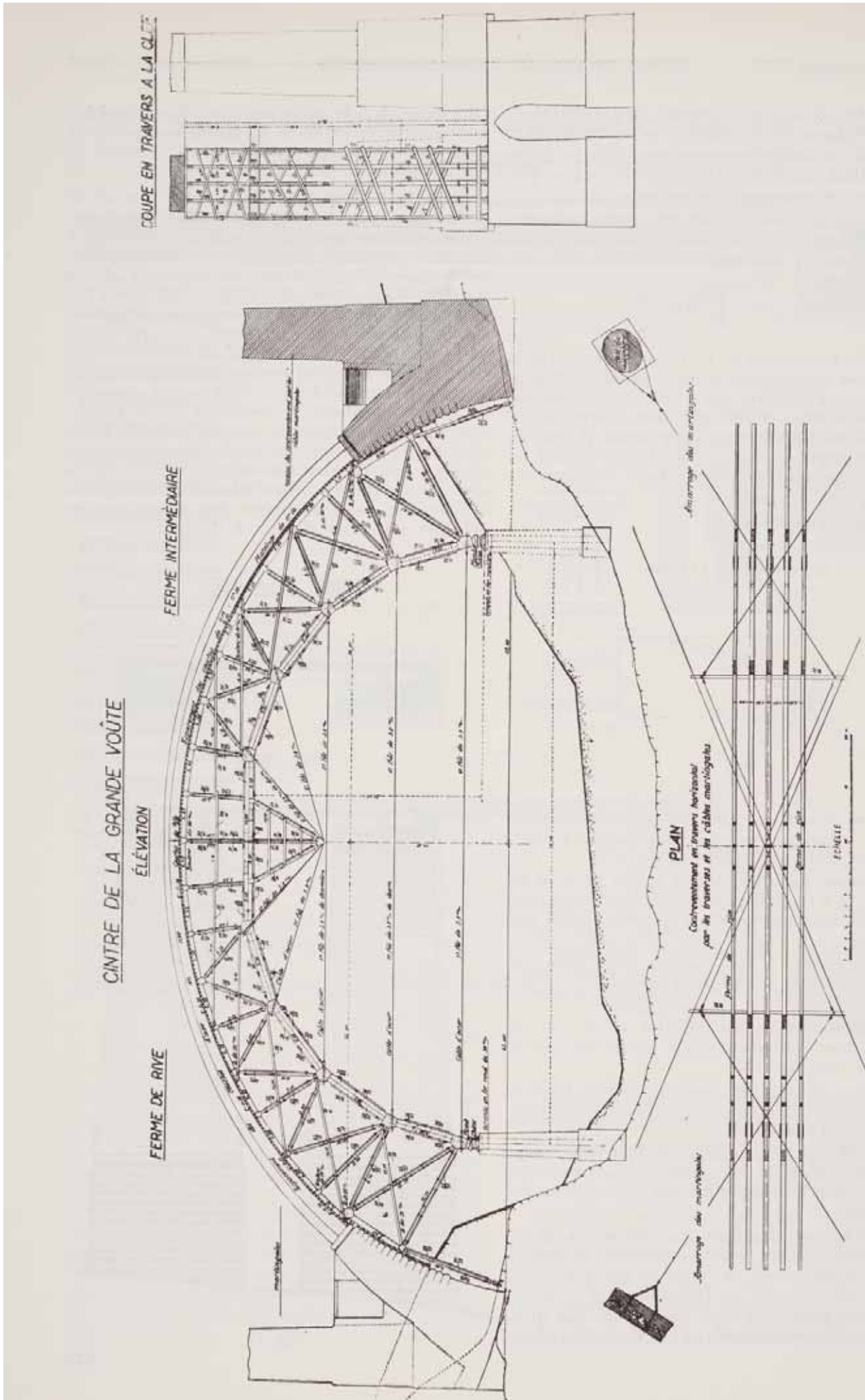


Fig. 15



A Luxembourg, *Séjourné* avait intérêt à ne construire le cintre que pour une seule voûte et à le ripper après le clavage de celle-ci à l'emplacement de la seconde. Il choisit donc un cintre retroussé plus facile à déplacer qu'un cintre pourvu de nombreux points d'appui. Il l'étudia dans tous les détails sachant que de ce cintre dépendait tout le succès de l'ouvrage.

Il serait intéressant de donner ici la conclusion du professeur *E. Mörsch* dans un rapport que celui-ci faisait en 1939 sur l'effondrement du cintre retroussé du pont de Sandö en Suède centrale :

« Pour atteindre le but, il est nécessaire que tous les détails de la charpente soient étudiés et exécutés avec la plus grande attention. Le cintre constitue en effet la partie la plus importante quant au succès de la construction. »

La méthode d'exécuter la voûte en plusieurs rouleaux permettait à *Séjourné* de construire un cintre d'une extrême légèreté qui frappait par la nouveauté de ses formes. Il comportait cinq fermes dont 2 de rive et 3 intermédiaires plus fortes que les premières ; leur écartement d'axe en axe était de 1,60 m. Les détails ressortent de la fig. 15. Cette charpente en bois reposait sur 2 piles dont l'écartement était de 57 m. La pile pour le deuxième emplacement était reliée à la première par une voûte en forme d'ogive qui permettait le ripage du cintre après l'achèvement de la première voûte.

L'écartement des pieds des arbalétriers de retombée, ainsi que des nœuds symétriques de tout le chevalement retroussé était maintenu par des câbles tendeurs.

Dans ses projets précédents, *Séjourné* avait employé pour les pièces tendues, soit des cornières, soit des barres filetées ; à Luxembourg il a préféré employer des câbles travaillant sans danger à 25 kilogrammes par millimètre carré et qui se laissaient tendre facilement.

Les câbles étaient en fil d'acier doux tordus alternativement et résistant au moins à 90 kilogrammes.

Ils étaient fixés comme ceux des ponts suspendus. Leurs abouts s'épanouissaient dans des goulots en fonte accrochés à des étriers, retenus par des brides s'appuyant sur le dos des nœuds du chevalement.

La tension des câbles était mesurée par leur flèche qui se lisait de suite sur une planchette graduée, placée en leur milieu. L'emploi des câbles tendeurs a eu l'avantage de permettre la correction de certaines déformations comme p. ex. l'affaissement de la clef ; il a suffi pour cela d'augmenter la tension des câbles en serrant les écrous des étriers. Inversement en desserrant les écrous, on est arrivé à abaisser la clef et par conséquent après le clavage de la voûte à provoquer un commencement de décentrement.

En outre des pièces transversales habituelles de contreventement, le cintre était pourvu de deux

fortes traverses débordantes auxquelles venaient s'attacher huit haubans.

Pour sa construction, le cintre avait demandé 340 m<sup>3</sup> de bois. La taille de ces bois se faisait sur un grand plancher d'épure établi au plateau Bourbon (figure 25) et qui était assez grand pour y tracer le cintre en entier. Les bois descendus par voiture dans la vallée de la Pétrusse étaient montés à l'aide de treuils placés également dans la vallée et par l'intermédiaire de poulies accrochées au pont de service. (Voir figures 28, 29 et 30) Ce pont de service était l'œuvre des entreprises *Fougerolles Frères* de Paris qui avaient été désignés pour l'exécution du pont à la suite d'une adjudication restreinte entre plusieurs grandes entreprises. Les frères *Fougerolles* étaient déjà bien connus pour les grands travaux qu'ils avaient exécutés auparavant, notamment pour différentes compagnies de chemins de fer et pour la Ville de Paris. Ils choisissaient à Luxembourg un pont de service formé de pylones espacés de 30 m et portant une poutre américaine de 3 m de hauteur. (Voir figure 16.) Les pylones étaient au nombre de 7 dont trois grands de 41 et 33 mètres de hauteur et 4 plus petits sur le versant de la vallée. (Voir figures 26 et 27.) La passerelle de service large de 7 m était établie directement au-dessus de la voûte et permettait ainsi d'approvisionner facilement le chantier pendant les différentes phases de l'exécution. Elle portait 2 voies, dont une voie Decauville pour la circulation des wagonnets amenant les matériaux et la voie de 7 m pour les ponts roulants servant de descend-charges.

La construction du pont de service était à l'époque un résultat remarquable. Il entraînait dans sa construction environ 320 m<sup>3</sup> de bois et son prix de revient était dans les environs de 25.000. — fr., ce qui pour les 20000 m<sup>3</sup> de maçonnerie à mettre en œuvre donnait 1,25 fr. par m<sup>3</sup>, résultat des plus satisfaisants.

Pendant le ripage du cintre, la poutre américaine du pont de service était posée sur la première voûte exécutée. Le pylone central était démonté jusqu'à l'intrados, monté sur un truck et ripé avec le cintre jusqu'au nouvel emplacement. Les autres pylones ont été démontés et réédifiés sous la deuxième voûte et recevaient de nouveau la poutre américaine amenée à son tour au deuxième emplacement. (Voir figures 37, 38 et 39.)

Le cintre complètement monté, les travaux de maçonnerie pouvaient commencer à la voûte. (Fig. 31.)

Sur cette phase de travail qui était des plus importantes, *Séjourné* avait dressé des instructions qui sont des chefs-d'œuvre de précision et qui sont tellement claires qu'elles pouvaient être comprises par n'importe quel surveillant de chantier.

L'épaisseur de la voûte était divisée en trois rouleaux. *Séjourné* en avait fixé les épaisseurs comme il est indiqué au tableau ci-après :

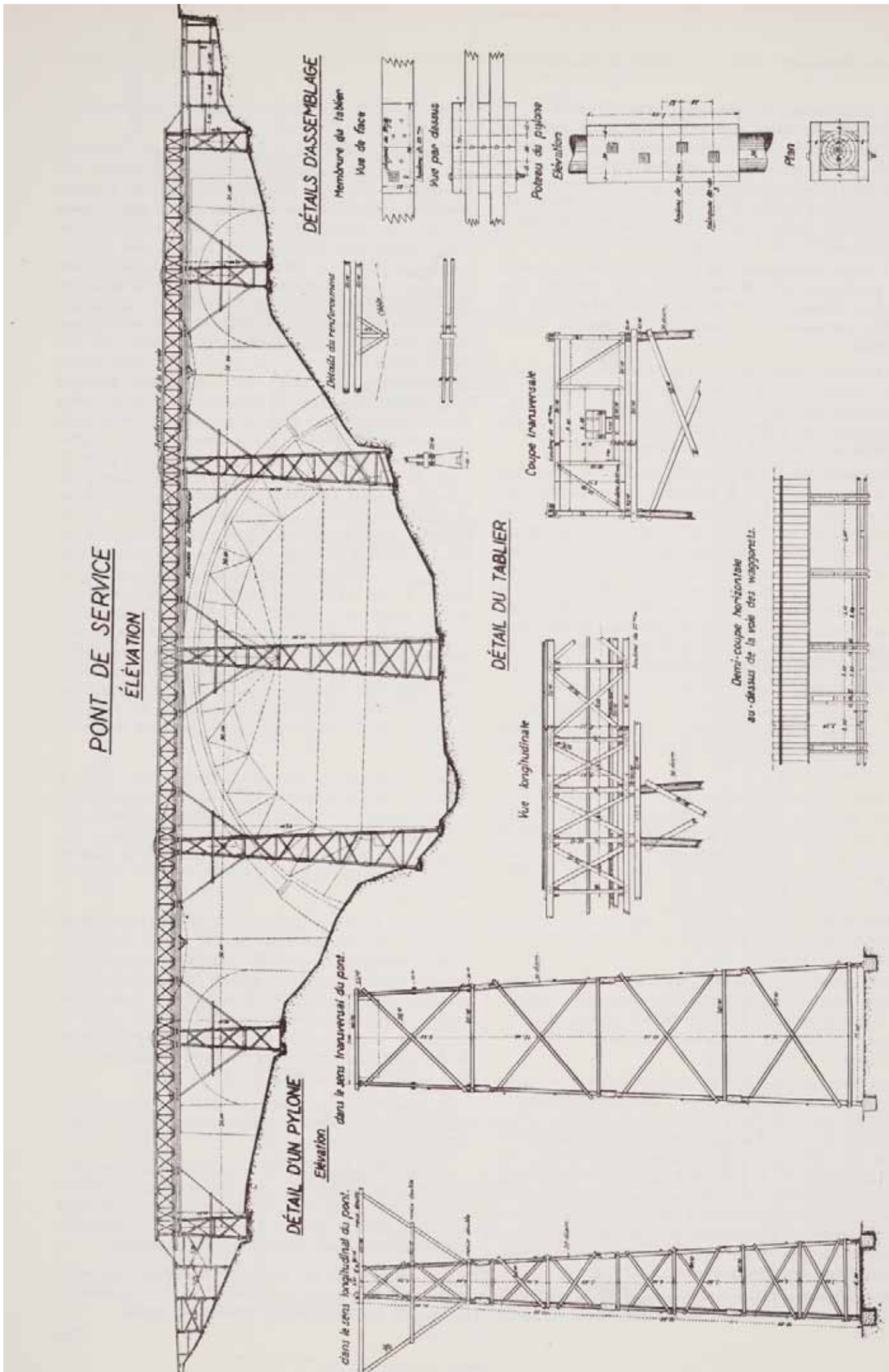


Fig. 16

Désignation des rouleaux		Bandeaux en pierres de taille	Corps de la Voûte		
			Minima	Maxima	Moyennes
1 <sup>er</sup> rouleau	formule . . . .	12 e	12 e	16 e	14 e
		36	36	36	36
	aux sommiers à la clef . . . .	0,72	0,72	0,96	0,84
2 <sup>e</sup> rouleau	formule . . . .	15 e	11 e	11 e	11 e
		36	36	36	36
	aux sommiers à la clef . . . .	0,90	0,66	0,66	0,66
3 <sup>e</sup> rouleau	formule . . . .	9 e	9 e	13 e	11 e
		36	36	36	36
	aux sommiers à la clef . . . .	0,54	0,54	0,78	0,66
		0,36	0,36	0,52	0,44

Dans chacun de ces rouleaux on a employé alternativement des assises longues et des assises courtes pour obtenir une découpe convenable sur l'extrados des rouleaux inférieurs; cet extrados ressemblant à une énorme roue dentée.

Pour éviter la formation des fissures par suite du tassement du cintre, on effectuait le roulage

des voûtes par tronçons attaqués simultanément en 10 points différents, cinq de chaque côté. Entre ces différents tronçons qui commençaient à un point fixe du cintre et au droit des autres points fixes ont été aménagés les joints secs. On soutenait les différents tronçons par des taquets boulonnés sur les vaux du cintre. (Voir fig. 17)

La division en rouleaux commençait au joint à partir duquel la voûte commençait à peser sur le cintre; c'était au pont Adolphe le joint situé sur l'angle 61° 13' des retombées.

Pendant l'exécution des différents tronçons, il fallait absolument éviter qu'aucun des câbles ne se mette en compression, c'est-à-dire que le cintre ne pouvait être chargé sur les reins avant d'être chargé au cerveau. Si à un moment donné, faute d'inattention et de mauvais chargement, la clef avait eu tendance à s'élever et les tirants à se comprimer, la stabilité du cintre aurait été compromise et on se serait exposé à un désastre. Pendant tout le temps que l'on travaillait à la voûte, la tension des câbles a dû être contrôlée.

Pendant l'exécution des maçonneries, les différents tronçons ont été montés de façon rigoureusement symétrique des deux côtés de l'axe pour annuler, l'une par l'autre, les composantes horizontales.

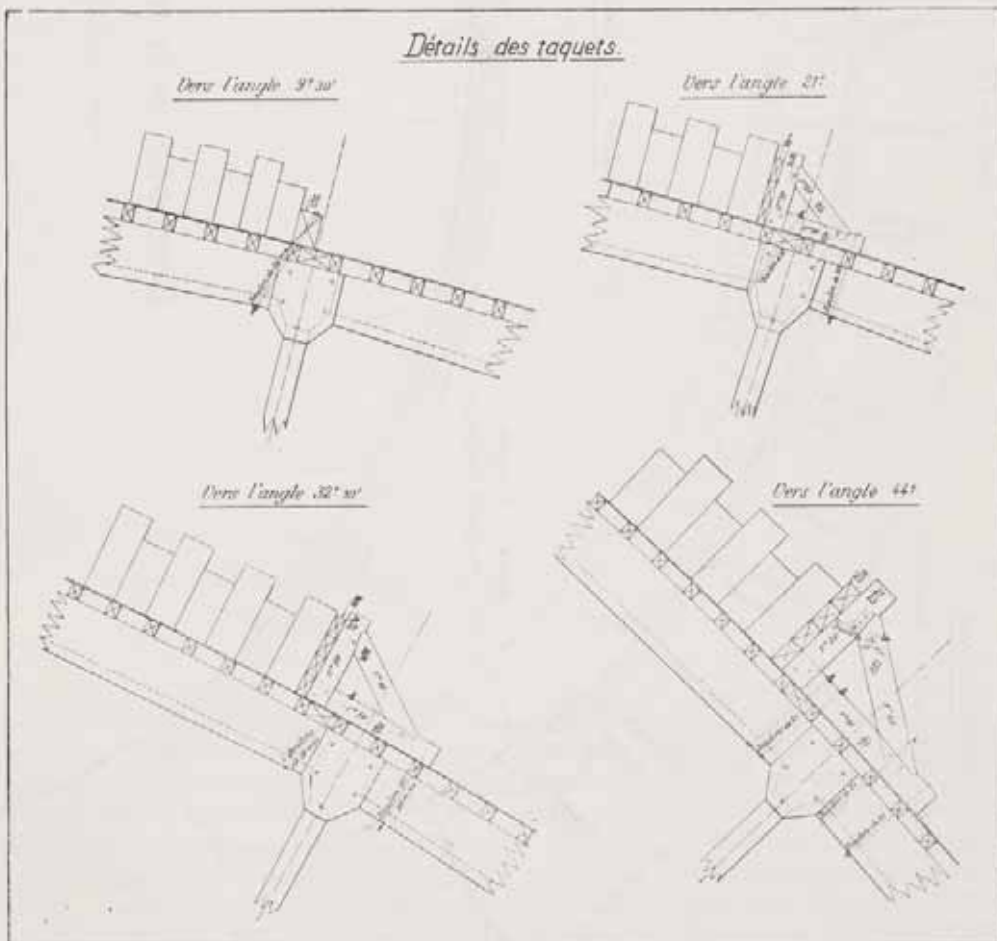


Fig. 17

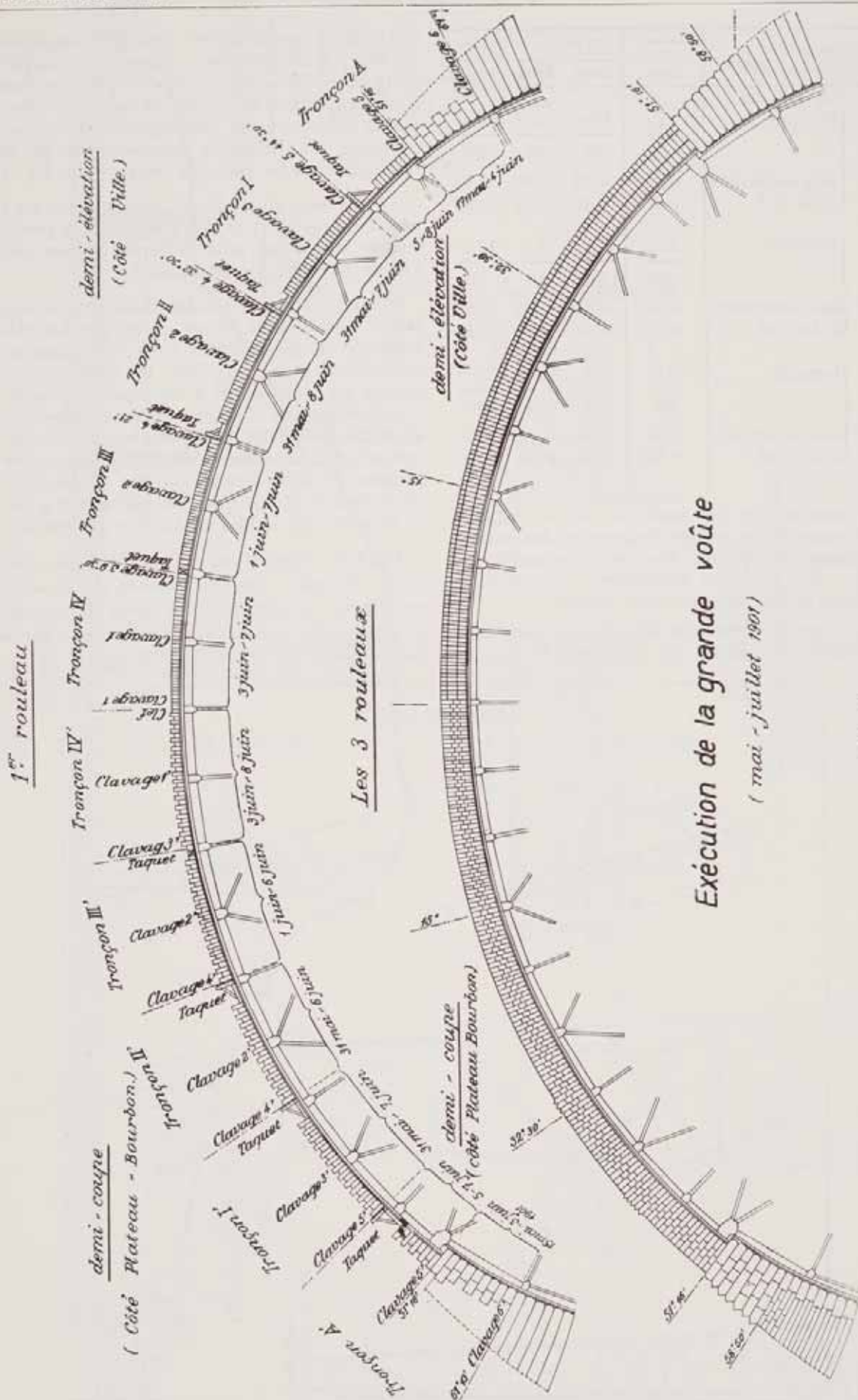


Fig. 20

Pour éviter les torsions du cintre (dans le sens des lignes d'assises), on a dû veiller à ce que la pose de la pierre de taille des têtes ne soit en avance que d'un voussoir ou deux sur celles des files de moellons têtus de douelle.

Le temps de construction d'un rouleau entier a duré environ 10 jours. La première voûte commencée en mai 1901 était clavée le 26 juillet 1901. (Voir figures 32, 33, 34 et 35.) Son décentrement a eu lieu le 26 octobre, et le tassement mesuré à la clef était de l'ordre de 6 mm. C'était un tassement élastique, on n'a pas constaté la moindre fissure.

Ce résultat magnifique était dû au « matage » des joints, préconisé par *Séjourné*, qui mettait la voûte en charge avant le décentrement. Cette méthode de clavage allait orienter plus tard les recherches dans une voie plus profonde : celle de la mise en pression directe de nos jours avec soulèvement de la voûte de son cintre, méthode que nous devons à *M. Freyssinet*.

Voici comment le matage s'opérait :

L'écartement des joints secs était maintenu par des « barrettes » ou lames de fer plat de 0,06 m × 0,01 m, serrées à la demande de l'épaisseur du joint par d'autres lames analogues, mais effilées en forme de coins. Comme on plaçait ces barrettes au droit des joints normaux aux assises, afin de les obstruer, ils empêchaient le mortier de ces joints de tomber dans le joint sec pendant le fichage du joint normal. Les joints que l'on avait laissé ouverts étaient assez minces, avaient leur face bien dressée et étaient à la partie inférieure garnis d'une lame de plomb durci. Il faut remarquer ici qu'au Pont Adolphe, on avait retiré ultérieurement les feuilles de plomb des joints secs des deux côtés de la clef jusqu'à un angle de 30° et au-dessous de cet angle la largeur du plomb en douelle a été réduite au 1/12 de la largeur totale du joint. (voir fig. 18)

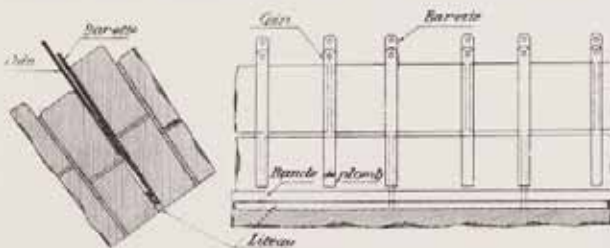


Fig. 18

L'outil employé au matage est le « matoir » qui est une barre plate présentant à la partie inférieure une section rectangulaire un peu supérieure à la section de la barre elle-même. (voir fig. 19)

Dans le joint sec lavé à grande eau, on introduisait une petite quantité de mortier pulvérulent ne contenant que la quantité d'eau nécessaire à la prise. Le mortier introduit par petites hauteurs (2 à 3 centimètres) a été fortement pilonné au



Fig. 19

matoir à coups répétés et énergiques. Puis, quand le mortier commençait à résister, un homme tenait le matoir, un autre frappant à grands coups de masse sur la tête du matoir. A chaque coup de masse le matoir était déplacé de la moitié de sa largeur. Deux équipes travaillaient simultanément sur chaque joint, chacune commençant le matage du côté de la tête de l'ouvrage pour se rejoindre au milieu. D'autres équipes travaillaient symétriquement par rapport à la clef.

La figure (20) montre la suite et l'exécution simultanée des différents clavages.

L'opération des matages était longue et pénible et on comptait environ 10 heures de travail par m<sup>2</sup>. Elle demandait pendant l'exécution des précautions minutieuses. Dans l'ouvrage « Grandes Voûtes » *Séjourné* dit : « L'Ingénieur a le devoir d'assister à tous les matages et de s'assurer par « lui-même qu'ils ont été bien faits. » et d'autre part :

« Pendant la construction d'une grande arche, « l'ingénieur vivra sur la voûte et ne s'en remettra « à personne — je dis, à personne — de la surveillance aux moments et aux points critiques. »

La deuxième voûte était clavée un an après la première (voir figures 39 et 40) et les deux grandes arches fermées et les petites voûtes d'évidement terminées, les deux parties de l'ouvrage ont été réunies par un tablier en béton armé dû à la maison Edmond Coignet de Paris. (Fig. 21)

Cette dalle ne prend pas appui au milieu des deux grandes voûtes comme p. ex. au pont des Amidonniers, (voir figure 11) sur la Garonne à Toulouse construit plus tard, mais uniquement sur les deux tympans intérieurs. (voir figure 14). Cette disposition de la dalle en béton armé qui a été fortement critiquée à l'époque à cause des efforts de torsion que l'on disait qu'elle devrait provoquer dans les deux voûtes, n'a eu pourtant aucune influence néfaste sur la stabilité de celle-ci comme il devait être démontré lors des essais de surcharge effectués par le Professeur *Roš* de l'Ecole Polytechnique Fédérale à Zurich en octobre 1933.

Cet éminent maître de l'expérimentation a démontré, par mesure directe sur l'ouvrage, que les déformations du bord intérieur chargé davantage sont plus considérables. Les différences sont pourtant insignifiantes et par conséquent les efforts de torsion pratiquement sans importance.

Rien ne sert d'entrer dans le détail de ces résultats qui ont été longuement expliqués et commentés par le professeur *Roš* lui-même dans le numéro 2 de la Revue Technique Luxembourgeoise de 1935. Voici seulement en quelques mots le résumé des

COUPE DE LA DALLE  
Système Ed. Coignet

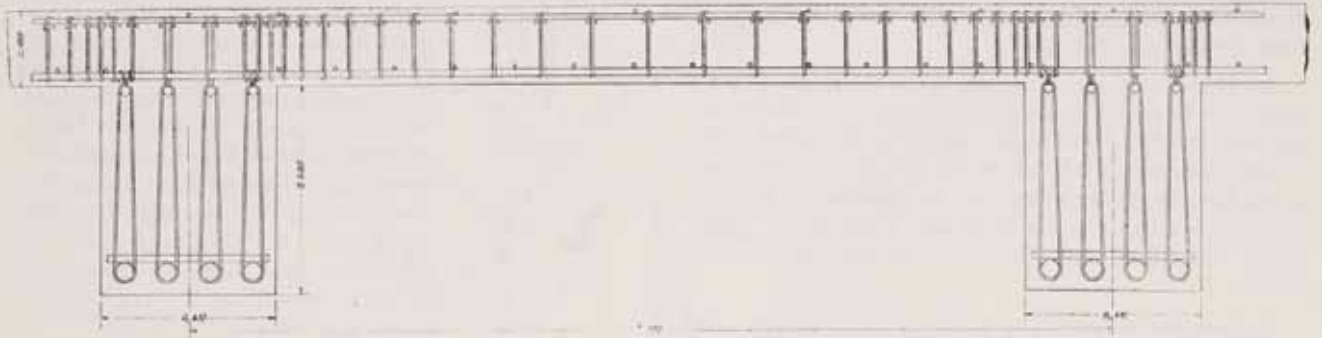


Fig. 21

résultats de ces essais et la conclusion que l'on peut en tirer tel qu'on les trouve dans une publication du Laboratoire Fédéral d'Essai des Matériaux.

« L'allure générale de l'état des tensions et des déformations mesurées montre un comportement qui correspond en principe à la théorie de l'élasticité. (voir figures 22 et 23)

« L'effet de soulagement de la superstructure de la voûte, de même que l'effet de barrage du tablier continu, se manifestent nettement aussi bien dans les mesures de déformation que dans les mesures des tensions.

« La flèche verticale maximum mesurée de 1,56 mm ; soit  $\frac{1}{53000}$  de la portée, est même

« pour la surcharge tout à fait exceptionnelle de 650 kg/m extrêmement faible.

« La plus grande valeur de l'effort de compression mesuré de 8,6 kg/cm<sup>2</sup> fut constatée à la clef en admettant un module d'élasticité de 400.000 kg/cm<sup>2</sup>. Cet effort maximum correspond à la valeur théorique calculée pour l'arche seule, sans superstructure.

« La fréquence propre du pont fut déterminée à 4 Hertz (4 amplitudes entières par seconde) ; l'amplitude verticale maximum à la clef atteint 0,540 mm.

Conclusion :

« Le degré de sécurité à la rupture, si l'on se base sur le convoi d'épreuve le plus lourd du 20 octobre 1933, est supérieur à 6.

« Le pont Adolphe est capable de supporter les plus lourdes charges dues à la circulation qu'un avenir prochain pourrait encore amener, en tenant compte de la capacité des routes.

Après avoir fait ce tour d'horizon, rappelé les détails principaux de la construction de ce bel ouvrage et les difficultés que Séjourné devait résoudre pour mener à bien sa construction, on se demande si aujourd'hui, on est mieux équipé en fait d'expérience et de procédés de calculs pour réaliser de pareilles voûtes.

On en sait certainement plus long aujourd'hui, mais n'oublions pas les conseils que nous a donnés Paul Séjourné et qui, pour la plupart, sont encore valables de nos jours.

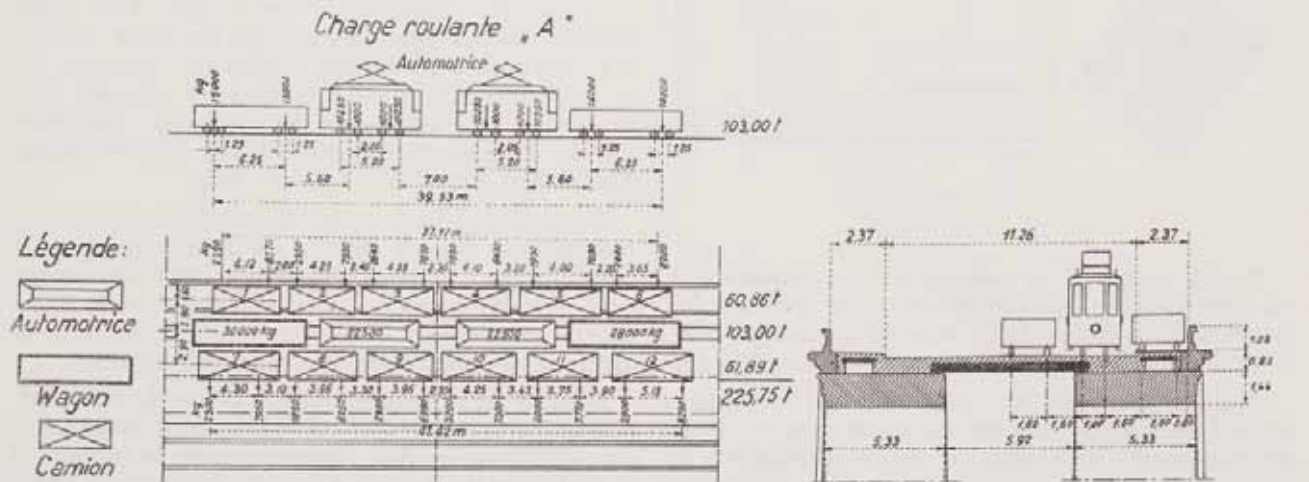


Fig. 22 — Composition du convoi d'épreuve A.

Lisons ce que nous dit le professeur *M. Ros* qui est sûrement celui qui connaît le mieux le comportement d'un grand nombre d'ouvrages d'art pour les avoir étudiés par mesure directe :

« Il faut réserver à l'observation et à l'expérience acquise sur les ouvrages exécutés le même droit qu'aux lois théoriques qui reposent sur une base expérimentale scientifique . . . . Dans les sciences de l'ingénieur, les théories, en tant que connaissances des relations causales ordonnées par la discipline de l'esprit, doivent être justement comprises et interprétées. Elles doivent être le fondement de notre attitude technique en face du problème ; elles doivent nous guider et nous empêcher de commettre des erreurs de principe ; elles sont là pour prévenir des échecs ».

Voici ce que dit encore à ce sujet un grand Français et constructeur universellement connu, *M. Freyssinet* :

« La réalisation de très grands ponts, avec ou sans précédents, sera toujours difficile. Elle exigera toujours certaines qualités d'intelligence et de caractère, un jugement pénétrant et droit, une inflexible tenacité . . . . »

« En cette matière, l'art du calculateur ne sert pas à grand'chose, c'est la critique des hypothèses qui est tout, elle n'exige que de l'imagination et du « bon sens » ».

Nous ne pouvons pas terminer mieux cet article sur le pont Adolphe qu'en le terminant avec les mots du professeur *Ros* qui en dit :

« Le pont sur la vallée de la Pétrusse à Luxembourg incarne l'esprit, l'expérience et l'art de son créateur. C'est un monument impérissable de l'école classique française d'art de la construction des ponts, qui par sa vérité, sa beauté et sa hardiesse honore son maître »

Paul SÉJOURNÉ.

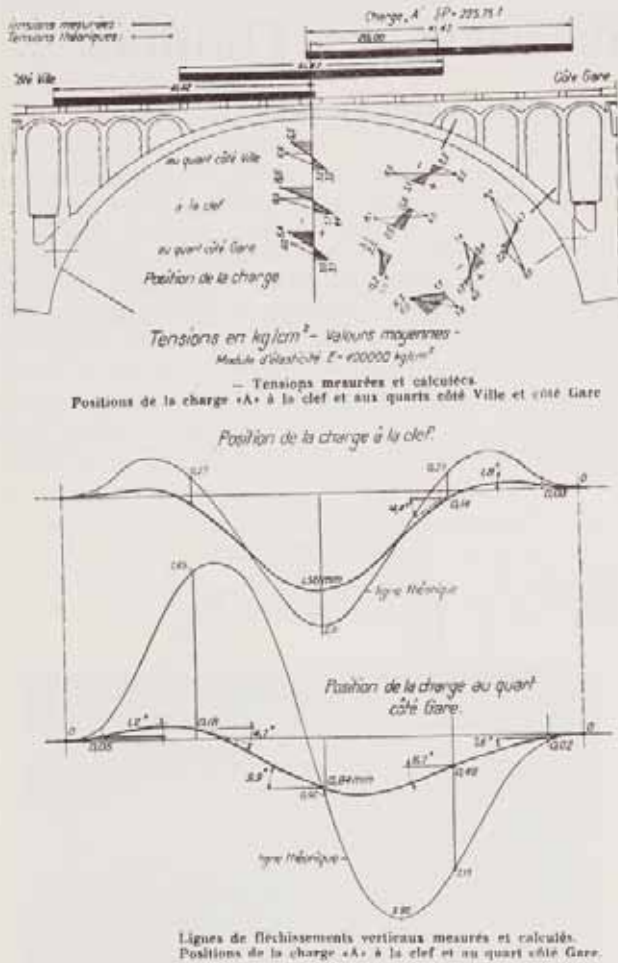
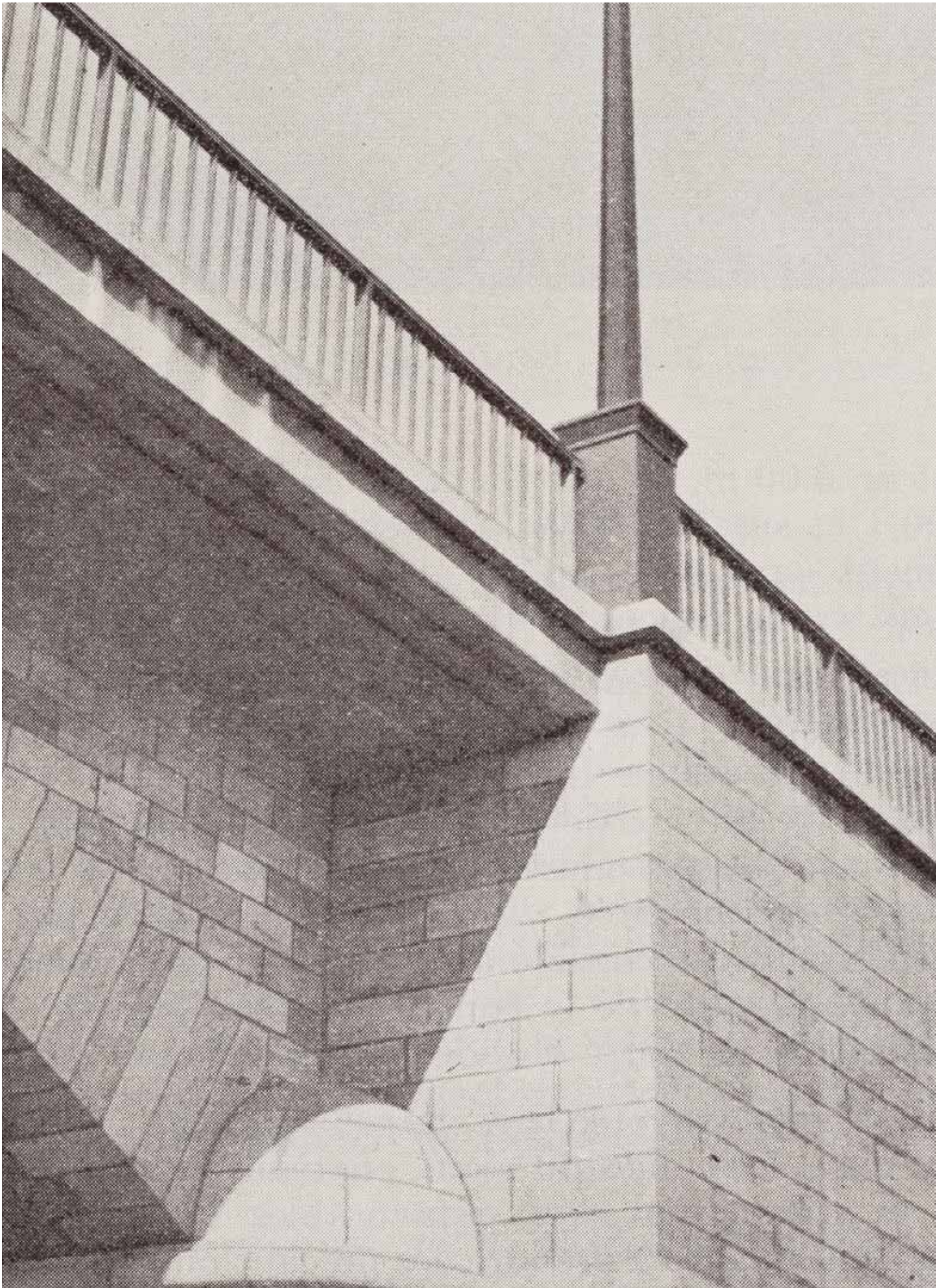


Fig. 23





# Revue Technique Luxembourgeoise

Éditée par: L'Association Luxembourgeoise des Ingénieurs et Industriels

PUBLICATION

de l'Association Luxembourgeoise des Ingénieurs et Industriels,  
de l'Association Luxembourgeoise des Ingénieurs Diplômés,  
de l'Ordre des Architectes

ASSOCIATIONS SANS BUT LUCRATIF

Avril-Juin 1956

Périodique trimestriel

48<sup>e</sup> Année - No 2

## Dix ans au Service de la Reconstruction

1945 ..... Qui ne se rappelle l'aspect désolant de nos régions dévastées? Le passage de deux armées, l'une victorieuse et l'autre battue, y avait laissé des traces cruelles: maisons dévastées, routes défoncées et ponts détruits, partout des ruines! La tâche qui attendait le pays, et principalement ses techniciens, pouvait paraître dépasser ses forces. Il fallait le concours de toutes les instances, l'engagement complet de nos cadres pour pouvoir venir à bout de la situation. Aujourd'hui, après dix années d'efforts, nous estimons que nous pouvons montrer avec fierté l'œuvre accomplie. Le Gouvernement, dans une brochure récente, en a dressé le bilan général. Nous nous bornerons, dans cet article, à parler de la tâche dévolue aux Ponts et Chaussées dans l'Arrondissement de Diekirch, à en retracer les étapes principales, à faire la synthèse technique de notre activité et à analyser les réalisations les plus remarquables.

En 1945, lorsque notre pays avait cessé d'être un terrain d'opérations militaires, la situation de la voirie dans l'Arrondissement de Diekirch se présentait de la façon suivante: sur 1694 km de routes, 150 km étaient gravement endommagés — dont 50 km, la route du Nord p. ex., à peu près impraticables — 300 km moins sérieusement et 500 km légèrement atteints dont la réparation pouvait être confiée à nos services d'entretien ordinaire. Sur un total de 168 ouvrages, nous ne parlons que des plus importants, 89 ponts étaient complètement démolis, 24 endommagés et 55 à peu près indemnes. Parmi les ponts détruits se trouvaient malheureusement tous ceux franchissant la Sûre et l'Our ainsi que les passages supérieurs des chemins de fer. Ajoutons-y encore les détériorations des conduites d'eau et des canalisations dont la remise en état était également de notre compétence.

La tâche qui nous attendait était donc d'envergure et l'ouvrage pressait. Il ne pouvait être ques-

tion au départ de faire du définitif. Afin de permettre à nos régions, si durement éprouvées, de reprendre contact avec la vie économique du pays il fallait d'abord réassurer la viabilité de tout le réseau routier. Nos services de régie se sont mis à cette tâche aidés par l'entreprise privée. Dans cette phase nous tenons à relever l'aide que nous ont fournie environ 300 PW dont nous pouvions disposer. Comme il y avait parmi eux des artisans qualifiés, ils ont même pu reconstruire des ponts tels que ceux d'Erpeldange, Pont Misère, d'Ell et du Moulin de Bourscheid. Ils ont également exécuté le gros-œuvre de notre hangar à Diekirch.

Au début il s'agissait donc surtout de réparations souvent grossières et de la construction de ponts provisoires. L'Armée Américaine avait bien rétabli les passages aux points stratégiques, dans la plupart des cas par des ponts Bailey, mais à mesure que leurs troupes s'engageaient toujours plus profondément en territoire allemand, ces constructions furent enlevées pour être placées ailleurs, sur le théâtre même des opérations. Deux ponts Bailey nous sont pourtant restés: ceux de Heiderscheidergrund et de Vianden. Ils sont maintenant la propriété de l'Armée Luxembourgeoise et nous rendent encore de précieux services.

La construction des ponts provisoires a été effectuée d'après un plan bien établi. Pour des raisons techniques et économiques nous avons choisi un type uniforme (fig. A). Le système portatif était constitué par des poutrelles en acier laminé reposant sur 2 appuis. Suivant les lieux seuls les profils et les longueurs des poutrelles variaient, les dispositifs prévus aux appuis restant partout les mêmes. L'écartement d'axe en axe des poutres était de 0,75 m. Les entretoises, formées par des contrefiches disposées en croix, coïncées entre les ailes des profilés et serrées par des tringles, étaient prévues aux quarts de la portée. Les poutrelles reposaient sur des bandes

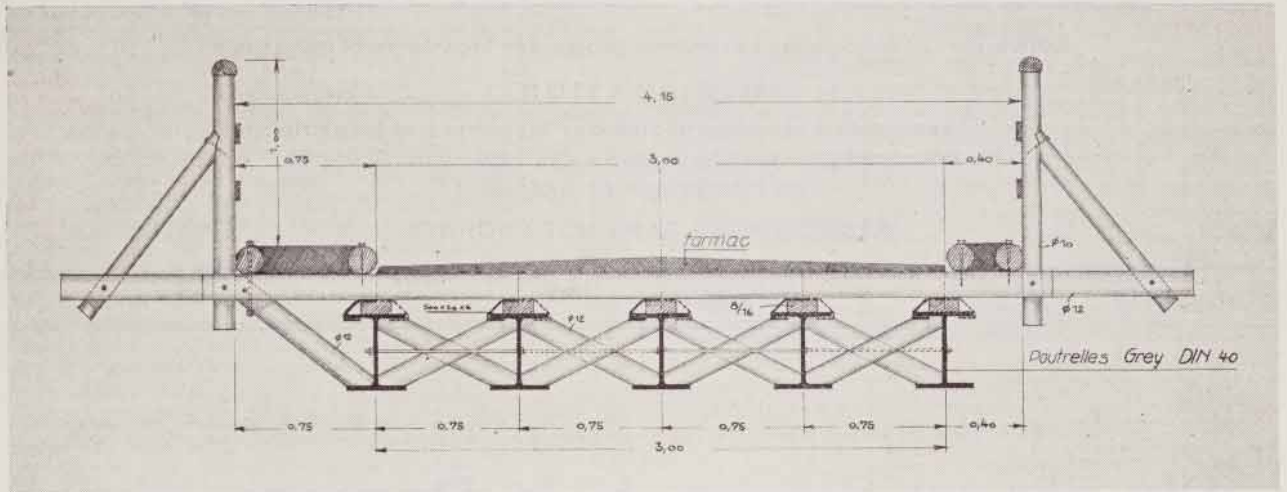
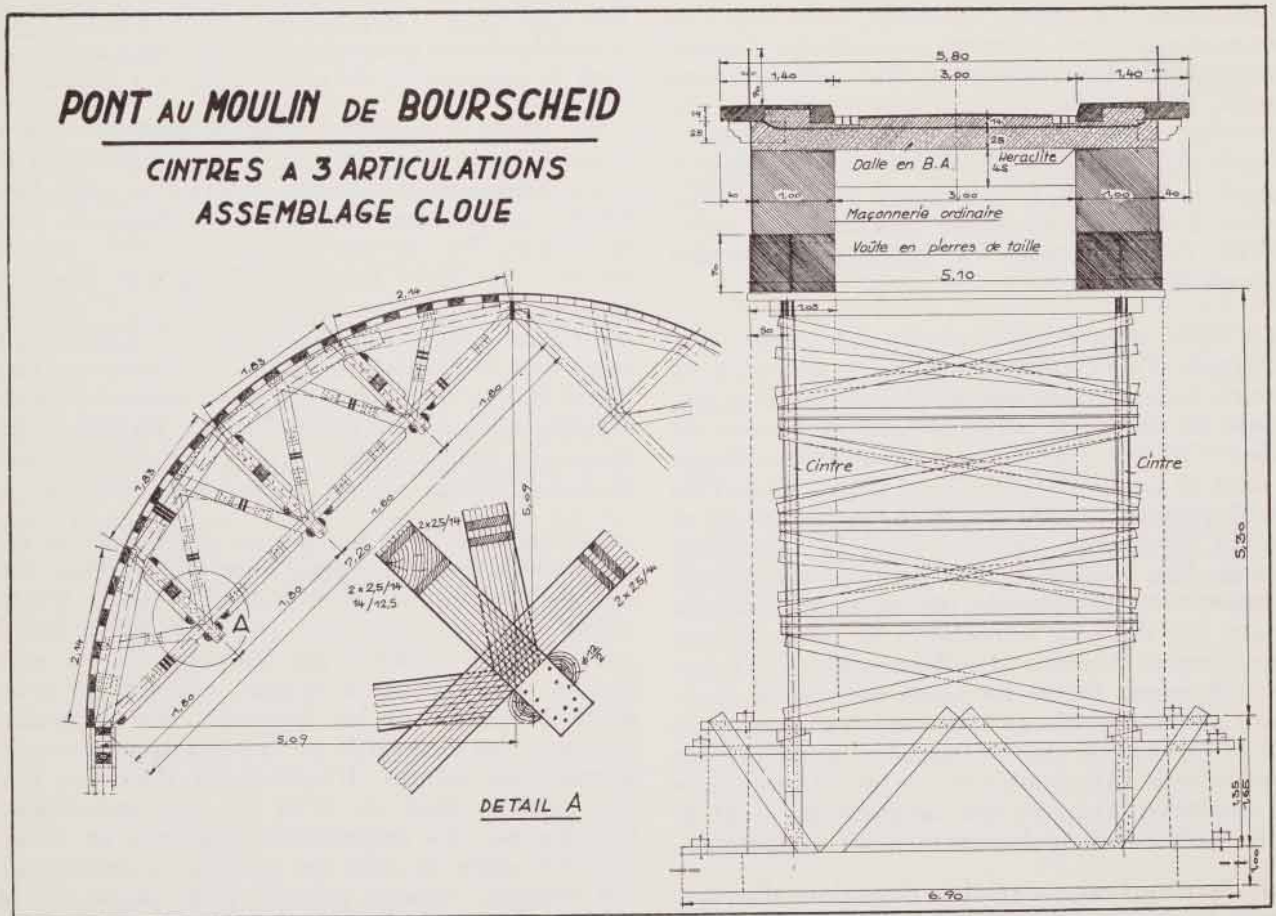


Fig. A.

de fer plat munies de taquets afin d'éviter leur déplacement latéral sous l'influence des vibrations du trafic. Le tablier était constitué par un plâlage en bois, le plus souvent en bois ronds de sapin, de 0,12 m de  $\varnothing$  min., juxtaposés. Pour réduire le nombre des poutrelles, les trottoirs étaient aménagés en porte-à-faux. La largeur entre garde-corps était de 4,15 m, dont 3,00 m pour la voie charretière, 0,75 m pour le trottoir situé d'un côté et 0,40 m pour la bande de sécurité située de l'autre. Nous avons choisi l'acier au lieu du bois

pour les poutres-maîtresses, pour les raisons suivantes :

- 1<sup>o</sup> Nous pouvions enjamber ainsi des portées plus grandes et éviter de cette manière la construction, souvent difficile et onéreuse, d'appuis intermédiaires.
- 2<sup>o</sup> Le bois équarri de forte section était fort rare et devait être réservé pour la construction des maisons.
- 3<sup>o</sup> L'acier était plus durable et ne nécessitait aucun entretien.



4° Les poutrelles pouvaient être réemployées lors de la construction des ponts définitifs.

Plus de 25 ponts de ce modèle ont été construits, dont les plus importants sont ceux de Diekirch, Gilsdorf, Moestroff, Bettendorf, Bigonville, Eschs.-Sûre, Goebelsmuhle etc.

La construction des ouvrages définitifs a pratiquement débuté en 1947. Elle s'est poursuivie au rythme suivant :

Année:	Nombre des ponts reconstruits :	Coût :
1947	6	4.300.000,—
1948	6	7.500.000,—
1949	13	14.500.000,—
1950	6	14.500.000,—
1951	6	12.500.000,—
1952	13	36.000.000,—
1953	10	29.300.000,—
1954	4	3.100.000,—
1955	10	16.600.000,—

Il va sans dire que l'exécution des ouvrages importants s'est répartie sur 2 et même 3 années. Il n'en a pas été tenu compte dans le tableau qui précède, d'où la disparité apparente d'une année à l'autre. La totalité du coût de l'œuvre accomplie au 31 décembre 1955 est donc de 138.000.000,— fr. Elle ne comprend pas seulement les frais de construction des ponts proprement dits, mais également les dépenses pour l'aménagement des abords, l'adaptation des cours d'eau et les travaux de voirie. Ces derniers sont souvent très importants, car nous avons toujours saisi l'occasion pour apporter aux routes d'accès toutes les améliorations nécessaires et possibles.

Avant d'entrer dans le détail des exécutions qui nous semblent les plus intéressantes, nous voudrions énoncer quelques considérations générales qui nous ont guidés lors de l'élaboration des projets :

En tenant compte des différents éléments donnés, tels que : niveau de la chaussée, débouché du pont, fondations existantes réutilisables et disposition des accès, l'aspect et le caractère général de l'ouvrage ont été fixés avant tout en fonction du site. Notre but principal était de réaliser une harmonie parfaite des proportions de l'ouvrage et son adaptation la meilleure à son entourage.

Le paysage, le mouvement de la vallée nous ont imposé en maints endroits le pont voûté en b. a. Il s'y ajoutait que le bon sol de fondation que nous rencontrons presque partout dans le Nord, en facilitait l'exécution technique. Nous avons entouré d'un soin très particulier l'exécution des faces vues. Presque partout nous y avons employé les pierres de la région, évitant ainsi l'introduction d'un élément étranger dans le paysage. Nous l'avons même réalisée dans des conditions particulièrement difficiles : dans le cas de ponts biais (40°) ou surbaissés (1 : 12).



Pont sur la Sûre au moulin de Bourseheid.

Si les sols de fondation ne répondaient pas aux conditions requises nous avons abandonné la voûte pour adopter un système ne donnant que des charges verticales. Ou encore nous avons choisi des poutres à une seule travée ou à travées continues, des dalles pleines sur un ou plusieurs appuis pour des raisons esthétiques, économiques ou constructives. De cette façon nous avons pu p. ex. augmenter la section d'écoulement d'une manière suffisante tout en utilisant les fondations existantes des voûtes détruites.

Des ouvrages en poutres enrobées et en poutres composées à éléments solidaires ont été construits pour permettre le réemploi des profilés provenant des ponts provisoires et pour éviter des étalements et des échafaudages coûteux et difficiles dans les eaux des rivières ou dans le gabarit de libre passage du chemin de fer.

L'exécution des détails a également retenu toute notre attention. Maçonnerie de parement et de pierre de taille, garde-corps, lampadaires etc., tout fut exécuté avec simplicité, sans surcharge, mais avec beaucoup de soin. Il nous est un grand plaisir de rendre ici à la bonne volonté et au savoir-faire de nos entrepreneurs et artisans un juste hommage.

Nous avons déjà relevé que la reconstruction des ponts s'accompagnait presque toujours de travaux de voirie importants. Partant du point de vue que notre voirie d'avant-guerre était insuffisante pour faire face aux exigences du trafic moderne, il ne pouvait être question d'une reconstruction servile même avec élargissement de la voie charretière. Il fallait au contraire moderniser, voir grand et loin. C'est ce que nous avons essayé de faire. Aussi en de nombreux endroits avons-nous résolument abandonné l'ancien tracé, créé des voies nouvelles, supprimé des courbes et même des P.N. et construit ainsi des ouvrages et des accès qui pourront encore servir aux besoins de plusieurs décades.

Les abords d'un pont revêtent souvent une importance capitale : ils en constituent le cadre

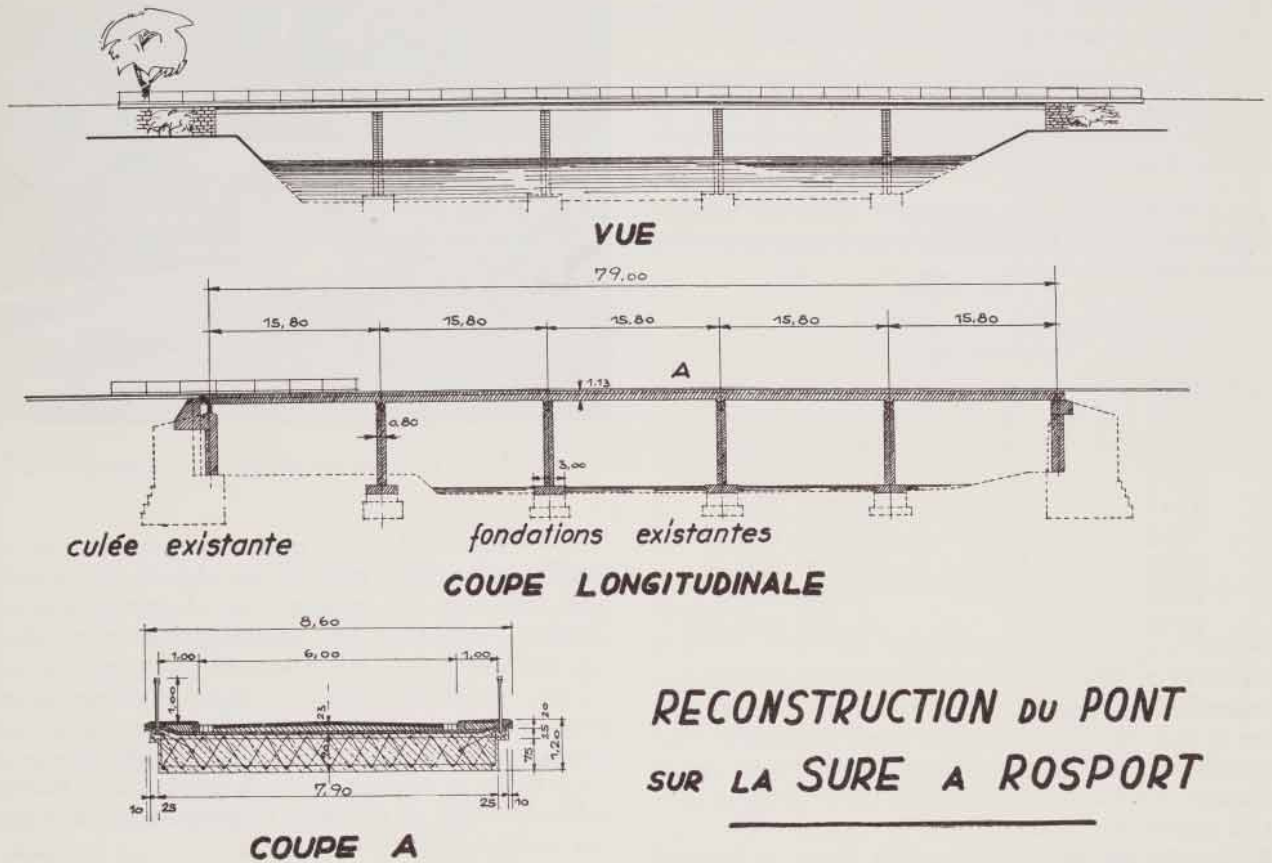


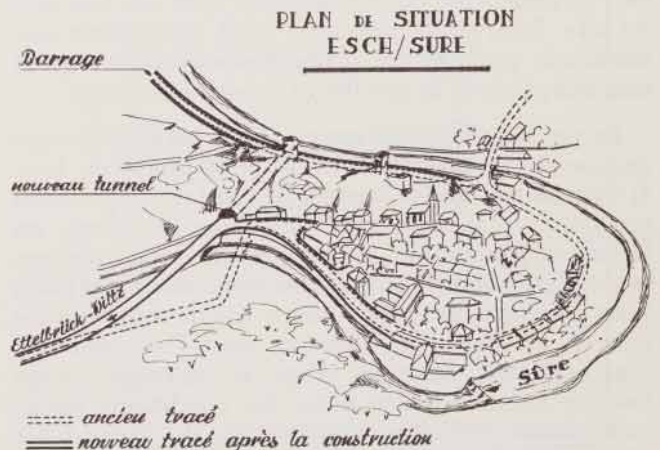
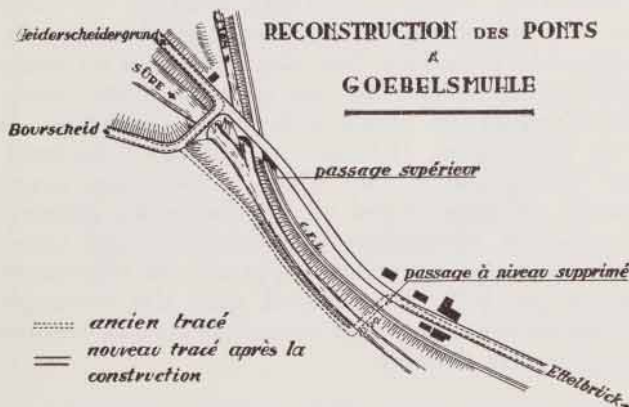
Fig. B

naturel. Aussi leur aménagement, leur adaptation à la nouvelle construction ont-ils été exécutés suivant des plans bien établis et souvent en collaboration avec des architectes paysagistes. Bien que les frais en furent souvent importants, nous estimons que le jeu en valait la chandelle et que le résultat obtenu justifie nos efforts.

Qu'il nous soit permis, après cet exposé plus général, d'entrer dans le détail de plusieurs réalisations que nous jugeons les plus typiques et aussi les plus intéressantes. Nous les citerons dans l'ordre chronologique de leur exécution.

1. — Pont sur la Sûre à Diekirch.

Cet ouvrage fut exécuté en 1947. Il comporte 3 ouvertures voûtées de 16 m chacune. La largeur entre garde-corps est de 10 m, dont 7 m pour la voie charretière et 2 x 1,50 m pour les trottoirs. Les anciennes fondations d'une largeur de 6,70 m ont été maintenues. Toutefois pour arriver à l'élargissement indispensable de la chaussée, les trottoirs ont dû être construits en encorbellement. La forme et l'aspect de l'ancien ouvrage, complètement bâti en pierres de taille de Gilsdorf, furent maintenus. La retaille des pierres du pont



détruit, réemployées pour la nouvelle construction fut presque exclusivement exécutée par les prisonniers de guerre. Notons encore que l'aménagement des berges de la Sûre ainsi que d'un parc municipal nous a permis de réaliser sur la rive gauche un ensemble architectural du plus heureux effet.



Fig. 1a. — Pont sur la Sûre à Diekirch.

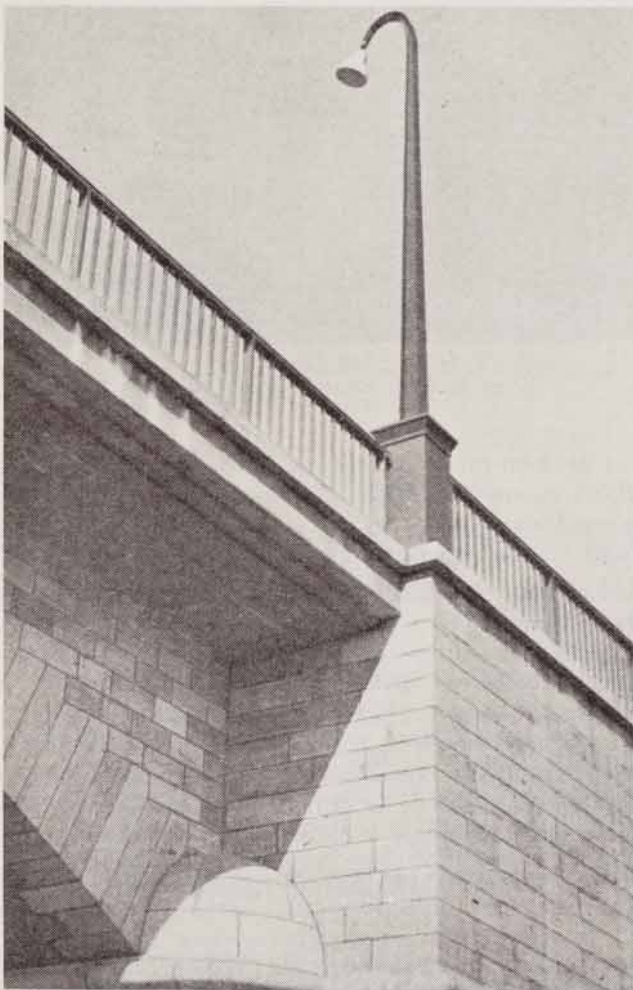


Fig. 1b. — Pont sur la Sûre à Diekirch, Détail.

## 2. — Pont sur l'Alzette à Ettelbruck.

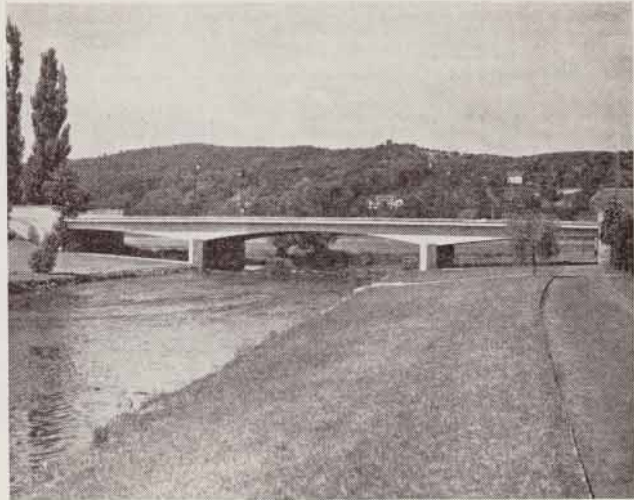


Fig. 2a. — Pont sur l'Alzette à Ettelbruck.

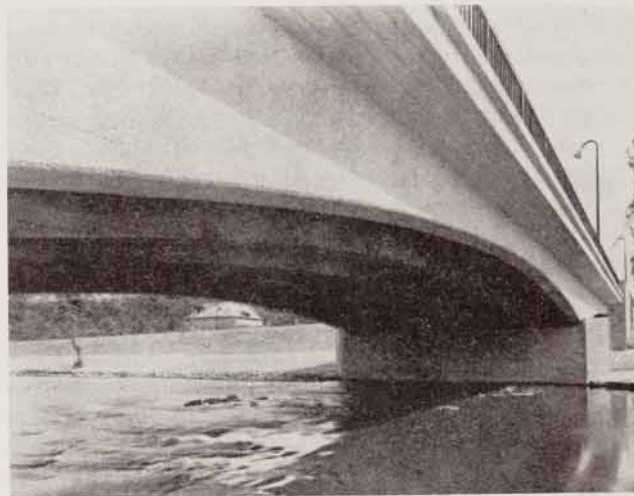


Fig. 2b. — Pont sur l'Alzette à Ettelbruck, Détail.

Le système portatif du nouveau pont est composé de poutres continues sur 4 appuis avec moments d'inertie variables. Portées : 15 - 22 - 15 m. Lors de l'élaboration du projet 3 buts principaux ont été visés :

- 1<sup>o</sup> Amélioration de la situation existante du point de vue de la circulation routière et surtout redressement du profil en long qui au milieu du pont fut abaissé de 50 cm.
- 2<sup>o</sup> Augmentation de la section d'écoulement des eaux de l'Alzette. Le débouché a été augmenté de 20%.
- 3<sup>o</sup> Réduction aussi grande que possible de la dépense tout en réalisant une solution irréprochable sous tous les points de vue. Relevons à ce propos que le nouvel ouvrage représente une économie de plus de 25% sur une reconstruction pure et simple du pont détruit.

3. — *Pont sur la Sûre à Reisdorf.*

Fig. 3. — Pont sur la Sûre à Reisdorf.

C'est un pont voûté en béton armé constitué par 4 arches de 14 m de portée reposant sur les anciennes fondations de 6,00 m de largeur. En réalisant un encorbellement de 1,50 m de chaque côté, il nous a été permis de porter la largeur entre parapets à 9,00 m. Relevons une difficulté qui s'est présentée lors de l'exécution de l'encorbellement. Du fait que les naissances et les clefs des voûtes se trouvent sur les mêmes niveaux, les faces vues du pont ne présentent que des lignes horizontales. Mais le profil en long de la route accuse une pente de 1,5%, soit une différence de niveau de 1,00 m sur toute la longueur de l'ouvrage. Afin d'arriver à une solution harmonieuse, nous avons procédé comme suit : partant d'une dalle pleine à la sortie du pont, la différence de niveau a été récupérée par l'aménagement d'évidements au-dessus de la dalle portative. Ces caissons sont couverts de dalles en béton armé préfabriquées. Le parapet suit la ligne horizontale tandis que le garde-corps qui le surmonte s'adapte par gradins horizontaux à la déclivité de la route.

4. — *Pont sur l'Our à Vianden.*

Fig. 4. — Pont sur l'Our à Vianden.

Le nouvel ouvrage conserve l'aspect massif du pont détruit tout en l'élargissant. Il se compose de deux voûtes en béton armé de 15 m d'ouverture. Les parements des culées, piliers et les voussoirs des voûtes ont été exécutés en pierre de taille de Gilsdorf et d'Ernzen. Dans la maçonnerie des tympanes et des parapets, en parements Hasselt, sont encastrés les encorbellements pour les trottoirs sur lesquels sont placés également la statue du « Bommenzinnen » et le buste de Victor Hugo. L'ensemble architectural fut réalisé en collaboration avec M. P. Graach, architecte.

5. — *Pont sur la Sûre à Esch-s.-Sûre et tunnel.*

Le tracé du nouvel ouvrage fut fixé en prévision de la construction du nouveau tunnel. L'ancien emplacement avec ses accès fut complètement abandonné. Le nouvel ouvrage, un pont voûté en béton armé de 30 m de portée accuse un biais très prononcé de 43° sur la ligne des culées. Pour faire face à des moments de torsion supplémentaires nous avons dû ajouter des armatures spéciales. La voûte est en outre fortement surbaissée, la flèche



Fig. 5a. — Pont à Esch-sur-Sûre.

est de 3,00 m, ce qui donne lieu à des poussées de 200 t/m sur les culées. Celles-ci ont pu être facilement équilibrées grâce au rocher compact que nous avons rencontré dans les fondations.

En 1954 fut entamée la construction du nouveau tunnel. Il a une longueur de 80 m et une largeur de 10 m. Son but principal est d'éviter une traversée particulièrement étroite et heurtée et dont l'élargissement, sans destruction du site, n'est guère possible. Esch possède déjà maintenant un trafic considérable. Celui-ci sera encore accru à la suite de la construction du barrage, la réalisation de cette rocade était donc inévitable.

Le tunnel traverse la roche schisteuse de l'éperon qui porte les ruines du vieux château. La direction et la disposition très défavorables des couches nous ont obligés à prendre des précautions spéciales durant l'exécution et à revêtir les parois intérieures d'une maçonnerie. Les faces vues des entrées du



Fig. 5b. — Pont à Esch-sur-Sûre.



Fig. 5c. — Entrée de Tunnel à Esch-sur-Sûre.

tunnel, tout comme celles du pont d'ailleurs, sont en pierres Hasselt et s'adaptent parfaitement au paysage.

#### 6. — Pont sur l'Attert à Reichlange.

Sous l'effet du trafic lourd, la maçonnerie des tympans de ce pont s'était disloquée et les pierres de taille de Mertzig s'étaient effritées. Cette dislocation avait été favorisée par le remblaiement terreux du creux au-dessus de la voûte. La réparation de cette partie de l'ouvrage était donc nécessaire. La largeur entre parapets de l'ancien pont n'était que de 6,60 m dont 5,00 m pour la chaussée. Elle était donc nettement insuffisante. Nous l'avons portée à 9,00 m,  $7,00 + 2 \times 1,00$  m, en remplissant le vide au-dessus de la voûte avec du béton maigre et en construisant une dalle en béton armé sur toute l'étendue de l'ouvrage.

#### 7. — P.S. et Pont sur la Sûre à Ettelbruck.

L'ancien ouvrage se composait d'une superstructure en acier constituée par des poutres en

treillis, enjambant les voies du chemin de fer et d'un pont-voûte en maçonnerie à 2 arcs elliptiques de 26 et 19 m de portée, qui franchissait la Sûre. L'ensemble de cet ouvrage construit vers 1912 était trop massif et peu harmonieux. Du point de vue de la circulation la situation était encore plus mauvaise : courbes horizontales et verticales à rayons trop faibles et sans arcs de raccordement, chaussée trop étroite. En présence de tant de défauts il ne restait qu'une solution : abandonner complètement l'ancien ouvrage. La construction nouvelle s'avérait particulièrement difficile parce que de part et d'autre nous étions liés à des points obligés : niveau des maisons côté Ettelbruck, niveau de la route vers Erpeldange côté Diekirch, enfin respect du gabarit de libre passage au-dessus des voies du chemin de fer. Pour en sortir et pour faire droit aux exigences impérieuses du trafic routier, nous avons hardiment placé tout l'ouvrage en courbe, tant dans le plan horizontal que dans le plan vertical. Cette solution présentait encore l'avantage de permettre le maintien du pont provisoire existant et nous évitait ainsi de devoir dévier la circulation ou de devoir construire un autre pont provisoire très coûteux.

La route franchit maintenant le chemin de fer par un seul bond de 27,00 m. Comme la hauteur de construction était très limitée, nous avons adopté comme système portatif des poutrelles Grey jumelées DIN 100. Les trottoirs en encorbellement suivent la courbure de la route d'un rayon de 125 m. La Sûre est franchie par un pont-voûte en béton armé de 5 ouvertures de 13 m chacune. Du fait que le pont est situé en courbe alors que les culées et les piliers restent parallèles à la Sûre, le biais varie d'une ouverture à l'autre. Il en résultait une difficulté très grande dans l'exécution des



Fig. 6. — Pont sur l'Attert à Reichlange.

voussoirs et des chaînes d'angle, chaque pierre différant de l'autre. Pour la maçonnerie de parement nous avons employé les pierres des différentes carrières indigènes : Dillingen, Ernzen, Gilsdorf, Mertzig. Il en est résulté un aspect très bigarré des tympans, évitant ainsi toute uniformité.

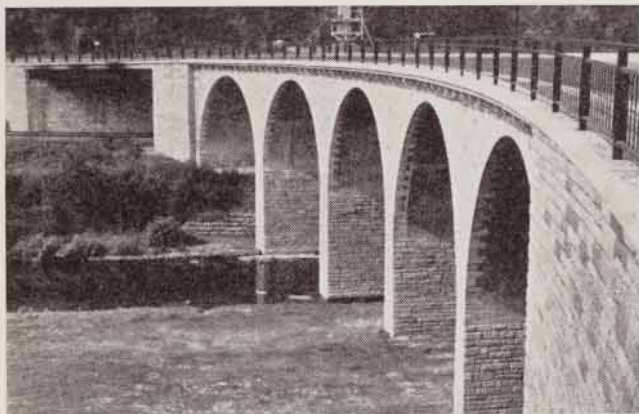


Fig. 7. — Pont et P.S. à Ettelbruck.



Fig. 10. — Pont sur la Sûre à Gilsdorf.



Fig. 8. — Pont sur l'Our entre Bettel et Vianden.  
Détail.

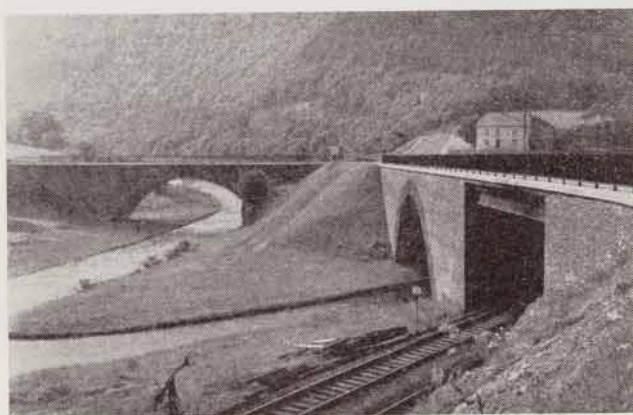


Fig. 11. — Ponts et P.S. à Goebelsmuhle.

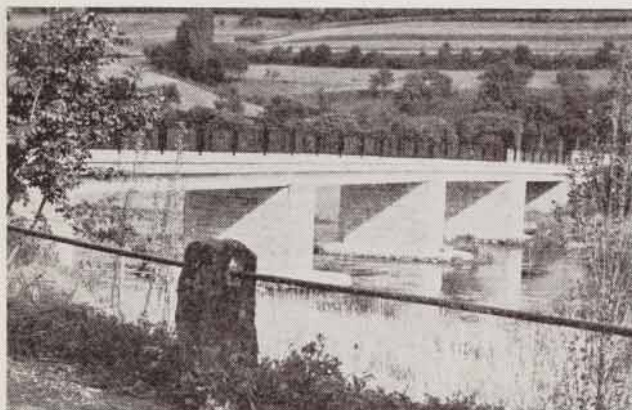


Fig. 9. — Pont sur la Sûre à Ingeldorf.

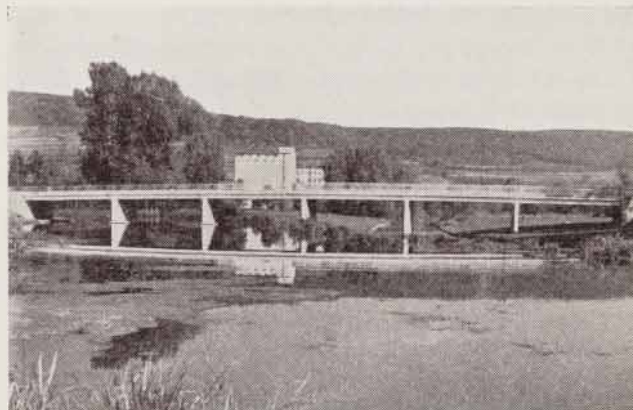


Fig. 12. — Pont sur la Sûre à Bettendorf.



8. — *Pont sur l'Our entre Bettel et Vianden.*

L'ancien pont construit en 1938 a été simplement reconstruit. Les culées et piliers étaient restés intacts et ont pu être maintenus.

9. — *Pont sur la Sûre à Ingeldorf.*

Le pont-voûte massif fut remplacé par une dalle en poutrelles enrobées de  $4 \times 14$  m de portée. Nous avons pu de cette manière augmenter la section d'écoulement tout en réalisant un ouvrage économique.

10. — *Pont sur la Sûre à Gilsdorf.*

Ce pont, qui appartient à la Commune de Bettendorf, fut reconstruit en 1952-1953. L'ancien ouvrage d'un aspect peu heureux comprenait 5 voûtes de 14 m d'ouverture. Il a été remplacé par un autre pont voûté à 3 ouvertures de 20, 32 et 20 m. Les faces vues du pont ont été entièrement exécutées en pierres de Gilsdorf. En mariant adroitement les différentes teintes de ces pierres nous avons réussi à obtenir un aspect varié et agréable.

11. — *Ponts sur la Sûre et la Wiltz, P.S. à Goebelsmühle.*

Cet ensemble, comportant trois lots, fut exécuté en 1952, 1953 et 1954. L'emplacement de ces ponts fut complètement changé afin de permettre l'amélioration du tracé de la voirie existante ainsi que la suppression d'un P.N. très gênant. En même temps nous avons amorcé au carrefour côté Esch s.-Sûre la nouvelle route des vallées qui continuera un jour vers Kautenbach, Wilwerwiltz, Clervaux. Les ouvrages sur la Sûre et sur la Wiltz sont des ponts voûtés d'une portée de 30 m en béton armé avec parements en pierres schisteuses de la région. Pour réduire à un minimum la hauteur de construction du P.S., dont la portée est de 20 m, nous avons adopté un système à éléments solidaires, composé de poutres DIN 70 et d'une dalle en béton armé.

12. — *Pont sur la Sûre à Bettendorf.*

L'ancien ouvrage comprenait 5 ouvertures voûtées très massives de 13, 13, 13, 26 et 13 m. Les parements étaient en pierre de Gilsdorf.

Le nouvel ouvrage fait usage dans la mesure du possible des fondations existantes. Il se compose d'une dalle continue de 78 cm de hauteur, reposant sur 5 piliers de 80 cm d'épaisseur et distants l'un de l'autre de 14 m. De cette façon il nous était possible d'augmenter d'un tiers la section d'écoulement et de tenir compte ainsi des réclamations des habitants de Bettendorf qui attribuaient les inondations répétées, dont ils étaient

les victimes, à la section d'écoulement trop faible du pont voûté. Nous avons pu en outre réaliser de cette manière une très forte économie.

Le profil en long de l'axe de la route décrit un arc de cercle de 1.500 m de rayon. Les arêtes extérieures de l'ouvrage, telles que: intrados de la dalle, encorbellement du trottoir et cordon, suivent minutieusement cette courbure ce qui lui donne un aspect à la fois élégant et léger.

13. — *Pont sur la Sûre à Rosport.*

Fig. 13. — Pont sur la Sûre à Rosport.

Les caractéristiques de ce pont sont les mêmes que celles du pont de Bettendorf. Des raisons analogues nous ont amenés à adopter la même solution. (voir Fig. B)

Voilà en grands traits l'œuvre accomplie dans l'intérêt de la reconstruction des ouvrages d'art détruits par la guerre. Pour ce qui concerne la voirie, tant de l'Etat que des Communes, elle n'a pas été négligée. Sa mise en état, sa modernisation ont été poussées parallèlement. Là encore nous ne nous sommes pas bornés à réparer; au contraire les nouvelles routes ont été adaptées, dans la mesure du possible, aux besoins de notre circulation routière toujours croissante. Si la dépense totale qu'a entraînée la réparation des dommages de guerre subis par nos routes et chemins peut être évaluée à 201.000.000,— fr., on peut estimer que 40% soit 80.400.000,— fr. peuvent être comptabilisés comme nouvel investissement.

La réparation des canalisations et conduites d'eau est achevée depuis un certain temps déjà, car elle revêtait un caractère d'une extrême urgence. La réalisation la plus spectaculaire dans ce domaine est certainement la reconstruction du château d'eau de Hosingen (fig. C). Il s'agit d'une tour cylindrique en béton armé d'une hauteur de 28 m. Les faces vues sont exécutées en maçonnerie de pierre Hasselt. Elle est surmontée d'une galerie en bois. Le toit est en roseaux ignifugés. Le réservoir a une capacité de 100 m<sup>3</sup> et sert uniquement au ravitaillement de la localité de Hosingen.

### CHATEAU D'EAU DE HOSINGEN

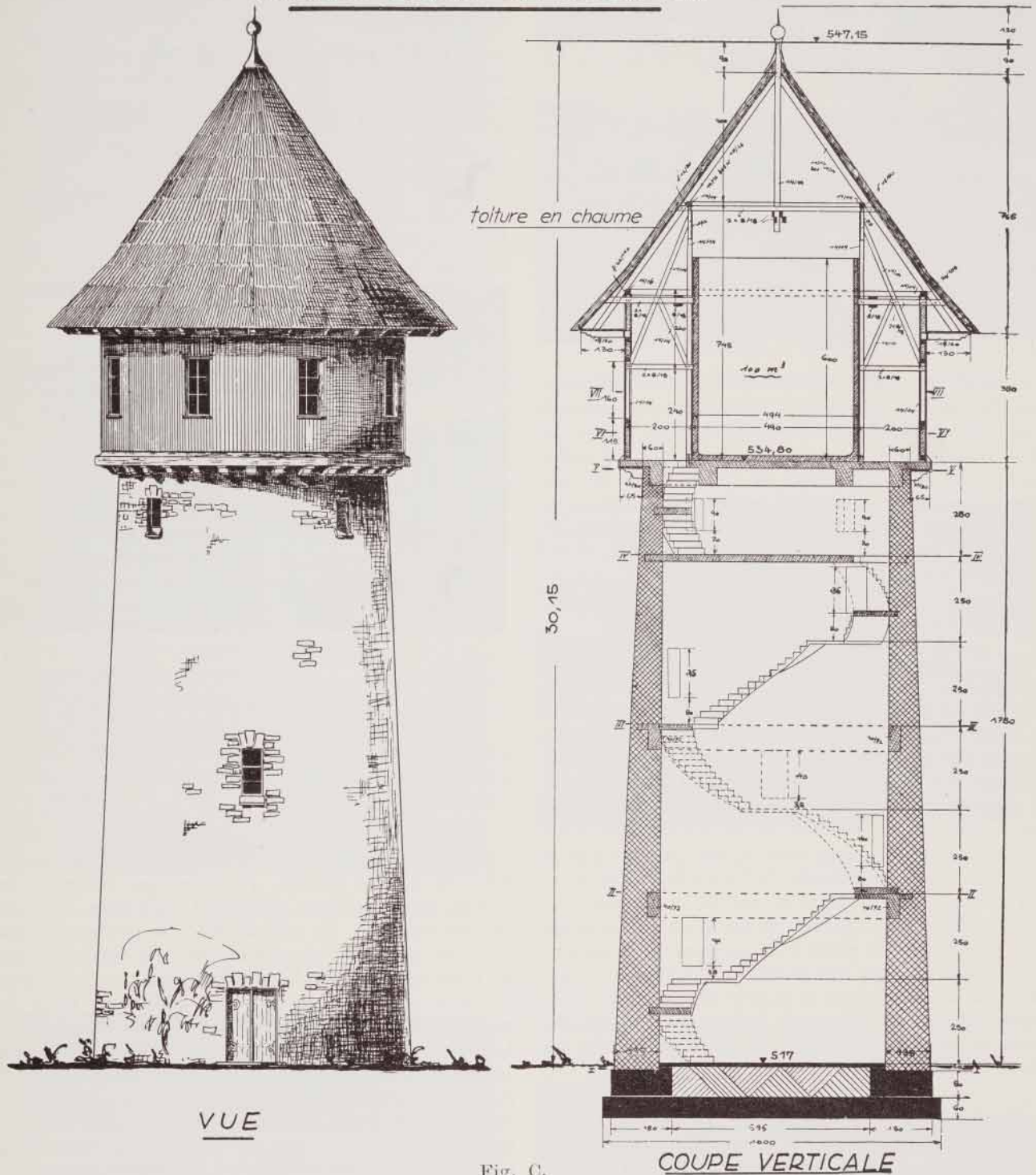


Fig. C.

Qu'il nous soit permis de jeter, pour terminer, un regard vers l'avenir. Les dégâts que la guerre avait causés sont réparés. La reconstruction dans le domaine des Travaux publics est pratiquement terminée. Nous avons évidemment saisi toutes les occasions qui s'offraient pour faire mieux. Mais ce n'est guère suffisant. Le développement que

prend la circulation routière nous impose d'autres devoirs. La capacité de la majorité de nos routes, leur vitesse d'absorption sont déjà aujourd'hui insuffisantes. Il faut donc moderniser, moderniser sans retard et avec méthode. Méconnaître ce principe serait porter atteinte aux forces vives de notre pays.

M. W.

# Revue Technique Luxembourgeoise

Éditée par: L'Association Luxembourgeoise des Ingénieurs et Industriels

PUBLICATION

de l'Association Luxembourgeoise des Ingénieurs et Industriels,  
de l'Association Luxembourgeoise des Ingénieurs Diplômés,  
de l'Ordre des Architectes

ASSOCIATIONS SANS BUT LUCRATIF

Janvier-Mars 1962

Périodique trimestriel

54<sup>e</sup> Année - No 1

## Elargissement du viaduc dit « Passerelle » à Luxembourg-Ville

par Ferd. KINNEN,  
Ingénieur d'arrondissement  
des Ponts et Chaussées.

Le premier pont ayant servi de liaison entre le centre de la Ville de Luxembourg et le quartier de la gare de chemin de fer a été ouvert à la circulation à la date du 29 août 1861. La pose de la première pierre avait été célébrée le 5 octobre 1859 en présence du prince Henri représentant Sa Majesté Guillaume III, Roi des Pays-Bas et Grand-Duc de Luxembourg. Cette cérémonie avait clôturé de longs débats entre la Société Guillaume-Luxembourg, concessionnaire pour la construction et l'exploitation des premières lignes de chemin de fer au Grand-Duché et la Ville de Luxembourg dont les troupes d'occupation demandaient que la gare de chemin de fer fut située en dehors de l'enceinte de la forteresse. L'emplacement de cette gare n'étant pas directement accessible du centre de la Ville, le Gouvernement exigeait du concessionnaire des chemins de fer la construction d'un pont au-dessus de la vallée de la Pétrusse. Ce pont, qui avait déjà été projeté vers 1671 sous Charles II d'Espagne et plus tard de nouveau sous Louis XIV, a donc vu sa réalisation grâce à l'ouverture des lignes de chemin de fer luxembourgeoises. Il fut exécuté par l'Ingénieur en chef GRENIER de la Société Guillaume-Luxembourg aux frais communs du Gouvernement luxembourgeois et de la Ville de Luxembourg. Sa réalisation nécessitait la construction d'une passerelle en bois qui devait être aménagée de façon à pouvoir être utilisée en même temps par les citoyens de la Ville, raison pour laquelle ce pont, quoiqu'ayant les caractéristiques d'un viaduc, a gardé jusqu'à l'heure actuelle le nom de « Passerelle ».

Mais venons-en au côté technique de ce pont. Il y a lieu de relever que l'ouvrage est constitué par 24 arcs dont 8 ont une ouverture de 15 m

et 16 une ouverture de 8 m. Les piles sont de hauteur variable selon la configuration de la vallée avec un maximum de 30 m. La ligne courbée de l'axe du pont correspondait également à une exigence du commandant de la forteresse qui voulait avoir sous le contrôle de la garnison, à partir du plateau du St. Esprit, pour le cas d'une attaque, les troupes ennemies à l'entrée du viaduc. La distance entre les parapets n'était que de 8 m ce qui était, pour le trafic d'alors, largement suffisant.

Ce fut précisément cette largeur qui s'avéra insuffisante par la suite et qui donna lieu à maints projets de transformation et finalement, en 1958, à la décision du Gouvernement luxembourgeois de procéder à un élargissement de la plate-forme.

Tous les efforts précédents s'étaient heurtés à la présence de la voie de tramway passant au-dessus du pont et dont la suppression provisoire aurait causé des perturbations importantes dans le trafic entre le centre de la Ville et la gare centrale. La décision du conseil communal de la Ville de Luxembourg de remplacer les tramways par des autobus, moyen de locomotion beaucoup plus souple, a permis de reconsidérer le problème et a facilité la décision gouvernementale.

Une autre considération a incité nos pouvoirs publics à ne plus retarder l'élargissement de la plate-forme de ce viaduc. En effet, le tablier en béton armé du Pont Adolphe, dont la construction avait été entamée vers la fin du siècle dernier pour créer une liaison supplémentaire entre le centre de la Ville et la gare centrale et décharger la « Passerelle » commençait, après le passage des troupes de la deuxième guerre mon-

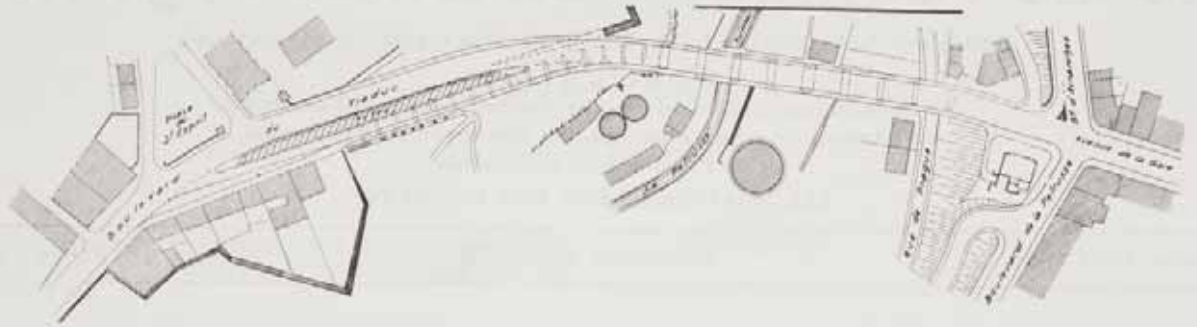


Fig. 1. — Situation en plan.

diale, à montrer des signes de fatigue et de détérioration. Il fallait penser à une réfection de ce tablier ce qui aurait eu pour conséquence une déviation de tout le trafic par le viaduc non élargi avec, à la suite, des perturbations néfastes pour la circulation.

La chaussée passant par la «Passerelle» étant du domaine de la voirie de l'Etat, il appartenait à l'administration des Ponts et Chaussées de procéder à son aménagement.

Deux problèmes cruciaux se sont posés dès le début : le premier concernant le tracé en plan et le deuxième la largeur définitive à donner à la voie charretière. Le tracé du viaduc, avec un rayon de courbure de 100 m, présentait en effet un lourd handicap à l'écoulement de la circulation moderne.

C'est la raison pour laquelle l'entrée du pont du côté de la Ville fut déplacée sur le plateau du St. Esprit, permettant de porter le rayon de courbure minimum à 240 m. Ceci avait pour conséquence une diminution du nombre de places de parcage sur le square du St. Esprit. Mais la partie du viaduc qui ainsi ne servait plus à la

circulation a permis de récupérer ces places perdues et même d'en augmenter encore le nombre total. La figure No 1 indique les dispositions avant et après les travaux.

Une partie de l'ancien viaduc sert aujourd'hui comme place de stationnement tandis que le long de ce tronçon la circulation se fait sur une dalle en béton armé précontraint prenant appui d'un côté sur les voûtes existantes et de l'autre côté sur le mur de l'ancienne forteresse longeant le viaduc du côté du plateau du St. Esprit. La coupe en travers, figure No 2, indique les détails de cette partie de l'ouvrage.

Quant au problème concernant la largeur à donner à la nouvelle voie charretière, il fut l'objet de maintes discussions qui ne prirent fin qu'après la réouverture du pont au trafic routier.

Du point de vue de la circulation, il était évident qu'il fallait donner à la nouvelle chaussée plus de deux voies. Déjà en 1957 un spécialiste de la circulation universellement reconnu, l'ingénieur Dr. Erich Feuchtinger, avait préconisé cet élargissement et des comptages du trafic effec-

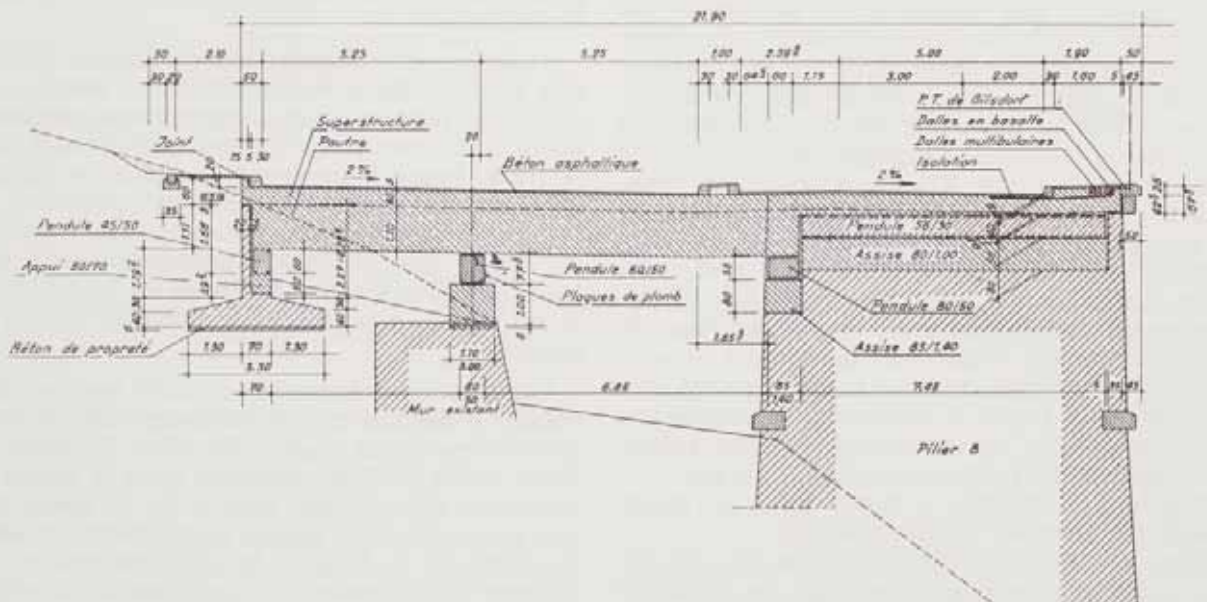


Fig. 2. — Coupe transversale à l'entrée du pont.

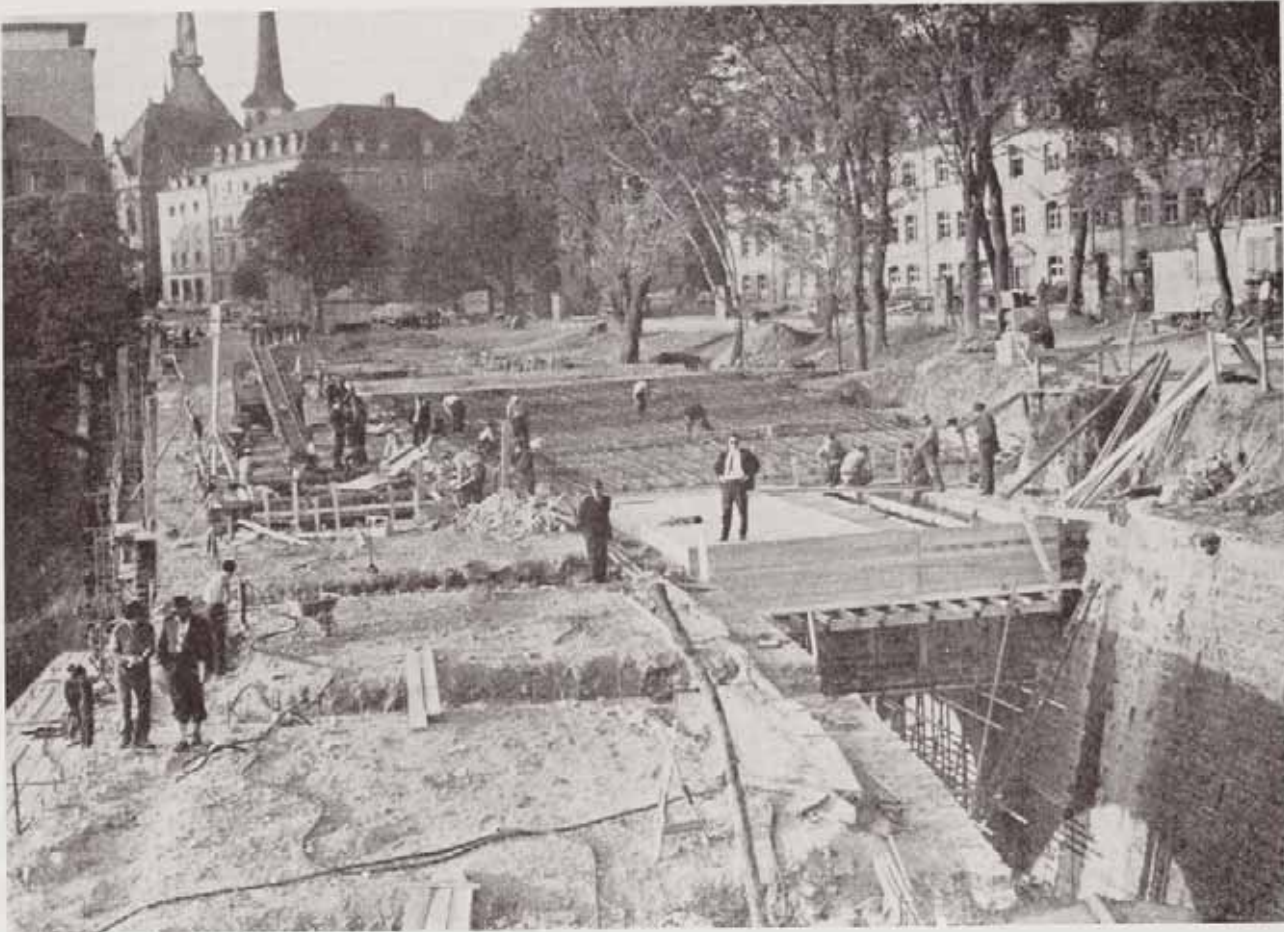


Fig. 3. — Elargissement près du plateau du St. Esprit.

tués par les services de la Ville de Luxembourg pendant la même année convainquirent les responsables qu'une chaussée à deux voies serait nettement insuffisante. Le Gouvernement se décida donc pour un élargissement à trois voies de circulation et on peut prétendre qu'il ne reste plus personne aujourd'hui à y voir le moindre désavantage. Il fallait évidemment procéder avec prudence pour réaliser cet élargissement, afin de ne pas détruire la silhouette de l'ancien viaduc. C'est la raison pour laquelle les travaux furent mis en adjudication par voie de concours public. Ce procédé permettait à toutes les entreprises intéressées de présenter un projet personnel et à l'administration de choisir celui qui convenait le mieux du point de vue esthétique sans négliger le côté stabilité.

Le concours connut un grand succès et il faut rendre hommage à nos entreprises luxembourgeoises qui ont participé à l'adjudication et présenté 13 projets de conceptions différentes et pleines d'idées réellement intéressantes.

Parmi ces 13 propositions le choix fut porté sur le projet présenté par la communauté d'entreprises C. Diederich-Colas et A. & E. Frank. Ce projet prévoyait la mise en place d'une grande partie du nouveau tablier en éléments

préfabriqués, ce qui donnait à l'administration une garantie au sujet du délai d'exécution. En effet, ce délai se situant entre les mois de septembre et de mai, c'est-à-dire dans la période froide de l'année, il aurait fallu courir le risque d'un arrêt de travail pour le bétonnage sur place, dès que le thermomètre serait descendu au-dessous de 0°, ce qui n'a pas été le cas pour les pièces préfabriquées qui ont pu être confectionnées en chantier protégé du gel.

Le résultat a montré que l'administration avait vu juste puisque, malgré une période de froid assez intense, les travaux n'ont pas subi de retard.

Le plus grand avantage du projet choisi fut cependant le fait qu'il prévoyait la dalle centrale en béton précontraint avec appuis au-dessus des piliers de l'ancien ouvrage. Ce procédé évitait d'ajouter de nouvelles surcharges aux anciennes voûtes en maçonnerie du viaduc qui, malgré différentes réparations antérieures, montraient en certains endroits des signes de vieillesse, de sorte qu'une décharge de ces voûtes ne pouvait que leur être favorable, tandis que les piliers intermédiaires, construits en maçonnerie pleine, étaient capables de supporter ces surcharges supplémentaires.

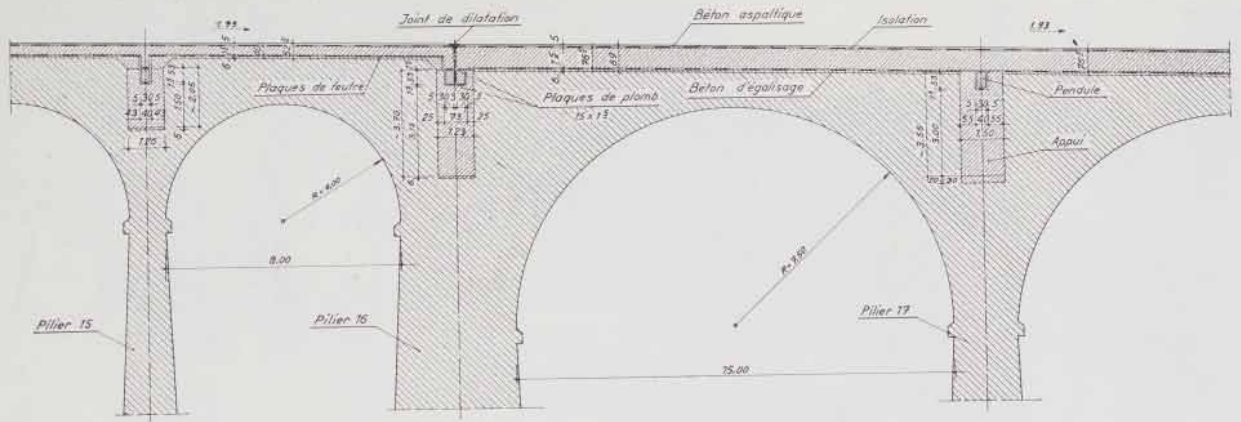


Fig. 4. — Coupe longitudinale.

Encore une fois, les prévisions de l'administration ont été sages, puisqu'au cours des travaux la mise à nu des extrados des voûtes a montré qu'un certain nombre d'entre eux étaient sérieusement détériorés et auraient dû subir des renforcements avant d'être à même de pouvoir supporter de nouvelles surcharges.

Les figures 4 et 5 présentent des coupes normales en long et en travers de la nouvelle dalle.

Cette nouvelle dalle repose donc, par l'intermédiaire de pendules en béton armé, directement sur les piles. La dalle est en béton précontraint, d'une épaisseur de 40 cm pour la partie au-dessus des petites voûtes et de 76,50 cm sur les grandes voûtes et d'une largeur en section courante de 8,70 m. La longueur totale de la nouvelle dalle est de 260 m, avec une distance entre deux joints de dilatation variant de 29 m à 70 m. La précontrainte a été réalisée d'après le système Dyckerhoff et Widmann qui utilise des barres d'acier à haute résistance de 26 mm de diamètre. Ces barres d'acier sont mises en place dans une gaine de protection dans laquelle on injecte, après mise sous tension des câbles, un lait de ciment servant à protéger l'acier de toute

corrosion. La précontrainte transversale a été réalisée en une seule opération. Il en est de même de la précontrainte longitudinale entre deux joints de dilatation. Par contre pour le bétonnage, la distance entre deux joints a été divisée en sections égales qui ont été bétonnées successivement pour être mises sous tension dans leur ensemble.

Les barres pour la précontrainte sont en acier à haute résistance avec une charge de rupture de 300 kg/mm<sup>2</sup>. Le béton est composé d'agréments de la Moselle luxembourgeoise et de ciment portland de fer à haute résistance initiale. La résistance moyenne du béton était de 350 kg/cm<sup>2</sup> après 7 jours, ce qui nous a permis de procéder à la mise en précontrainte 4-7 jours après le bétonnage. La résistance moyenne du béton a atteint entre 450 et 550 kg/cm<sup>2</sup> après 28 jours. Le contrôle des agrégats et du béton a été effectué régulièrement pendant toute la durée des travaux par le laboratoire d'essai des matériaux de l'administration des Ponts et Chaussées. Pour une quantité totale d'environ 3750 m<sup>3</sup> de béton mis en oeuvre quelque 300 cubes ont subi l'essai de pression.

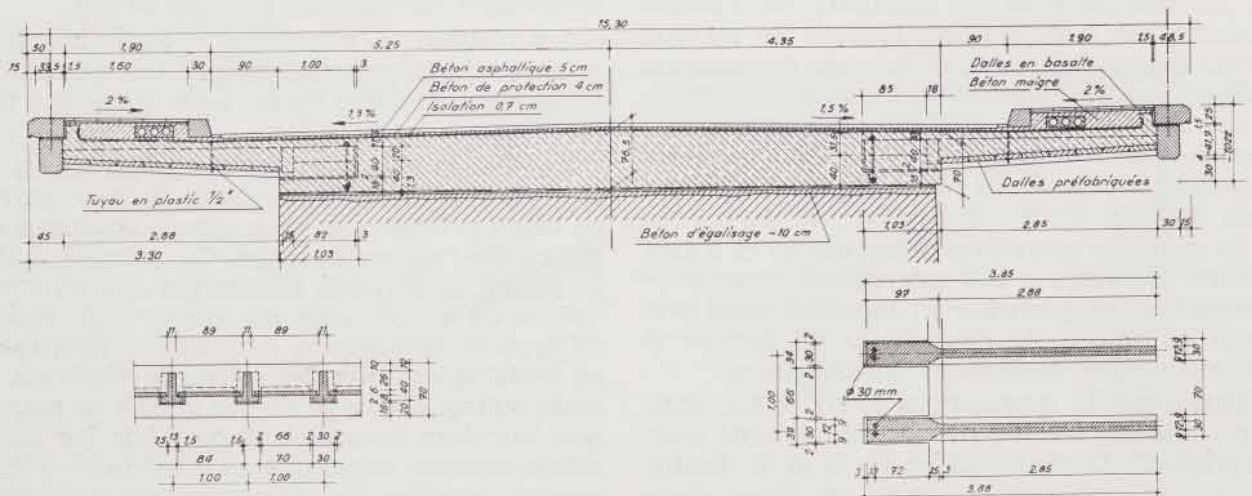


Fig. 5. — Coupe transversale du nouveau tablier.

La dalle centrale en béton précontraint a été bétonnée sur place au-dessus des anciennes voûtes existantes. L'élargissement a été réalisé par des poutres préfabriquées formant encorbellement. Ces poutres, en forme de T renversé, ont été fixées à la dalle par des attaches spéciales permettant un réglage parfait aussi bien en hauteur qu'en plan.

De petites dalles préfabriquées en béton armé prenant appui sur les ailes de deux poutres contiguës ont servi de coffrage à la dalle pour l'encorbellement (voir fig. No 7). Ce procédé permettait le bétonnage de la partie en porte-à-faux sans coffrage spécial, opération qui aurait nécessité la mise en place d'un échafaudage coûteux à partir de la vallée de la Pétrusse. Les câbles de précontrainte de l'encorbellement traversent la dalle centrale et servent en même temps à la précontrainte transversale de l'encorbellement. De cette façon les parties bétonnées sur place et celles mises en oeuvre en éléments préfabriqués sont intimement liées entre elles et ne constituent plus qu'un seul tablier. Ce dernier est encadré des deux côtés par une plinthe en béton armé, coulée sur place et permettant à la fois de rendre invisibles les cônes d'ancrage des câbles de précontrainte et de

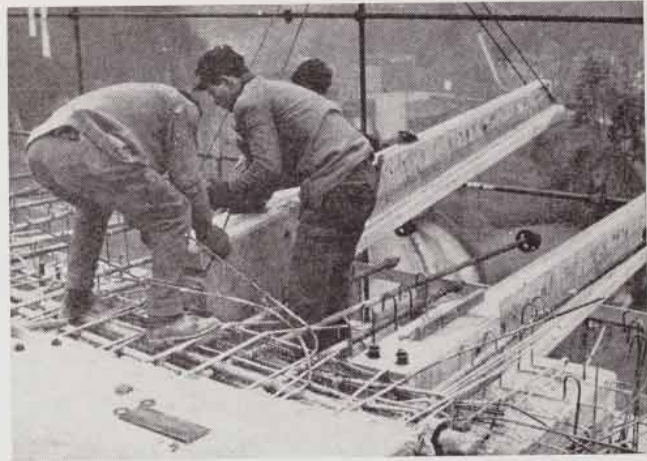


Fig. 6. — Pose d'une poutre préfabriquée.

garantir une ligne droite et continue à l'arête extérieure du tablier. Cette plinthe en béton armé supporte la tablette en pierre de taille de Gilsdorf avec le garde-corps en fers profilés.

Le viaduc ancien était couronné d'un parapet plein en maçonnerie. Il a été remplacé par un garde-corps en fer, d'un côté pour ne pas alourdir outre mesure les parties en encorbellement, mais d'un autre côté surtout afin de



Fig. 7. — Elargissement en porte-à-faux.

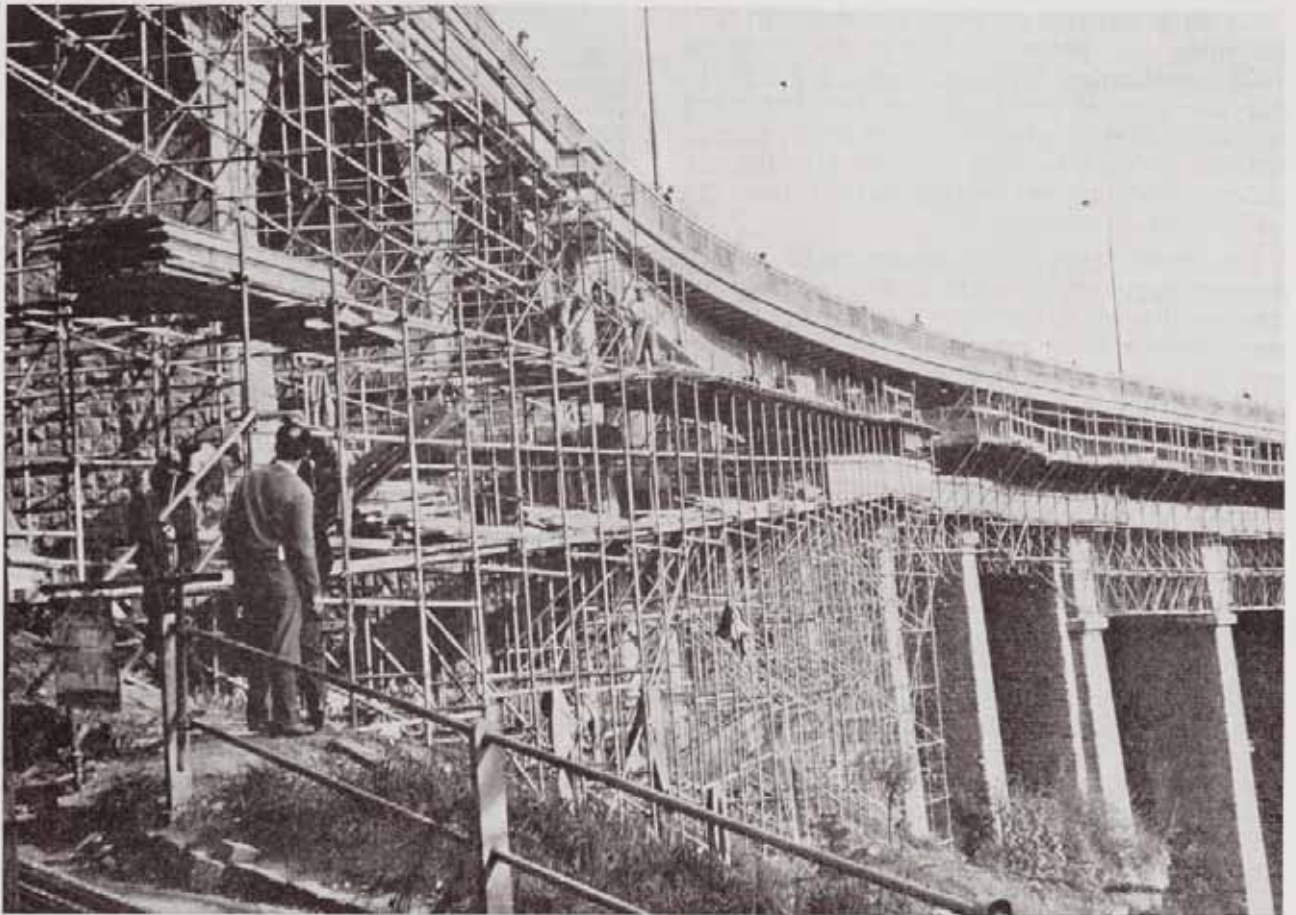


Fig. 8. — Echafaudage tubulaire avec passerelle pour piétons.

donner au tablier élargi une allure plus fine et plus élégante.

Simultanément avec les travaux d'élargissement de la dalle, nous avons profité de la mise hors service du pont pour procéder à un rejointoiement complet et une réfection de toute la maçonnerie de la partie maintenue de l'ancien ouvrage, y compris toutes les piles. L'échafaudage tubulaire servant à réaliser ces travaux nous a permis, après renforcement adéquat, à en faire un passage pour les piétons, donc à créer de nouveau une « passerelle » comme cela avait été le cas lors de la construction du viaduc en 1859. Le trafic des piétons ne fut donc jamais interrompu au cours des travaux ce qui répondait au désir légitime des personnes qui avaient à circuler entre le centre de la Ville et le quartier de la gare et qui, dans le cas contraire, auraient tous dû passer par le pont Adolphe.

La publication du concours a eu lieu en août 1958. Comme il vient d'être dit, c'est la communauté Diederich-Colas et A. & E. Frank qui fut déclarée adjudicataire des travaux par décision gouvernementale du 8. 7. 1959. Les travaux préparatoires ont démarrés le 13. 7. 1959 et le pont a été mis hors service après la saison touristique, c'est-à-dire le 7. 9. 1959. Ce fut la veille,

au dernier jour de la Schobermesse 1959, que la dernière voiture de tramway passa par l'ancienne « passerelle », événement que les quotidiens luxembourgeois ne manquèrent pas de signaler avec une certaine nostalgie. Ils sont tout de même unanimement d'accord aujourd'hui pour dire que les travaux d'élargissement ont été d'une nécessité absolue pour l'écoulement du trafic et que les exigences des temps modernes nous obligent parfois à sacrifier des habitudes qui nous étaient devenues chères et auxquelles nous pensions ne pas pouvoir renoncer.

Les quelques mois qui s'écoulèrent entre la décision quant au choix de l'adjudicataire et la fermeture du pont à la circulation avaient permis à l'entreprise d'entamer les travaux entre le plateau du St. Esprit et l'ancien pont et de préparer l'organisation du chantier très minutieusement et dans tous les détails. Malgré cela nous avons eu certaines surprises, d'ailleurs inévitables dès qu'on s'adonne à un ouvrage ancien. Les plans d'origine qui étaient à notre disposition indiquaient p. ex. que les parties entre les extrados des voûtes et la chaussée étaient entièrement remplies de maçonnerie. Or, les grandes voûtes étaient en réalité reliées entre elles par des voûtes d'élégissement tel que cela est indiqué sur la figure 9. Ceci nous amenait à vérifier si les fûts des piliers entre



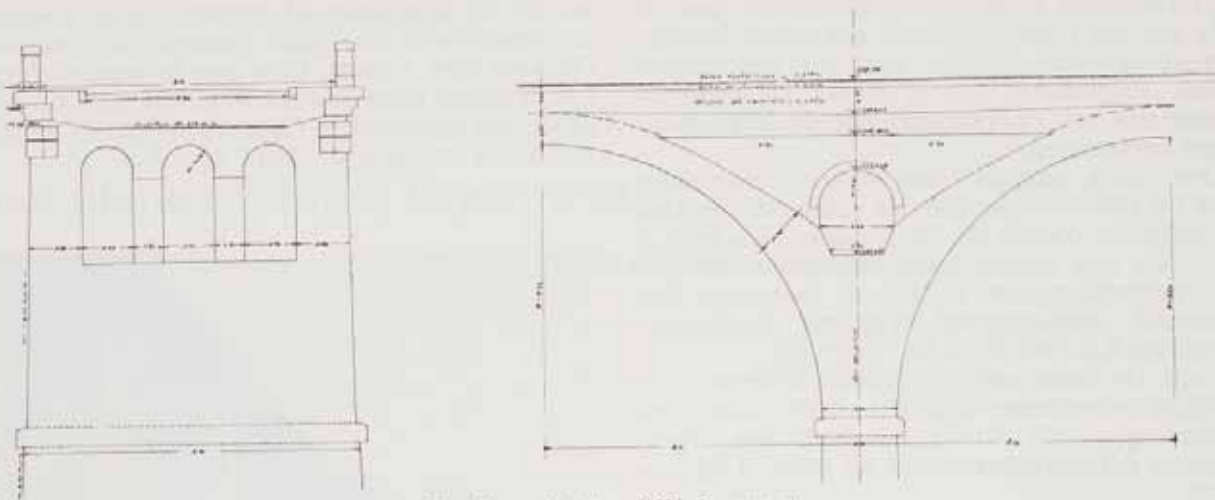


Fig. 9. — Voûtes d'élégissement.



Fig. 10. — Cérémonie d'ouverture.

On reconnaît de gauche à droite :

MM. les Ministres Grégoire, Elvinger, Mgr. l'Evêque,

LL. AA. RR. prince Jean de Luxembourg et prince Henri,

M. le Bourgmestre Hamilius, MM. les Ministres Schaffner, Schaus.

les différentes voûtes ne présentaient pas de vide. Or, des trous de forage ont relevé heureusement que ces piliers sont en maçonnerie pleine, maçonnerie qui a même supporté au laboratoire une charge moyenne de 250 kg/cm<sup>2</sup> avant écrasement.

Une autre surprise non moins désagréable nous fut réservée par une des voûtes située dans la partie en courbe de la chaussée. La mise à nu révéla une fissure assez importante dans le sens perpendiculaire à l'axe de la voûte. Elle provenait probablement d'efforts supplémentaires dus à la courbure de l'ouvrage.

Dans les deux cas il n'y avait aucune difficulté pour remanier à la situation, mais il est évident que cela aurait pu avoir des répercussions défavorables quant au délai d'achèvement.

Malgré ces petits incidents, les travaux ont avancé normalement. Le plan d'avancement a pu être respecté même après que, au cours du mois de janvier 1960, une période de froid rigoureux avait rendu impossible tout travail sur le chantier pendant une dizaine de jours.

Comme il vient d'être dit, la précontrainte a été réalisée d'après le système Dyckerhoff et Widmann. Les entrepreneurs adjudicataires s'étant garanti le concours de cette firme, ce fut une équipe d'ouvriers sous la direction d'un ingénieur spécialiste qui ont procédé à la pose et la mise en tension de tous les câbles de précontrainte. Ces opérations ont été effectuées sans le moindre accroc ce qui a contribué également au déroulement normal du plan de travail.

Les travaux avaient été adjugés à la communauté d'entreprises pour un montant total de 17.502.951,— fr. La réception s'est chiffrée à une dépense de 18.837.581,— fr. Cette augmentation de la dépense est due aux travaux supplémentaires et imprévus causés par la présence des voûtes d'élégissement et l'état défectueux de certaines voûtes tel que décrit plus haut. Le supplément de dépense est très modique si on tient compte du fait que les travaux ont été exécutés à défaut de plans exacts de l'ancien ouvrage.

Cette dépense a permis de remettre à neuf un ouvrage vieux de 100 ans et qui, sans doute

aurait été incapable de garantir pour l'avenir un écoulement du trafic quelque peu normal. On peut dire à juste titre que le viaduc élargi fait fonction actuellement d'un ouvrage qui, s'il avait été construit à l'état neuf, aurait donné lieu à un multiple de cette dépense.



Fig. 11. — Vue partielle de l'ouvrage élargi.

Le délai d'achèvement n'a subi, malgré tous les imprévus, aucun retard et le pont élargi a pu être remis à la circulation à la date du 20. 5. 1960. Tout comme lors de la pose de la première pierre en 1859, notre Maison Souveraine tenait à réhausser l'éclat de cette cérémonie par Sa présence. Ce fut le prince Henri qui, à la main de son auguste père le Grand-Duc Héritier Jean de Luxembourg, découpa la bande tricolore pour ouvrir la « passerelle » renouvelée à sa destination. Pendant les huit mois écoulés depuis sa fermeture au trafic, le viaduc avait subi des transformations importantes. Il avait surtout échangé sa chaussée étroite de 5,40 m de largeur contre une voie respectable de 10,50m sans pour cela changer beaucoup d'aspect. Cette oeuvre n'a pu être réalisée que grâce à l'étroite collaboration de tous les intéressés qui ont fait preuve d'un dévouement exemplaire et d'un remarquable sens des responsabilités.

## NÉCROLOGIE

In memoriam Prof. Dr Ing. h. c.  
**Mirko Roš**  
 1879-1962



L'Association Luxembourgeoise des Ingénieurs et Industriels vient de perdre, à la date du 28 mai 1962, un éminent membre d'honneur en la personne du Professeur Mirko Ros, Directeur honoraire de l'E.M.P.A. (Eidgenössische Material-Prüfungsanstalt), Professeur à l'E.T.H. (Eidgenössische Technische Hochschule) à Zurich. Les lignes qui vont suivre se proposent de rendre hommage à cette personnalité d'une renommée internationale, Dr h.c. de plusieurs universités et combien fortement attachée au Grand-Duché de Luxembourg.

Mirko Ros naquit le 20 septembre 1879 à Agram (Zagreb), comme fils de l'Ingénieur Sebastian Ros et d'Antonie, née Strukolj. La famille ne tarda pas à choisir son domicile à Belgrade, où Mirko obtint son diplôme de maturité à la fin de ses études au gymnase moderne. Il commença sa formation universitaire à la Faculté technique de Belgrade qu'il fréquenta durant 3 semestres. En 1900 il s'expatria pour l'Ecole technique supérieure de Hannover qu'il quitta en 1906, porteur du diplôme d'Ingénieur avec la mention « distinction ». Il débuta en 1907, en Suisse, comme Ingénieur des ponts chez la Gotthardbahn. Vers cette époque, il fit la connaissance d'Adèle Theiler qui devint son épouse en 1909 et qui lui donna un fils unique, Mirko Robin.

Après une brève activité chez la Gutehoffnungshütte à Oberhausen, puis chez la Police des Bâtisses à Hannover, comme assistant du Professeur Barkhausen, il se déplaça à Zurich pour accepter un emploi chez la firme de constructions métalliques Löhle et Korn. Mais 10 mois plus tard, il fut déjà

engagé comme Ingénieur en chef par la firme Conrad Zschokke à Doettingen. Enfin en 1924, Mirko Ros commença sa carrière académique comme Professeur à l'E.T.H. et comme Directeur de l'E.M.P.A. à Zurich.

Au ciel de la science et de la technique expérimentale, l'autorité du Professeur Ros a brillé comme une étoile luisante. Elle vient d'être appréciée à sa juste valeur par tant de revues techniques et elle continue de vivre dans la mémoire de ses nombreux élèves de l'E.T.H. et de ses collaborateurs de l'E.M.P.A. Les Luxembourgeois qui peuvent se féliciter de compter parmi les premiers, ont perdu en la personne du défunt un maître et un ami, doué de grandes qualités d'esprit et de coeur, épris de justice et de liberté, toujours prêt à défendre la juste cause, avec un dédain des contingences extérieures et des conventions reçues.

En 1933, le Professeur Ros prit son premier contact avec l'Administration des Ponts et Chaussées indigène, lorsqu'il fut appelé à donner son appréciation au sujet d'un avant-projet de pont sur la vallée de l'Alzette à Luxembourg, reliant le plateau de la Fondation Pescatore à celui du Kirchberg. Il se prononça pour l'adoption d'un ouvrage en béton armé, formé par une grande voûte centrale, flanquée de travées d'approche. Son avis fut partagé par le Professeur Pigeaud de Paris. Dans le courant de la même année, il offrit ses services à l'Administration des Ponts et Chaussées en vue de soumettre le pont Adolphe à une surcharge d'épreuve, destinée à en vérifier les conditions de résistance et de stabilité. Ainsi fut fait le 20 octobre 1933. Qui ne se rappelle pas la silhouette agile du Professeur-expérimentateur qui se promenait sur le parapet du pont Adolphe, en donnant de sa claire voix pénétrante des instructions à ses observateurs, appostés en différents points de l'ouvrage et de la vallée de la Pétrusse. Il voulait offrir les résultats de l'épreuve au constructeur de l'ouvrage, à l'Ingénieur en chef Séjouré, à l'occasion de son quatre-vingtième anniversaire. Il en fit le sujet d'une conférence tenue à la tribune de l'Association qui pouvait s'honorer par ailleurs de jouir dans la suite des richesses d'idées d'une conférence ultérieure sur la résistance des matériaux. Voici les conclusions principales de ses constatations.

« Le pont Adolphe à Luxembourg est une construction parfaitement élastique. Le degré de sécurité à la rupture, si l'on se base sur le convoi d'épreuve le plus lourd du 20 octobre 1933, est supérieur à six. Il est capable de supporter les plus lourdes charges dues à la circulation qu'un avenir prochain pourrait encore faire apparaître, en tenant compte de la capacité des routes.

Le pont Adolphe incarne l'esprit, l'expérience et l'art de son créateur. Il représente un monument impérissable de l'école classique française d'art de la construction des ponts qui, par sa vérité, sa beauté et sa hardiesse honore son maître Paul Séjourné.»

L'art. 12 de la Constitution helvétique interdit aux citoyens suisses d'accepter une décoration étrangère. En échange et à titre de reconnaissance pour ses prestations expérimentales et scientifiques, le Gouvernement grand-ducal, à la date du 27 août 1935, offrit à Mirko Ros l'objet d'art «Le Prélude» de G. Mazzei, composé dans les ateliers de la Fayencerie de Septfontaines.

Nous avons déjà signalé les qualités d'esprit et de cœur du Professeur Mirko Ros. Cet homme plein d'entrain et de joie de vivre, savait animer son entourage et l'emporter vers des réalisations utiles et transcendantes. L'Association luxembourgeoise des Ingénieurs et Industriels, dont il fut membre d'honneur depuis 1936, lui gardera un souvenir profond, accompagné de vives sympathies et de condoléances émues à l'adresse de son épouse et de ses enfants en Suisse.

Tout souvenir se voile et s'évanouit. Puisse celui du Professeur Mirko Ros durer aussi longtemps que possible!

F. S.

### Isidore Engler



Monsieur Isidore Engler, architecte honoraire de la Ville d'Esch-s.-Alzette, succomba à une affection cardiaque à Bad Ems, le 20 juin 1962.

Ce décès fut d'autant plus cruel, que lui-même et son entourage le croyaient de nouveau guéri et s'apprétaient à rentrer à la maison.

Isidore Engler naquit à Bous près de Remich, fit ses études moyennes à Echternach et entra à la «Technische Hochschule Karlsruhe», où il acquit

ses diplômes d'architecte en 1918. Pour se faire la main et se perfectionner dans la pratique du métier d'architecte il accepta de travailler dans un grand bureau parisien de 1918-1920 et participa ainsi à la reconstruction en France après l'avant-dernière guerre.

En 1920 il fut nommé architecte de la Ville d'Esch-s.-Alzette et dès lors les projets importants ne manquaient pas d'affluer sur sa table de travail. Cela lui donnait l'occasion de faire montre de ses qualités. Toutes ses œuvres sont empreintes d'un style plutôt classique et traditionnel, grâce à son tempérament et ses études. Il les édifia avec une tranquille assurance et toujours en bon chef d'équipe pour tous ses subordonnés.

Parmi les nombreuses réalisations de Monsieur Engler citons d'abord les plus importantes. Ce fut en 1925 jusqu'à 1930 le Nouvel Hôpital de la Ville, en collaboration avec le Dr.-Ing. Ruppel de Hambourg. Vint ensuite en 1930 la grande école primaire du «Brouch». De 1935 à 1937 il construisit l'Hôtel de Ville d'Esch-s.-Alzette et les Bains Municipaux, qui par suite de la guerre de 1940 ne pouvaient être achevés qu'en 1950. Mais entre ces grands projets il y en avait d'autres non moins intéressants et exigeant de Monsieur Engler un énorme travail. Car, si aujourd'hui de nombreuses familles eschoises sont logées dans d'agréables et confortables cités et maisons, c'est grâce à M. Engler, qui construisit entre autres la cité Dr. Schaeftgen et celle des «Peteschwiesen».

Son dernier travail avant sa retraite fut l'Eglise de Lallange, sur la route Esch-Luxembourg, projet qui procurait une satisfaction supplémentaire au fidèle catholique pratiquant qu'il était durant toute sa vie.

Lorsqu'il quitta son poste en 1962 pour prendre une retraite bien méritée il pouvait regarder avec fierté sur une Ville d'Esch, embellie et enrichie par son travail. Ses hautes qualités artistiques et les connaissances approfondies de son métier lui valurent jusqu'aux derniers jours de sa vie d'être nommé dans tous les jurys pour les compétitions entre architectes, où il était respecté pour son jugement sûr et averti.

L'architecture resta toujours sa passion et il ne fit jamais un voyage d'agrément sans y associer cet art qu'il étudia et aima jusqu'à la limite de ses jours.

Monsieur Engler fut un des membres fondateurs de «l'Ordre des Architectes» dont surtout les collègues plus âgés regrettent la disparition et lui garderont un sympathique souvenir, tout en exprimant à son épouse, Madame Engler, née Salentiny, leurs condoléances sincères et émues.

Pour l'Ordre des Architectes  
J. D.

# Revue Technique Luxembourgeoise

Éditée par: L'Association Luxembourgeoise des Ingénieurs et Industriels

PUBLICATION

de l'Association Luxembourgeoise des Ingénieurs et Industriels,

de l'Association Luxembourgeoise des Ingénieurs Diplômés,

de l'Ordre des Architectes

ASSOCIATIONS SANS BUT LUCRATIF

Octobre-Décembre 1964

Périodique trimestriel

56<sup>e</sup> Année - No 4

## Concours pour la construction du Pont Grande-Duchesse Charlotte à Luxembourg

par Ferd. KINNEN, sous-directeur des Ponts et Chaussées, Luxembourg.

### 1. — Introduction

En 1957, le Gouvernement luxembourgeois annonçait un concours pour la construction d'un pont de 520 m de longueur sur le territoire de la ville de Luxembourg. Pour assurer la plus grande variété possible des projets, le concours était ouvert aux entreprises étrangères.

Le réseau routier de la ville de Luxembourg compte une soixantaine de ponts différents, dont le plus connu est le Pont Adolphe. Ce pont, conçu par l'éminent constructeur français Paul Séjourné, était le plus important ouvrage à arches en pierre sur le continent et passait pour un chef-d'œuvre des procédés de construction appliqués vers 1900.

De même, le nouveau pont à construire devait être à l'avant-garde des connaissances prévalant de nos jours, et ne déparer en rien le panorama très particulier de la ville de Luxembourg. Dès lors il ne pouvait être question que d'une construction très ouverte, la seule qui fût susceptible de sauvegarder la beauté naturelle des vallées qui avaient jadis protégé vers le nord, l'est et le sud, l'ancienne place forte qu'était Luxembourg.

Les concurrents avaient été expressément informés que l'appréciation porterait sur ce critère. Ce fut d'ailleurs avant tout le souci de voir ériger un pont qui s'intégrât harmonieusement au paysage, qui avait incité le Gouvernement à intéresser au projet le plus grand nombre d'entreprises importantes.

### 2. — Appel de soumissions

Le pont devait franchir à une hauteur de 75 m et sur une longueur de 520 m, les rives habitées de l'Alzette. L'ouvrage devait, en ordre principal, améliorer le réseau routier national, en établissant une communication plus facile entre la ville de Luxembourg et l'est du pays, tout en créant de nouvelles possibilités d'extension urbaine par la mise en valeur d'une région particulièrement favorable, mais que les difficultés d'accès avaient pratiquement tenu à l'écart de l'urbanisation en dépit de sa situation privilégiée. Il était entendu que seul le Gouvernement aurait la haute main sur l'exécution de l'ouvrage qui devait faire partie intégrante du réseau routier national.

Comme en dehors des plans, le Gouvernement tenait également à connaître les répercussions financières du projet, un simple concours d'idées s'avérait insuffisant. Aussi fut-il décidé que tous les projets introduits devaient être accompagnés d'offres de prix fermes, de sorte que la participation se trouvait réservée aux entreprises de construction.

Le programme de base avait été élaboré par les autorités compétentes, c'est-à-dire l'Administration luxembourgeoise des Ponts et Chaussées, en collaboration avec les collègues des pays voisins. Outre les objectifs esthétiques précités, ce programme comportait une description de la construction avec toutes les dimensions, indications et

conditions techniques. Pour permettre de juger de l'effet que produirait le nouveau pont, deux photographies différentes, dans lesquelles les concurrents devaient situer leurs projets, étaient également jointes au programme.

Chaque participant recevait en plus une expertise géologique détaillée, basée sur des résultats de forage. Il fallait en effet tenir tout particulièrement compte des conditions de sous-sol, vu que le grès rocheux des deux versants est très crevassé et couvert d'une couche d'éboulis atteignant jusqu'à 10 m d'épaisseur. Par contre, on trouve dans la vallée, sous une couche d'alluvion d'environ 8 m, de la marne schisteuse. Enfin, chaque concurrent se voyait attribuer les plans nécessaires avec toutes les indications d'orientation et de situation, ainsi qu'avec les coupes longitudinales et transversales.

La largeur du pont entre garde-corps devait s'élever à 25 m, pour permettre l'aménagement de deux pistes carrossables de 7,50 m, séparées par une bande de 2 m, ainsi que, de chaque côté, d'une piste cyclable de 1,75 m et d'un trottoir de 2,25 m. Il était prévu une pente longitudinale de 0,75%.

Pour mieux apprécier les conditions spécifiques, plusieurs visites communes des lieux furent organisées à l'intention surtout des concurrents étrangers. Les participants étaient, d'autre part, autorisés à demander par écrit, jusqu'à un certain délai, des renseignements complémentaires. Les réponses à ces demandes furent communiquées simultanément à tous les concurrents.

### 3. — Résultat de l'appel de soumissions

Les données du concours furent adressées aux intéressés au cours du mois d'août 1957 et l'ouverture des soumissions eut lieu le 1<sup>er</sup> mars 1958. Le succès devait dépasser toute attente, non seulement par le nombre élevé, mais surtout par la hardiesse technique des projets. 37 firmes et communautés d'entreprises avaient, au total, introduit 68 projets différents comprenant tous les types de construction, à savoir :

- 18 ponts à poutres en béton armé
- 20 ponts voûtés en béton armé
- 2 ponts à béquilles
- 15 ponts à poutres métalliques
- 7 ponts voûtés métalliques et
- 6 ponts suspendus.

Le concours avait un caractère vraiment international, car en dehors du Luxembourg, les propositions affluaient de Belgique, d'Allemagne, de France, des Pays-Bas, d'Italie, d'Autriche et de Suisse.

Les devis dénotaient une multiplicité plus grande encore, les prix des différents projets s'échelonnaient en effet de 68 à 389 millions de francs luxembourgeois.

Les résultats ont été reportés au tableau ci-dessous, dans lequel les projets sont classés d'après

le type de construction. Il en ressort qu'en principe les prix augmentent avec la portée, que ce soit pour les ponts à poutres droites ou les ponts en arcs. De même on peut en conclure qu'à portées égales, les ponts en acier sont plus chers que les ponts en béton armé et que les ponts suspendus ont du être écartés rien qu'à cause de leur prix trop élevé. Pour les ponts à béquilles et les ponts voûtés, une construction en acier est moins chère qu'un pont en béton armé.

Le jury international, nommé avant la publication du concours à l'effet de choisir les projets les plus intéressants, se voyait donc placé devant une tâche très importante et des plus délicates.

Ce jury, institué par arrêté ministériel, était composé de hauts fonctionnaires, d'ingénieurs et d'architectes du secteur public et privé du pays, ainsi que de personnalités connues des administrations de pays voisins, à savoir deux représentants de la France et un représentant de la Belgique, de l'Allemagne, des Pays-Bas et de la Suisse.

Après les travaux préliminaires (examen des offres et classement des projets), les 18 membres du jury se réunissaient pour la première fois les 21 et 22 avril 1958 pour faire un choix entre les projets les plus intéressants. Les projets sélectionnés devaient ensuite être soumis à un examen plus approfondi.

Les directives qui guidaient les membres du jury étaient les suivantes :

- a) Sans égard à l'importance du coût, le choix devait s'arrêter sur un projet basé sur des procédés et formes de construction modernes.
- b) La construction devait être légère pour porter le moins possible préjudice au paysage.
- c) Pour pouvoir prendre honorablement la succession du Pont Adolphe précité, le nouveau pont devrait être hardi dans sa conception et susceptible de figurer pendant les prochaines décennies comme un chef-d'œuvre de la construction moderne.

Les critères ci-dessus permirent au jury d'éliminer, à l'unanimité et en trois tours de vote successifs, 61 projets.

Les 7 projets restants furent ensuite confiés à un bureau d'études pour examen statique méticuleux. Ci-après, dans l'ordre de leur inscription, une description de ces 7 projets :

#### 3.1. — Pont à poutres en béton précontraint de la communauté d'entreprises Polensky et Zollner avec Arthur Simon de Cologne.

La solution proposée prévoyait une construction de deux caissons en béton précontraint sur six ouvertures de respectivement 48, 110, 102, 102, 90 et 64 m. de portée (fig. 1 et 2). Les deux caissons indépendants prenaient appui sur des piliers creux en béton armé. Les piliers n'avaient que 14 m de largeur à l'exception de la partie supérieure qui s'élargissait à 19,40 m pour supporter les deux

Tableau 1

	①	②	③	
I Ponts à poutres en béton armé	1	37,1	5230	68,0
	2	37,1	5460	71,0
	3	76,5	7070	86,6
	4	75,0	9470	88,6
	5	65,0	7460	90,7
	6	58,9	9520	93,2
	7	50,0	8170	106,5
	8	180,0	11410	107,3
	9	112,0	10700	108,8
	10	90,0	10990	112,1
	11	110,0	9120	117,8
	12	110,0	9450	122,1
	13	130,0	12890	122,7
	14	133,0	12750	127,2
	15	130,0	13570	142,4
	16	148,0	15400	149,2
	17	22,5	13450	158,7
18	125,0	13450	163,7	
II Ponts voûtés en béton armé	1	74,2	5570	72,3
	2	74,2	5980	77,5
	3	250,0	8810	104,6
	4	250,0	8970	106,4
	5	300,0	9920	109,1
	6	239,0	9260	114,6
	7	35,0	9540	115,8
	8	138,0	12610	118,7
	9	128,0	11570	120,2
	10	244,0	10340	125,1
	11	233,0	15090	125,4
	12	268,0	10970	128,8
	13	268,0	11160	130,8
	14	233,0	11720	131,7
	15	220,0	11940	140,2
	16	216,0	11970	157,9
	17	266,0	13330	174,0
18	242,0	14190	184,5	
19	285,0	17140	190,9	
20	235,0	29180	389,8	
III Ponts à béquilles	1 Acier	248,0	12120	152,7
	2 Béton armé	225,0	14680	181,7
IV Ponts à poutres en acier	1	130,0	9150	91,5
	2	130,0	9580	95,8
	3	130,0	9730	118,0
	4	145,0	9280	118,6
	5	80,0	11210	118,6
	6	150,0	12240	126,4
	7	150,0	8680	127,0
	8	145,0	10000	127,6
	9	134,0	11850	138,2
	10	150,0	11480	144,0
	11	96,0	12020	146,5
	12	99,0	13020	154,2
	13	53,5	15670	177,6
	14	275,0	27320	341,7
	15	275,0	27600	343,4
V Ponts voûtés en acier	1	220,0	3410	115,6
	2	240,0	12280	133,0
	3	240,0	14350	150,7
	4	225,0	12200	153,5
	5	225,0	11970	153,5
	6	248,0	13690	165,3
	7	240,0	15160	189,5
VI Ponts suspendus	1	180,0	11300	118,9
	2	310,0	18020	182,8
	3	350,0	15600	186,0
	4	308,0	16000	200,0
	5	330,0	18880	212,2
	6	260,0	29300	354,2

- ① portée maximum (m)
- ② prix au m<sup>2</sup> (frl)
- ③ prix total du pont (frl)
- projets retenus par le jury

caissons. Les caissons ainsi que le tablier auraient été mis en place par la méthode dite « en encorbellement », afin d'éviter la construction d'un échafaudage dans la vallée profonde. La suite des différentes étapes aurait été la suivante :

— dans les travées 1 et 6, coulage du béton sur échafaudage ;

— dans les travées 2 et 5, bétonnage en encorbellement jusqu'au milieu de la portée à l'aide d'un coffrage mobile spécial par sections de 3 m chacune, fixée aux précédentes par des câbles de précontrainte ;

— sur les trois piles médianes, bétonnage des caissons dans deux directions sur une longueur de 27 m en encorbellement et sur coffrage prenant appui sur les piles ;

— bétonnage des parties restantes au milieu des travées par sections de 3 m et au moyen de coffrages mobiles ;

— mise en précontrainte de l'ensemble de l'ouvrage à l'aide de câbles placés dans la semelle inférieure des caissons.

Il était prévu de réaliser les piles à l'aide d'un coffrage glissant et de profiter de leur section

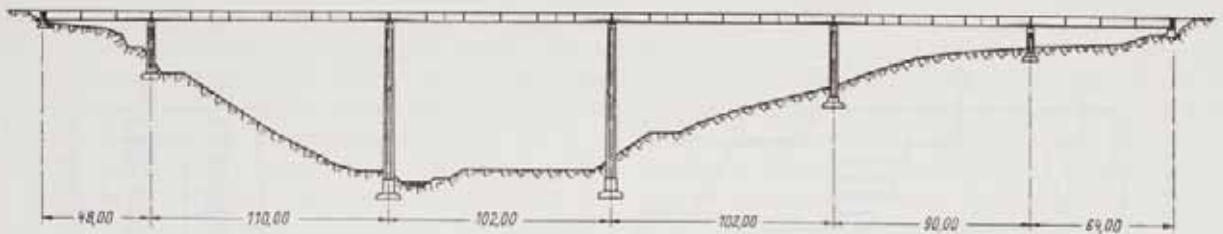


Fig. 1. Projet 3.1. Vue d'ensemble

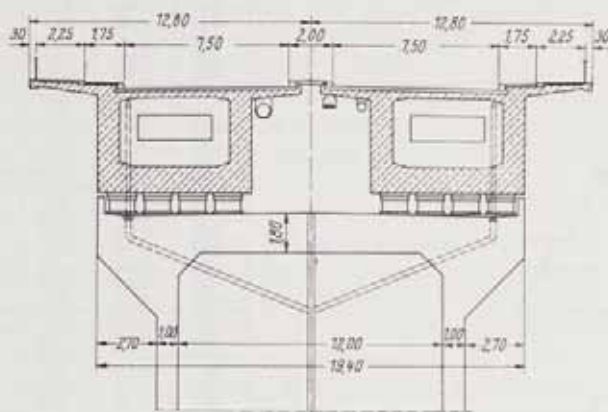


Fig. 2. Projet 3.1. Coupe transversale

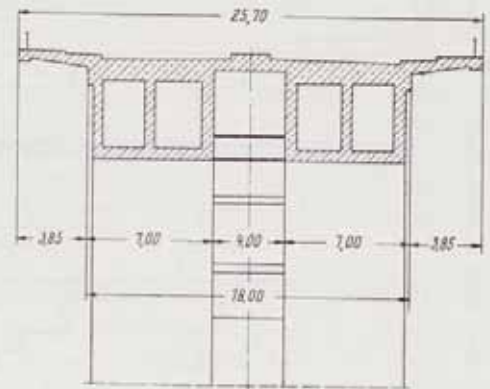


Fig. 4. Projet 3.2. Coupe transversale

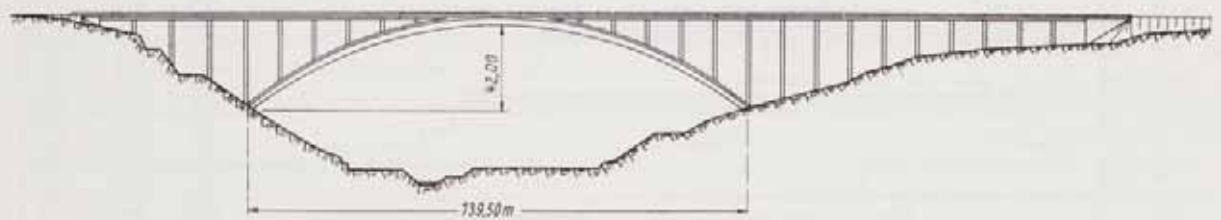


Fig. 3. Projet 3.2. Vue d'ensemble

creuse pour y loger ascenseurs et escaliers pour la montée des matériaux et des ouvriers.

Le devis estimatif se chiffrait à 122 millions de francs. Le projet Polensky-Zöllner et Arthur Simon fut écarté finalement à cause du nombre plus élevé de piles par rapport aux autres solutions.

3.2. — *Pont en arc en béton armé de la communauté d'entreprises Dyckerhoff et Widmann, Wiesbade, Hochtief A.G., Coblenz, STRABAG Bau A.G. Cologne avec A. et E. Franck, Luxembourg.*

Le projet prévoyait deux arcs jumelés en béton armé, à section en caisson et avec appuis articulés. La portée était de 239 m et la flèche de 42,0 m. (fig. 3 et 4). Les arcs étaient reliés entre eux à l'aide de poutres en béton armé distantes de 16,0 m. Le tablier était supporté par des piles creuses préfabriquées et précontraintes. Ce tablier était composé de deux caissons de 7 m de largeur

chacun et reliés par une dalle en béton armé. Ces caissons avaient une hauteur de 1,90 m. Ils étaient prévus en béton précontraint tant dans le sens longitudinal que dans le sens transversal. Les piles entre tablier et arcs étaient de section circulaire avec 1,64 m de diamètre pour une hauteur maximum de 40,0 m. L'épaisseur des arcs était de 3 m aux appuis et de 5 m à la clef.

Pour pouvoir reprendre les efforts horizontaux aux appuis, le projet prévoyait des injections pour stabiliser le rocher fissuré à ces endroits. En outre il était prévu de pouvoir régler les appareils d'appui à l'aide de vérins en cas de tassements légers ultérieurs.

Le bétonnage des deux voûtes aurait été réalisé sur un seul échafaudage tubulaire, déplacé après avoir servi à la mise en place de la première voûte. Les éléments principaux du cintre étaient des tours en construction tubulaire reliées par des poutres métalliques en charpente.

Le devis s'élevait à 115 millions de francs.



3.3. — *Pont en arc à construction mixte acier-béton de la communauté d'entreprises BAU-BOAG, Düsseldorf et Stahlbau A. Liesegang Cologne.*

Le projet prévoyait la réalisation de deux voûtes paraboliques encastrées de 240 m de portée avec une flèche de 36,0 m. (fig. 5). Le tablier était supporté par deux rangées de piliers à section hexagonale (fig 6). Les deux voûtes étaient indépendantes l'une de l'autre à l'exception d'une liaison transversale à la clef par le tablier. Les voûtes étaient des caissons de 8 m de largeur et de 4,80 m de hauteur aux appuis encastrés et 3,20 m de hauteur à la clef. Les parois verticales des caissons étaient en acier et les parois horizontales en béton armé.

Au milieu des caissons, une rangée de piliers hexagonaux en acier supportait le tablier en béton armé par l'intermédiaire de poutres longitudinales et transversales en béton armé. L'encastrement des voûtes était prévu à l'aide de puits descendus jusqu'à la roche saine stabilisée par des injections.

La construction mixte acier-béton aurait permis une réalisation relativement facile. La mise en place des parois verticales métalliques était prévue sur des appuis provisoires en bois. Ensuite la paroi inférieure en béton armé aurait été réalisée à l'aide d'un coffrage glissant avant la paroi supérieure sur coffrage fixe. Après la mise en place des piliers, le tablier aurait été coffré en entier et bétonné en tronçons symétriques par rapport à l'axe de la voûte.

La dépense totale pour ce projet aurait été de 132 millions de francs.

Ces deux projets de pont voûté étaient remarquables tant du point de vue technique que du point de vue esthétique. Ils n'ont toutefois pas été retenus, parce que d'un côté les pressions très élevées aux appuis auraient agi à des endroits très défavorables sur le rocher fissuré en dessous des fondations et que de l'autre côté la majorité du jury estimait toute solution en arc non élégante en comparaison avec l'ouvrage classique de notre Pont Adolphe. En outre une voûte avec tablier sur piliers aurait inévitablement barré davantage la vue qu'une construction plus ouverte.

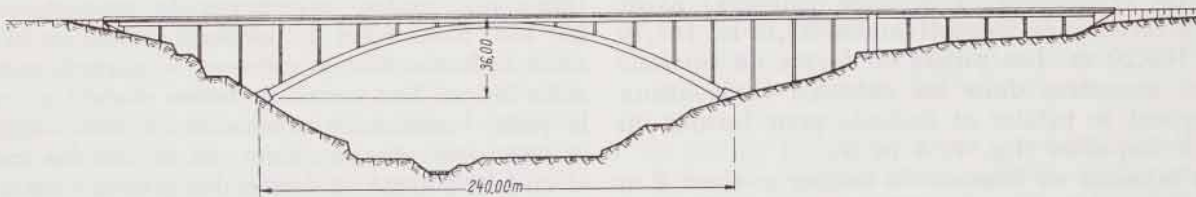


Fig. 5. Projet 3.3. Vue d'ensemble

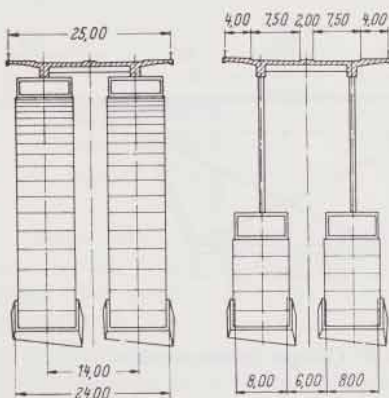


Fig. 6. Projet 3.3. Coupes transversales

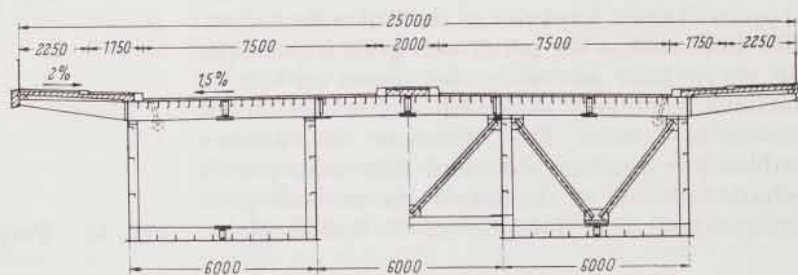


Fig. 8. Projet 3.4. Coupes transversales

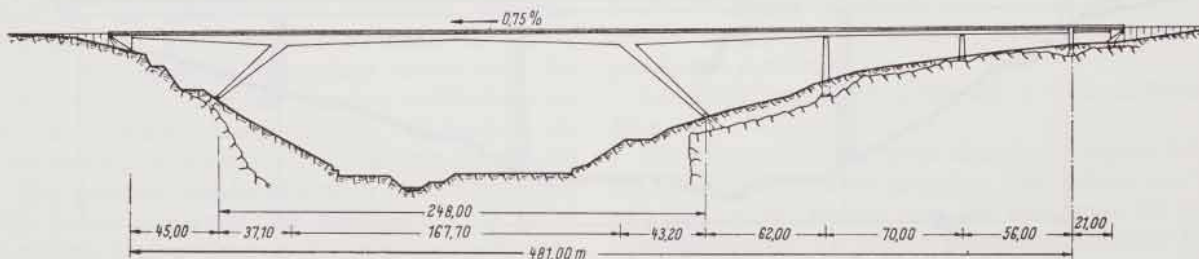


Fig. 7. Projet 3.4. Vue d'ensemble

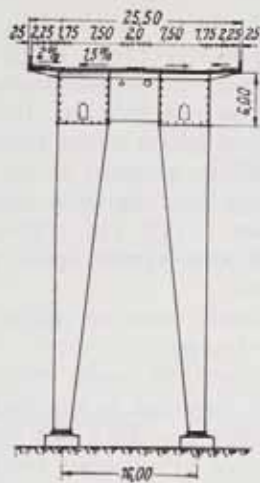


Fig. 9. Projet 3.4. Coupe avec vue des béquilles

3.4. — *Pont à béquilles en acier de la communauté d'entreprises Rheinstahl Union Brückenbau A.G., Dortmund, Socol, Bruxelles et Jean Think, Differdange.*

Le projet prévoyait également deux poutres parallèles, en forme de caisson, reliées par le tablier en dalle orthotrope. L'ouvrage principal avait trois ouvertures de respectivement 82,10 m, 167,70 m et 105,20 m. Les piliers en forme de caissons étaient encastrés dans les caissons horizontaux supportant le tablier et inclinés pour former un pont à béquilles (fig. 7, 8 et 9).

Les caissons en dessous du tablier avaient 6 m de largeur avec un espace libre entre eux de 6 m. La hauteur des caissons était de 2,50 m aux culées, 6,0 m au-dessus des appuis intermédiaires et 3,50 m au milieu. Le tablier faisait fonction de paroi horizontale supérieure des caissons. Les parties inférieures des béquilles avaient une section de 2,0 × 2,0 m et les parties supérieures 6,0 × 6,0 m. Les appuis étaient à rotules et distantes de 248 m.

Pour le montage du pont, une grue à portique devait servir pour assembler des pièces en tôle de dimensions pouvant atteindre 3,0 × 15,0 m et préparées à l'usine. Les éléments de caissons assemblés par soudage devaient être transportés par chariot spécial en dessous d'une seconde grue à portique pour être définitivement mis en place.

L'assemblage des éléments au montage était prévu à l'aide de rivets. Pour ce montage on aurait nécessité huit appuis provisoires entre lesquels l'assemblage aurait avancé en encorbellement.

Le devis pour cette construction s'élevait à 153 millions de francs.

La conception de cet ouvrage était à la fois hardie et élégante, tout en présentant un aspect et des formes modernes. Ce furent les raisons qui incitèrent le jury à proposer au gouvernement luxembourgeois la réalisation de ce pont pour y voir refléter la tendance actuelle des procédés de construction.

Comme il est dit plus loin, ce projet a définitivement été choisi et réalisé. Toutefois il a subi quelques modifications notamment en ce qui concerne la longueur totale, les portées des différentes travées ainsi que le rivetage des joints de montage qui ont été assemblés à l'aide de boulons.

3.5. — *Pont à poutres métalliques de la communauté Bauwens, Cologne, Neusser Eisenbau Bleichert K.G., Neuss et Soludec, Luxembourg.*

Ce projet prévoyait une poutre en caisson continue sur quatre ouvertures de respectivement 95, 130, 95 et 80 m de portée (fig. 10). Le caisson avait la forme d'un trapèze en construction mixte acier-béton. Les parois inclinées étaient en acier, la paroi horizontale supérieure en béton armé et la paroi inférieure en acier, au milieu des travées et en béton armé au-dessus des piliers, c'est-à-dire

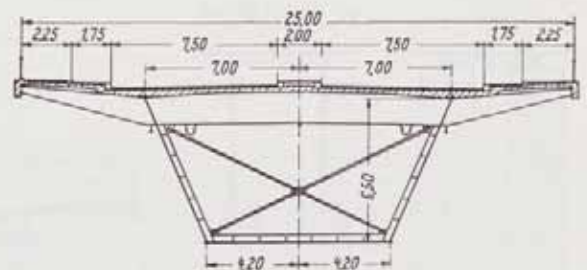


Fig. 11. Projet 3.5. Coupe transversale

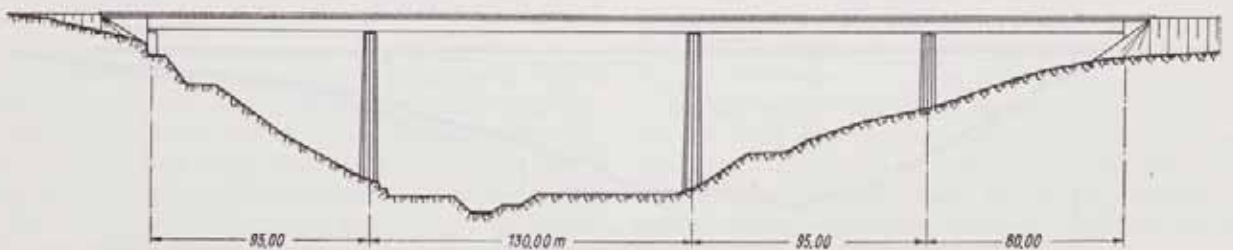


Fig. 10. Projet 3.5. Vue d'ensemble

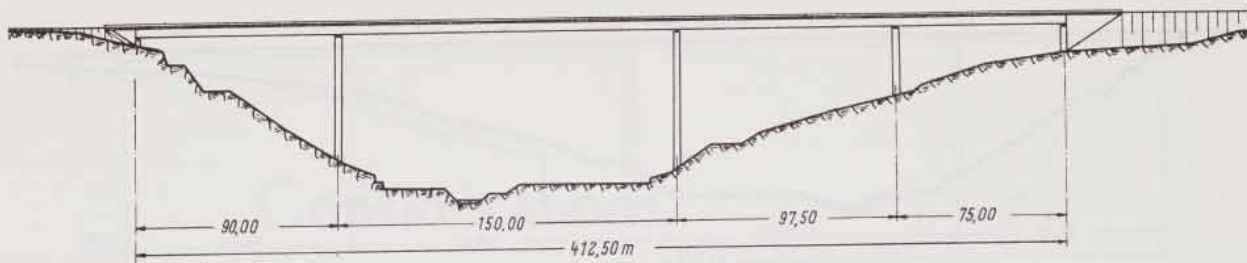


Fig. 12. Projet 3.6. Vue d'ensemble

selon les sollicitations à prévoir (fig. 11). A l'encontre des autres projets retenus, celui-ci était constitué par un seul caisson dont la paroi inférieure avait 8,40 m de largeur et la paroi supérieure, à cause de la forme trapézoïdale de la poutre, 14,0 m. Le tablier se prolongeait en encorbellement pour atteindre la largeur totale de 25 m de la plate-forme.

Les piliers étaient prévus en béton armé, à construction en caisson et de forme décagonale ou, en variante, de forme rectangulaire. Au-dessus des piliers, les parois horizontales et verticales de la poutre en caisson auraient été mises en précontrainte.

La partie métallique de la poutre aurait été mise en place en encorbellement avec l'aide de quelques appuis provisoires. Ensuite la dalle inférieure en béton armé au-delà des piliers aurait été réalisée avant le bétonnage du tablier au milieu des traversées. Après enlèvement des appuis provisoires, le tablier au-dessus des piliers aurait été bétonné et finalement la précontrainte aurait été appliquée d'après le système Bauwens.

Le devis prévoyait une dépense totale de 96 millions de francs.

### 3.6. — Pont à poutres métalliques de la communauté d'entreprises MAN, Gustavsborg, Jager, Trèves et Jean Mc̄a, Esch/Alz.

Ce projet était une poutre continue de hauteur constante sur toute la longueur de l'ouvrage. Les portées des quatre travées étaient de 90, 150, 97,50 et 75 m (fig. 12).

La construction prévoyait deux poutres parallèles, en caisson et à forme trapézoïdale. La hauteur de ces poutres était de 4,5 m ; la paroi supérieure avait 5,6 m de largeur et la paroi inférieure 2,6 m. La distance d'axe en axe des caissons était de 11,40 m. Le tablier était constitué par une dalle orthotrope qui, tout en formant la partie supérieure des caissons, les reliait entre eux. En outre les caissons étaient rendus solidaires au moyen de poutres transversales, distantes de 7,5 m et servant à la répartition des surcharges du pont. Ces poutres continuaient à l'extérieur des caissons pour supporter les trottoirs.

Les piliers étaient formés de caissons rectangulaires en béton armé.

Pour le montage, la construction métallique aurait été mise en place en encorbellement moyennant sept appuis provisoires dans les travées latérales. La travée centrale de 150 m aurait été réalisée sans appui en partant en encorbellement des deux piliers adjacents.

Les éléments de caissons auraient été assemblés par soudage à l'aide d'une grue à portique. Les joints de montage pour la mise en place de ces éléments auraient été exécutés avec des rivets.

Le devis prévoyait une dépenses globale de 126 millions de francs.

### 3.7. — Pont à poutre métallique de la communauté d'entreprises Rheinstahl Union Brückenbau A.G., Dortmund, Socol, Bruxelles et Jean Thinck, Differdange.

Ce projet prévoyait deux poutres métalliques en forme de caisson, continues sur quatre travées de 96, 150, 130 et 105 m (fig. 13 et 14). Les caissons étaient distants de 12 m d'axe en axe et avaient une section rectangulaire de 6,0 m de large sur 4,5 m de haut. Ils étaient reliés entre eux par la paroi supérieure qui était une dalle orthotrope et faisait fonction de tablier. Les poutres transversales étaient distantes de 2,6 m. Chaque deuxième poutre se prolongeait pour former encorbellement à l'effet de supporter les trottoirs. Ces derniers étaient prévus en dalles préfabriquées en béton armé.

Les piliers étaient des caissons rectangulaires de 20 × 3,5 m dont les faces avaient un fruit de 1/40. Ce bétonnage était prévu au coffrage glissant.

Les éléments de caisson auraient été entièrement soudés au chantier à l'aide d'une grue à portique. Le montage aurait été réalisé en encorbellement entre les piliers et six appuis provisoires. La paroi inférieure et les parois verticales des différents éléments auraient été assemblés avec des rivets tandis que le tablier aurait été soudé aux joints de montage.

Le devis estimatif s'élevait à 144 millions de francs.

En comparant les trois derniers projets décrits, on s'aperçoit que la position des piliers ne varie pas beaucoup, tandis que les systèmes de poutre sont différents. Le projet Bauwens-Neusser Eisenbau-Soludec ne prévoit qu'une seule poutre à

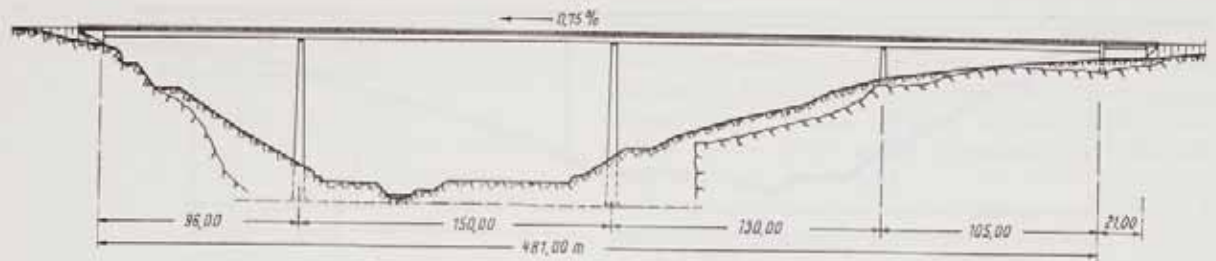


Fig. 13. Projet 3.7. Vue d'ensemble

caisson, ce qui rend possible la construction de piliers de moindres dimensions. Les deux dernières propositions prévoyaient des poutres jumelées à caisson ce qui permet de réduire la hauteur de ces poutres.

Les avantages et les désavantages de ces systèmes s'équilibraient donc à peu près, de sorte que tous les trois pouvaient rester en compétition.

#### 4. — Choix du projet d'exécution

Lors du dernier tour de scrutin du jury pour lequel il avait été décidé de retenir deux projets, le choix tombait en premier lieu sur le projet « pont à béquilles » de Rheinstahl Union, Socol et Think et en second lieu sur le projet à poutre continue de MAN, Jager et Moia. Le gouvernement avait à décider lequel de ces deux projets viendrait à exécution. Le rapport du jury retenait encore que les deux projets tenaient entièrement compte des procédés modernes de construction tout en présentant un aspect vraiment élégant et en respectant la particularité du paysage. Le jury tenait toutefois à manifester une légère préférence au projet « pont à béquilles » à cause de sa forme plus hardie, ainsi que dans l'intention d'ajouter aux nombreux ponts de la ville de Luxembourg un ouvrage qui, par sa conception et ses dimensions, pouvait devenir digne d'une réputation internationale.

Les conclusions du jury, qui furent prises le 22 juillet 1958, marquaient la fin d'un concours pour la construction d'un pont routier de dimensions vraiment internationales. Toutes les firmes qui y ont participé ont remis des projets dignes de leur nom. Le résultat du concours dépassait toute attente, ce qui ne rendait pas plus facile la tâche du jury. Parmi tous les systèmes possibles, que ce fût un pont à poutre droite, un pont en arc ou un pont suspendu, projeté en béton ou en acier, il y avait des solutions excellentes qui toutes auraient honoré leur constructeur.

Hélas, un concours ne peut avoir qu'un seul gagnant. Pour le pont Grande-Duchesse Charlotte à Luxembourg, le Gouvernement décida la construction du pont à béquilles. Le marché fut conclu en avril 1962 avec la communauté d'entreprises Rheinstahl Union Brückenbau A.G., Dortmund, Socol, Bruxelles, et Jean Think, Differdange. Afin de respecter le désir du maître de

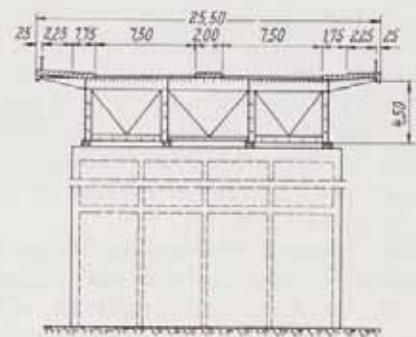


Fig. 14. Projet 3.7. Coupe transversale

l'œuvre tendant à réduire le délai d'exécution, la communauté s'assura la participation de l'entreprise MAN, Gustavsburg.

Les travaux de sous-œuvre, de fondation et de maçonnerie ont été exécutés par Socol de Bruxelles, les constructions métalliques avec montage en commun par Rheinstahl Union et MAN tandis que les travaux routiers seront exécutés par l'entreprise Think.

Le chantier démarra en mai 1962 par les travaux de fondation, tandis que le premier élément de caisson fut mis en place le 20 juin 1963 en présence de L.L. A.A. R.R. Madame la Grande-Duchesse Charlotte et Monseigneur le Prince Félix, les membres du Gouvernement luxembourgeois et un grand nombre de représentants diplomatiques étrangers et de personnalités du monde technique luxembourgeois.

A cette occasion le pont reçut le nom de « Pont Grande-Duchesse Charlotte ».

Au mois d'octobre 1964 la construction métallique rejoignait la culée opposée, ce qui marquait la fin du montage proprement dit. La superstructure sera achevée dans les mois à venir. La route qui passera par ce pont a été adjugée et les travaux y avancent normalement.

Le pays et tout particulièrement la ville de Luxembourg pourront donc bientôt se glorifier de posséder un pont nouveau qui pourra ranger dignement à côté des ouvrages existants et qui rend honneur à son constructeur et à tous ceux qui ont contribué à sa réalisation.

Editée par  
 l'Association Lux. des Ingénieurs et Industriels  
 Luxembourg - 4 Bd G.-D. Charlotte - Tél. 233 39  
 Publication de  
 l'Association Lux. des Ingénieurs et Industriels  
 l'Association Lux. des Ingénieurs  
 l'Ordre des Architectes, a. s. b. l.

# REVUE TECHNIQUE LUXEMBOURGEOISE

octobre-décembre 1967

4

624.27(435,9)

## Construction

# du Pont Grande-Duchesse Charlotte à Luxembourg

par Ferd. KINNEN,  
 Directeur des Ponts et Chaussées, Luxembourg

La ville de Luxembourg compte sur son réseau routier une soixantaine de ponts parmi lesquels tous les procédés et types ainsi que tous les matériaux de construction sont représentés. A côté des ouvrages datant du temps où la ville était une des forteresses les plus redoutables de l'Europe occidentale, on trouve plusieurs ponts de conception moderne. Le plus représentatif parmi ces derniers, quoiqu'ouvert à la circulation déjà au début du XX<sup>e</sup> siècle, est le grand pont voûté conçu par le maître incontesté de cette époque, Paul Séjourné, le pont Grand-Duc Adolphe.

La construction du nouveau pont Grande-Duchesse Charlotte offrait aux responsables l'occasion d'ajouter à cet ensemble prestigieux un ouvrage présentant toutes les caractéristiques des temps modernes. Un concours international, lancé par le Gouvernement luxembourgeois en 1957, permettait le choix entre 68 projets différents. De ce très grand nombre de propositions un jury, dans lequel siégeaient aussi des spécialistes étrangers, a retenu plusieurs projets entre lesquels le Gouvernement a choisi finalement le pont en acier qui vient d'être mis en service en octobre 1966. (Les résultats du concours avec tous les détails y relatifs ont été publiés dans cette revue en 1964, N° 4).

### Généralités

Le système choisi est un pont à béquilles dont tous les éléments portatifs sont constitués par des caissons en acier. La longueur totale de l'ouvrage est de 355 m et la distance entre les points d'appui

des béquilles est de 234,10 m. Les béquilles obliques divisent le tablier en trois longueurs de respectivement 95,42 m, 152,56 m et 107,02 m.

La plus grande hauteur au-dessus de la vallée est de 75,00 m et la largeur hors-tout du tablier de 25,07 m. Ce tablier, qui est formé par une dalle métallique du type orthotrope, est supporté par deux caissons de 6,0 m de largeur chacun et écartés d'axe en axe de 12,0 m. Les caissons ont des hauteurs variant entre 2,30 m et 6,386 m avec une hauteur au milieu du pont de 2,80 m. Les deux béquilles sont également formées de caissons qui ont une section de 2,00 x 2,00 m à la base. La béquille côté ville, qui a une longueur de 40,595 m, a une section de 6,09 x 6,00 m au point de rencontre avec le caisson du tablier contre 38,705 m et 6,84 x 6,00 m pour la béquille côté Kirchberg. Les épaisseurs des tôles varient entre 12 et 14 mm pour la dalle orthotrope, entre 10 et 14 mm pour les âmes des caissons et entre 10 et 34 mm pour les semelles des caissons. Le poids total de la construction métallique, y compris la superstructure, est de 4 785 t.

### Fondation des culées et béquilles

Du point de vue géologique, la vallée de l'Alzette traversée par le pont est creusée dans une formation de grès calcaireux appelé «Grès de Luxembourg». Le fond de cette vallée se trouve en-dessous de cette formation et est constitué de marnes peu résistantes. Les deux versants ont donc subi les effets combinés de la poussée vers le vide et de l'érosion à la base ce qui a comme conséquence que la roche

en place n'est pas compacte, mais présente des crevasses ayant jusqu'à 0,50 m de largeur. En outre, les deux versants sont recouverts d'éboulis composés de sable avec blocs de grès et de remblai sur une épaisseur allant jusqu'à 11,0 m.

Il était donc absolument indispensable de procéder à une reconnaissance aussi exacte que possible du sous-sol avant de déterminer définitivement le mode de fondation. Ceci était particulièrement important pour les béquilles qui transmettent des efforts sur les appuis pouvant aller jusqu'à 3800 t dans la direction de l'axe.

Une première série de forages avait été réalisée pour servir de base aux participants du concours. Ce furent des forages sur les deux plateaux, dont 6 forages inclinés avec une longueur totale de 134 m et trois forages verticaux avec une longueur totale de 50,40 m. En outre, deux forages verticaux dans le fond de la vallée, avec des profondeurs respectives de 38,70 m et 37,85 m, ainsi que dans chaque versant un forage horizontal et vertical, avec une longueur totale de 195 m avaient été réalisés.

Dès que le choix de l'ouvrage à construire avait été fait, des forages supplémentaires étaient nécessaires notamment aux endroits des appuis des culées et des béquilles. Les forages verticaux, horizontaux

et obliques atteignaient une longueur totale de 574 m. En ajoutant les forages réalisés avant le début des travaux, on arrive à une longueur totale de 1030 m. C'est l'étude de ces forages qui a déterminé le mode de fondation pouvant garantir la stabilité de l'ouvrage.

Pour les culées qui, après la mise en service du pont, transmettent des efforts qui sont principalement verticaux, le problème consistait à créer une assise capable de résister à ces efforts. Il suffisait donc de combler les fissures au moyen d'injections au mortier et les crevasses plus larges par du béton.

Le problème était beaucoup plus délicat pour la fondation des béquilles et notamment celle du côté de la Ville. Le point d'appui de ces béquilles se trouve en contrebas de la Côte d'Eich dans une zone recouverte de quelque 10 m d'éboulis. Il ne pouvait être question de déblayer cet éboulis pour atteindre la roche, parce qu'un tel procédé aurait risqué de créer un glissement du talus et de couper la Côte d'Eich. Or, cette artère étant la principale voie de communication entre la Ville et le nord du pays, il fallait absolument y maintenir la circulation. Pour éviter ces inconvénients, il fut décidé de fonder les appuis de ces béquilles sur des pieux pouvant transmettre les efforts sur la roche en traversant les couches peu résistantes. Ces pieux, qui sont au nombre de trois

Fig. 1. Coupe transversale

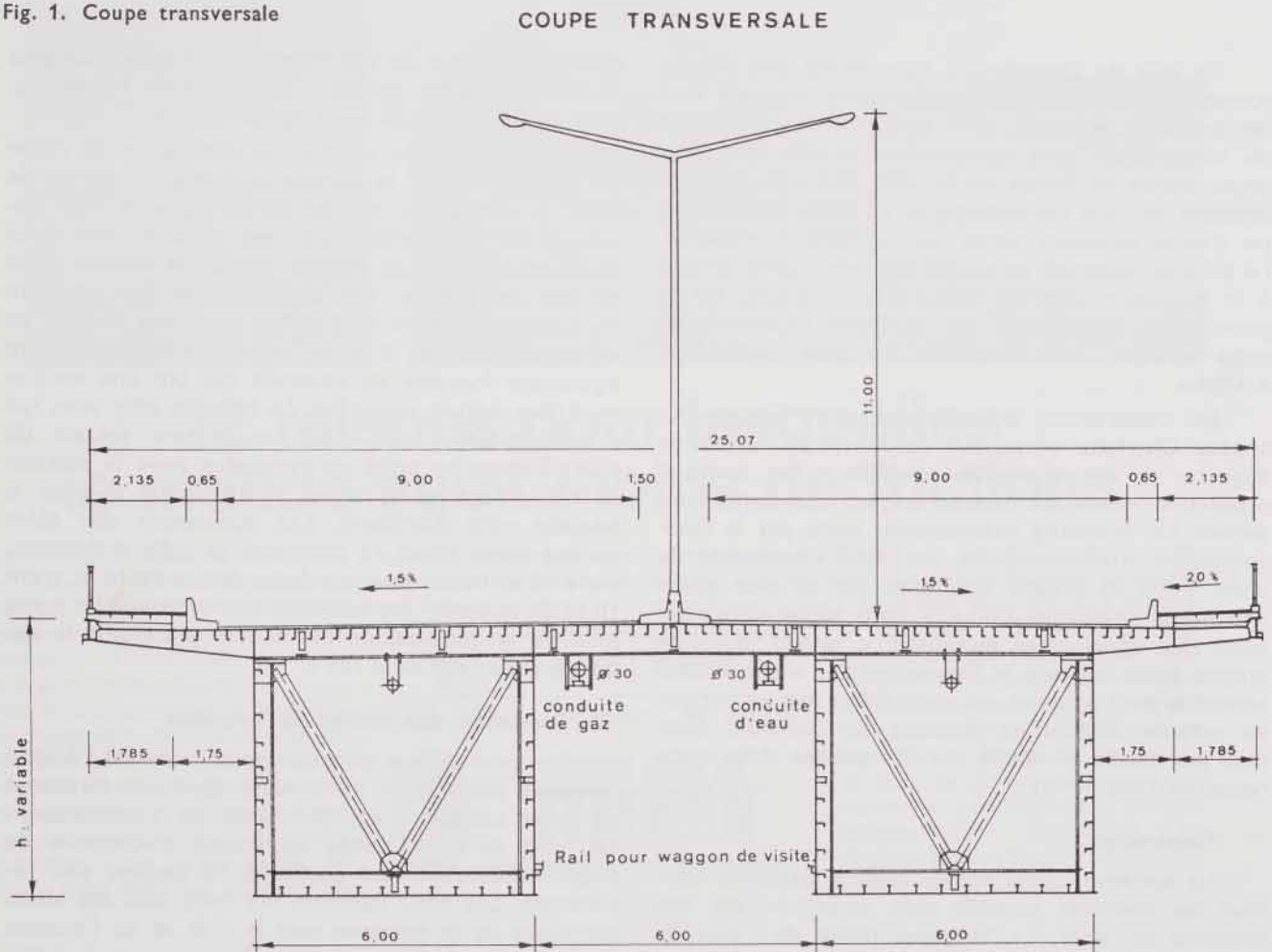
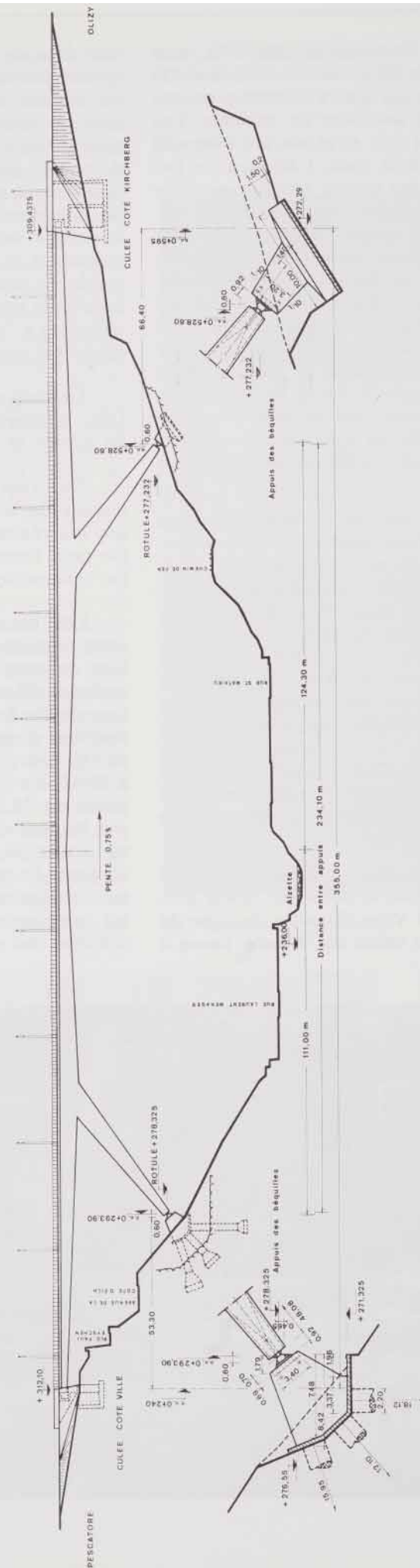


Fig. 2. Vue générale

VUE GENERALE



pour chacune des deux béquilles du côté Ville, sont inclinés de resp.  $21^{\circ}33'$  et  $43^{\circ}49'$  sur l'horizontale. Un quatrième pieu vertical a été ajouté à chaque groupe pour assurer la stabilité en cours de montage. Les pieux ont un diamètre de 2,20 m et ont été bétonnés dans des puits creusés à la main. L'étayage de ces puits a été réalisé par des cerces métalliques entre lesquelles des madriers en bois ont complété le coffrage. Les puits ont été évadés à leur base pour créer une chambre de travail permettant d'y installer l'équipement nécessaire au forage servant à l'injection du massif rocheux. Cette chambre, en forme de tronc de cône, avait à sa base un diamètre de 5,40 m. Pour pouvoir résister aux efforts transmis par les béquilles, toutes les crevasses et fissures de la roche ont dû être colmatées à l'aide de mortier. La partie à colmater fut délimitée par un voile d'injection afin d'éviter que le mortier ne s'écoule trop au delà du bloc nécessaire à une résistance suffisante aux efforts des appuis.

Ce bloc, qui était encore traversé par deux couches de limon dont l'une avait une puissance de 1,50 m et l'autre de 0,40 m, a été ensuite rendu entièrement compact par des injections en éventail à partir des chambres à la base des puits et à partir de la surface du sol. Après achèvement de ces injections, qui ont nécessité au total une quantité de 2302 m de forages remplis de 2904 t de ciment et 1665 t de sable, des forages de contrôle ont permis de vérifier le remplissage effectif des vides du rocher et l'emprisonnement des bancs limoneux pour en empêcher tout mouvement. Ces forages de contrôle ont une longueur totale de 372 m nécessitant des injections supplémentaires de 200 t de ciment et de 10 t de sable.

Les béquilles côté Kirchberg prennent appui sur le versant du fort Olizy dont la pente est moins prononcée que celle du côté Ville. En outre, la ligne de chemin de fer qui longe la vallée de l'Alzette, passe à

une distance assez grande du point d'appui ce qui rendait possible des excavations à ciel ouvert pour les assises des massifs de fondation. Toutefois le sous-sol rocheux étant formé du même grès que celui du côté opposé de la vallée, il était nécessaire de remplir les crevasses au moyen d'injections, avec la différence que ces injections ont pu se faire à partir de la surface rocheuse de laquelle on avait déblayé la couche de terre superficielle. En premier lieu on procéda à la mise en place de voiles latéraux pour empêcher une dispersion trop grande des injections. Ensuite, la masse rocheuse entre ces voiles fut rendue compacte à l'aide d'injections, dont les résultats furent également contrôlés par des forages supplémentaires.

La longueur totale des forages sur le versant Olizy a atteint 1132 m avec une quantité de 1440 t de ciment et 2550 t de sable pour les injections.

Ce n'est qu'après l'achèvement de tous ces travaux de consolidation, travaux qui essentiellement ont été réalisés sous terre, donc sans résultat visible pour toute personne non initiée, que les travaux de construction proprement dits ont pu démarrer.

Les deux culées sont des parties d'ouvrages assez importantes, réalisées en béton armé et revêtues de moellons de parement en grès du pays de couleurs différentes. La culée côté Ville a été dimensionnée de façon à pouvoir résister, en dehors des réactions d'appui du tablier, à des efforts de montage de 160 t vers le haut et de 100 t en direction inclinée à  $28^{\circ}47'$  sur l'horizontale. Cette culée a une hauteur totale de 14,15 m. La culée côté Kirchberg atteint une hauteur de 17,30 m. A sa partie supérieure elle est évidée pour servir de garage au chariot de visite du pont. En-dessous de la fondation de cette culée passent des casemates de l'ancien fort Olizy qui ont été remplies de béton pour assurer une répartition uniforme des pressions.

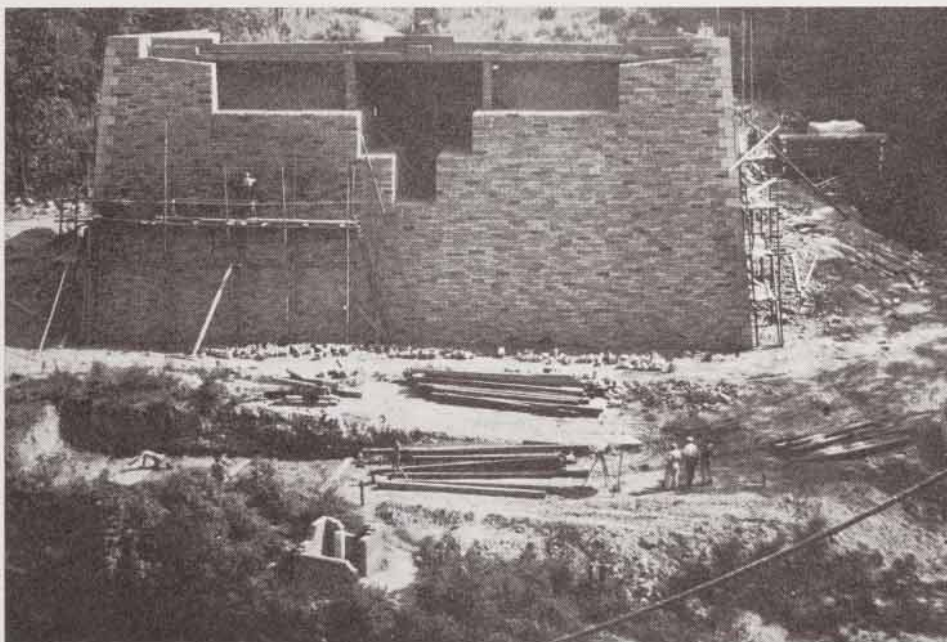


Fig. 3. Culée côté Kirchberg avec garage pour le wagon de visite



La quantité de béton armé mis en oeuvre pour la culée côté Ville est de  $1510 \text{ m}^3$  et pour celle du côté Kirchberg de  $3354 \text{ m}^3$ .

Les socles pour les appuis des béquilles ont une forme en tronc de pyramide. Ils sont au nombre de quatre, à hauteurs inégales pour compenser les dénivellations du terrain. Les quantités de béton armé sont de resp.  $194 \text{ m}^3$  et  $63 \text{ m}^3$  côté Ville contre  $222 \text{ m}^3$  et  $236 \text{ m}^3$  du côté Kirchberg.

Afin de pouvoir parer, le cas échéant, à des dénivellations ultérieures pouvant provenir de tassements des fondations, les socles ont été coiffés de plateaux métalliques permettant un réglage des appuis. Ce réglage peut comporter des déplacements allant jusqu'à  $20 \text{ cm}$  en direction horizontale,  $11 \text{ cm}$  en direction verticale et  $16,3 \text{ cm}$  dans la direction des béquilles. Ces déplacements seraient réalisés à l'aide de vérins à placer en-dessous des plateaux métalliques. La position des appuis par rapport à des repères fixes est contrôlée périodiquement pour pouvoir dépister ces mouvements éventuels.

### Construction métallique

Comme indiqué plus haut, le pont proprement dit est une construction métallique. Le tablier est porté par deux caissons parallèles prenant chacun sur les deux culées et deux béquilles. Chaque caisson a une largeur de  $6,0 \text{ m}$  et leur distance d'axe en axe est de  $12,0 \text{ m}$ . La hauteur des parois verticales est variable et atteint au maximum  $6,386 \text{ m}$  au droit des béquilles et au minimum  $2,30 \text{ m}$  sur les culées. Les parois verticales des caissons sont constituées de tôles ayant des épaisseurs variant de  $10$  à  $14 \text{ mm}$ , la paroi inférieure de tôles variant entre  $10$  et  $34 \text{ mm}$ . Toutes ces parois sont raidies par un grillage de raidisseurs transversaux et longitudinaux. Les raidisseurs transversaux sont formés de profils en T et les nervures longitudinales de profils à bulbes. En

outre, les caissons sont renforcés par des entretoisements distants de  $10$  à  $12,50 \text{ m}$ . Au point de rencontre des caissons avec les béquilles, un entretoisement rigide assure la transmission des efforts sur tous les éléments portants.

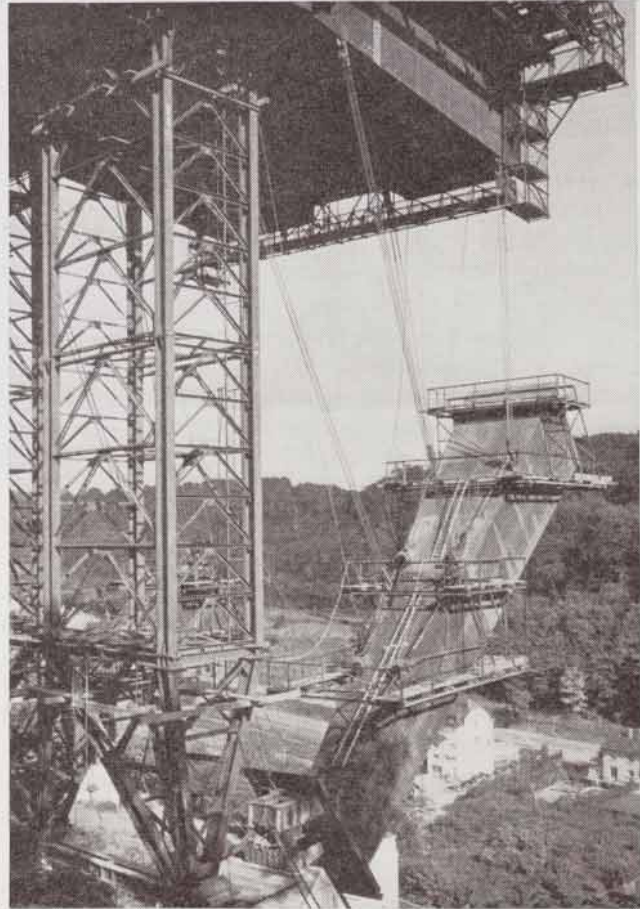


Fig. 4. Béquilles côté Ville

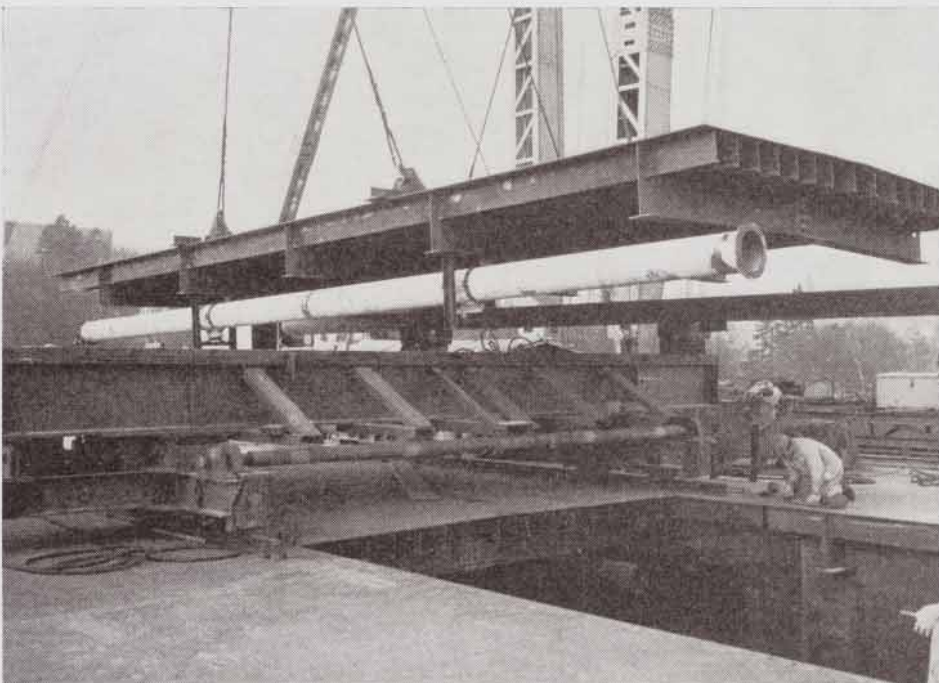


Fig. 5. Partie centrale du tablier avec conduites d'eau et de gaz

Les 4 béquilles sont aussi constituées de caissons, en forme de troncs de pyramide avec une section de 2,00 x 2,00 m aux points d'appui sur les fondations et resp. 6,09 x 6,00 m du côté Ville et 6,84 x 6,00 m du côté Kirchberg au point de rencontre avec les caissons supérieurs. L'épaisseur des tôles varie entre 10 et 14 mm pour les âmes et entre 10 et 26 mm pour les semelles. Le raidissement de ces tôles est identique à celui des caissons.

Le platelage forme à la fois le soubassement de la chaussée et les parois supérieures des caissons. C'est une dalle métallique, dite orthotrope, d'une épaisseur de 12 à 14 mm avec raidisseurs transversaux et longitudinaux. Les raidisseurs transversaux, en profils en T, sont équidistants de 2,50 m et les raidisseurs longitudinaux, en profils à bulbes, sont espacés de 30 cm.

La largeur totale du tablier est de 25,07 m et comporte deux chaussées de 9,00 m séparées par une bande centrale de 1,50 m, deux trottoirs de 1,965 m délimités vers la chaussée par une glissière de sécurité ayant 0,65 m de large et deux garde-corps de 0,17 m.

Le poids total de la construction métallique atteint un tonnage de 4785 t.

Aux deux extrémités, le tablier métallique transmet les efforts sur les culées par l'intermédiaire de 4 appuis à rouleaux dont chacun peut supporter 285 t. Les 4 béquilles reposent sur leurs fondations par l'intermédiaire de rotules sphériques capables chacune de transmettre une charge de 3860 t.

La dilatation du pont peut atteindre des deux côtés une longueur de 45 cm pour des températures variant entre  $-20^{\circ}$  et  $+40^{\circ}$ .

Les aciers mis en oeuvre sont pour les parties principales de l'ouvrage de qualité St 52-3. Au point de rencontre des béquilles avec les caissons supérieurs on a évité une surabondance de soudures par l'emploi de pièces en acier forgé de qualité correspondant à l'acier St 52-3. De même les parties inférieures des béquilles sont en acier forgé.

### Travaux de montage

Les travaux de montage du pont ont évidemment fourni les phases les plus spectaculaires de tout l'ouvrage. Ils ont démarré officiellement à la date du 20 juin 1963, par la mise en place du premier élément de caisson par S. A. R. Madame la Grande-Duchesse Charlotte en présence des membres du Gouvernement luxembourgeois et d'un grand nombre de représentants diplomatiques étrangers et de personnalités du monde technique luxembourgeois.

Les caissons ont été assemblés au chantier. Des éléments de caisson, de dimensions allant jusqu'à 3 x 13 m, ont été préparés en usine, en Allemagne, avec soudure de tous les raidisseurs. Ces panneaux ont été transportés par chemin de fer jusqu'en gare de Luxembourg d'où ils ont été amenés au chantier sur camions. Au chantier ces panneaux ont été soudés ensemble pour former des caissons ayant jusqu'à

13,0 m de longueur. Ces caissons ont ensuite été transportés par un chariot sur rails en-dessous de la grue de montage pour la mise en place définitive. Avant montage, chaque caisson entièrement soudé, a été ajusté au chantier d'assemblage aux deux caissons suivants pour faciliter au maximum le montage définitif.

Pour cette opération, les joints sur les faces verticales et le plan horizontal inférieur ont été boulonnés par des boulons à haute résistance tandis que le joint dans le plan horizontal supérieur a été soudé. Pendant ces travaux d'assemblage, le caisson était suspendu à la grue de montage qui pouvait supporter une charge de 60 t.

Le soudage des caissons ainsi que leur montage ont été réalisés à partir d'un seul côté seulement. Un montage simultané avançant des deux côtés aurait accéléré l'avancement des travaux, mais aurait par contre nécessité l'installation de deux chantiers avec ses conséquences financières. La culée côté Ville étant le mieux accessible, c'est à partir de celle-ci que tout le montage a été réalisé. Des piliers provisoires en charpente métallique ont servi d'appui en cours de montage. Ces piliers, au nombre total de 9, ont reposé sur des fondations provisoires ou sur les supports des béquilles. Ils ont été déplacés en cours de montage, c'est-à-dire que ceux d'entre eux qui, après un certain avancement, n'avaient plus de charge à sup-

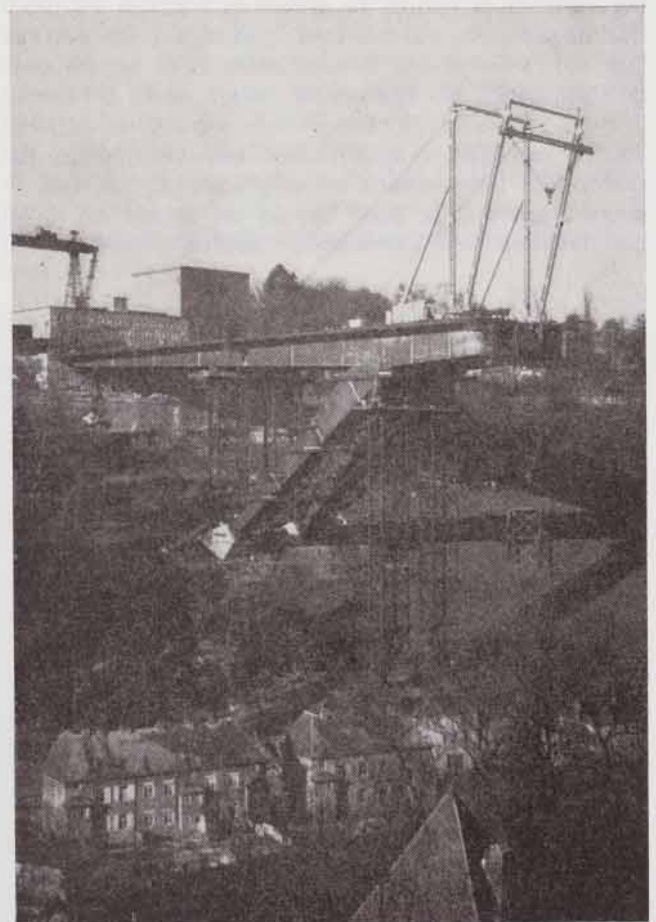


Fig. 6. Assemblage des piliers provisoires

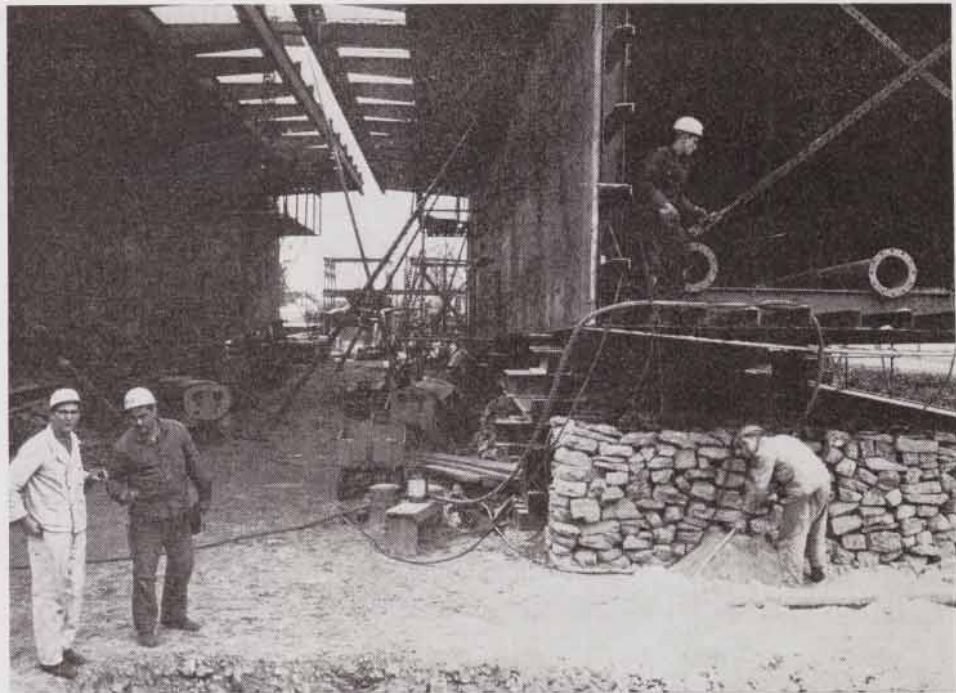


Fig. 7. Ajustage des caissons au chantier

porter, ont été réutilisés à un autre endroit. Le pilier le plus grand avait une hauteur de 65 m. Les distances entre les piliers, qui étaient variables, ont été franchies en porte-à-faux. Cette distance était la plus grande au milieu de la vallée où elle atteignait 67,50 m avec une hauteur au-dessus de l'Alzette de 75 m. Cinq caissons successifs ont dû y être assemblés en porte-à-faux pour atteindre le pilier suivant.

Les béquilles ont aussi été assemblées en plusieurs tronçons. Pour celles du côté Ville l'assemblage a commencé en bas tandis que les béquilles du côté Kirchberg ont été assemblées en descendant à partir

des caissons supérieurs, les différentes pièces étant mises en place à l'aide de la grue de montage au-dessus du tablier et attachées au pont à l'aide de câbles. Les travaux préparatoires très minutieux ont rendu possible l'achèvement de toutes ces phases très délicates du montage sans courir des risques imprévus.

Pendant tous les travaux de montage, la superstructure entière du pont était ancrée dans la culée côté Ville qui à cet effet avait été dimensionnée spécialement comme il a été décrit plus haut. Les piliers provisoires, bien qu'étant hautbannés, n'avaient donc

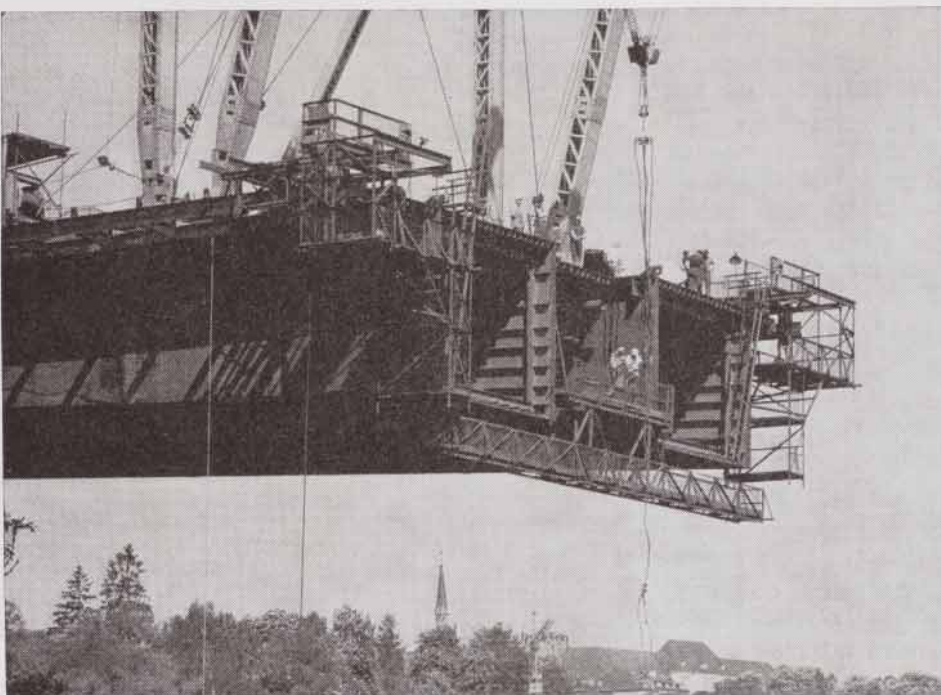


Fig. 8. Echafaudage auxiliaire pour le montage

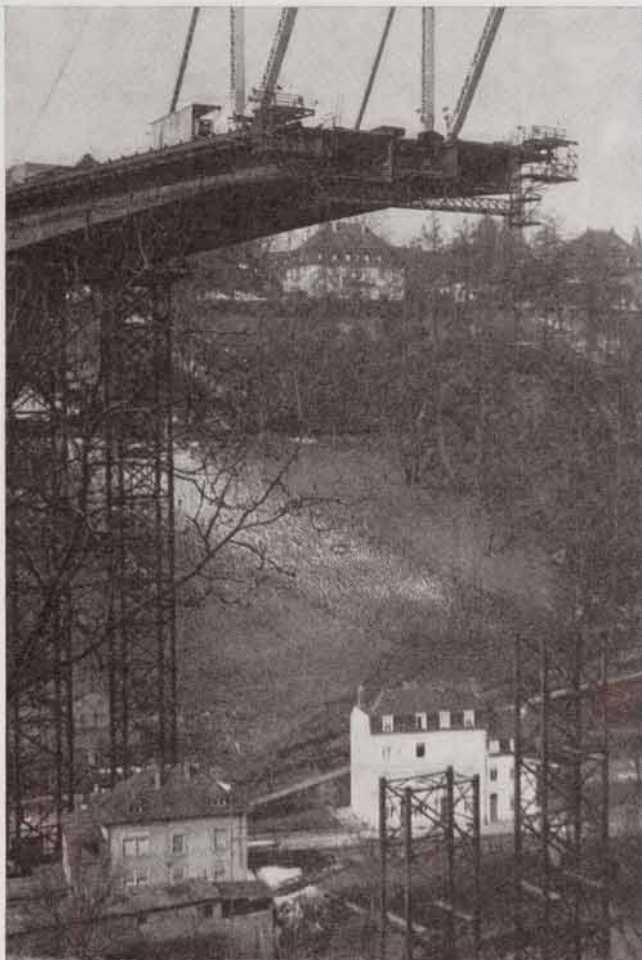


Fig. 9. Phase de montage au-dessus de la vallée de l'Alzette

à supporter que des efforts verticaux. Pour le réglage du pont, chaque tête de pilier était munie de vérins hydrauliques.

Les béquilles ont été maintenues en suspension au tablier du pont jusqu'au moment où le montage avait atteint l'avant-dernier pilier provisoire. C'est alors seulement qu'à l'aide des vérins toute la superstructure fut abaissée pour donner appui sur les fondations des béquilles et pour faire reposer l'ouvrage sur ses propres éléments. La mise en place des derniers caissons jusqu'à la culée côté Kirchberg ne présentait plus aucune difficulté. Après un dernier réglage pour donner au pont sa forme définitive les deux piliers provisoires, qui étaient restés en place, ont pu être enlevés. Les travaux de démontage des piliers provisoires ont été réalisés par une grue spéciale qui permettait d'évacuer les différents éléments constituant les piliers par le tablier du pont.

Le montage était terminé le 28 octobre 1964, sans que l'entreprise ait eu à déplorer un seul accident grave ni la perte d'une seule vie humaine.

Tous les aciers, électrodes et fils pour le soudage mis en oeuvre ont été réceptionnés selon les prescriptions de la Deutsche Bundesbahn. En outre, des essais spéciaux ont été réalisés à l'Institut de Génie Civil de l'Université de Liège. Toutes les soudures ont été exécutées par des soudeurs qualifiés et vérifiées par un contrôle radiographique.

### Travaux de conservation et de peinture

Tout ouvrage métallique destiné à une longue vie doit être protégé minutieusement contre les intempéries et les agents destructeurs atmosphériques. Cette protection est absolument indispensable non seulement pour les parties exposées à l'air libre, mais également pour les parties intérieures des caissons ainsi que des tôles qui se recouvrent après l'assemblage aux boulons.

En ce qui concerne ces dernières parties, qui auraient été inaccessibles après le boulonnage, elles ont été sablées à blanc juste avant le montage, c'est-à-dire avant l'exécution des joints.

Les faces intérieures des caissons ont également été traitées avant leur montage. Comme il avait été décidé de n'appliquer les différentes couches de peinture qu'après sablage à blanc de toutes les surfaces, il aurait été très difficile de procéder à ces travaux à l'intérieur d'un caisson de 355 m de longueur. Le développement de poussière dans ce tunnel aurait rendu presque impossible les travaux de sablage. C'est la raison pour laquelle les faces intérieures de chaque tronçon de caisson furent soumises au sablage au chantier d'assemblage.

On y appliqua également 1 couche de peinture antirouille, avec une épaisseur minimum de 40 mi-



Fig. 10. Montage d'un caisson de béquille côté Kirchberg

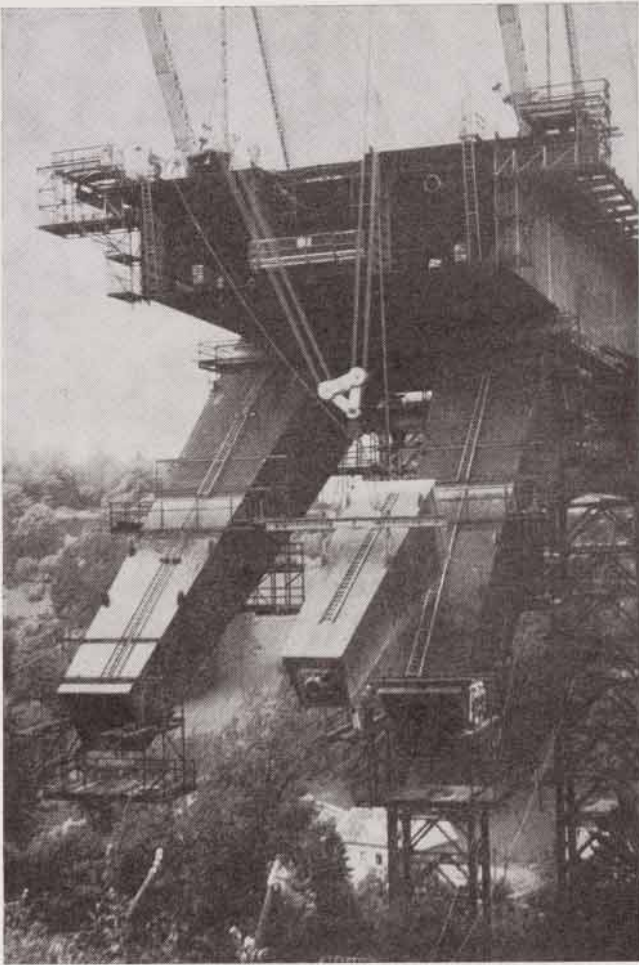


Fig. 11. Montage d'un pied de béquille côté Kirchberg

crons. Après l'achèvement complet du montage, deux couches complémentaires furent encore appliquées à l'intérieur des caissons. Ces deux couches ont des épaisseurs minima de resp. 30 et 20 microns.

Les quantités totales de peinture mises en oeuvre pour les faces intérieures sont de 29 t pour une surface totale de 47200 m<sup>2</sup>.

La mise en peinture des faces extérieures du pont était beaucoup plus difficile à réaliser tout en nécessitant une attention particulière. D'un côté toutes les opérations ne pouvaient se faire qu'après achèvement complet des travaux de montage, ceci dans le but d'exposer les tôles nues assez longtemps à l'atmosphère pour faciliter le nettoyage de la rouille et de la calamine. De l'autre côté les travaux ont nécessité la construction d'échafaudages et la mise en service de plateformes mobiles. Les quatre béquilles ont été entourées chacune d'un échafaudage tubulaire permettant d'accéder à tous les points. Pour les caissons en-dessous du tablier, l'entreprise de peinture a fait usage d'un chariot pour chaque travée. Les trois chariots, d'une construction spéciale pour ce cas particulier, se déplaçaient sur les rails fixés sous le tablier et destinés au wagon de visite du pont. Les chariots portaient des cabines à l'intérieur desquelles les ouvriers avaient accès aux faces inférieures du tablier et des caissons ainsi qu'aux faces latérales de ces derniers. Les cabines étaient complètement fermées pour protéger les ouvriers et surtout pour éviter la chute du sable dans la vallée.

La production d'air comprimé se faisait à partir du tablier à l'aide de compresseurs de grande puissance.

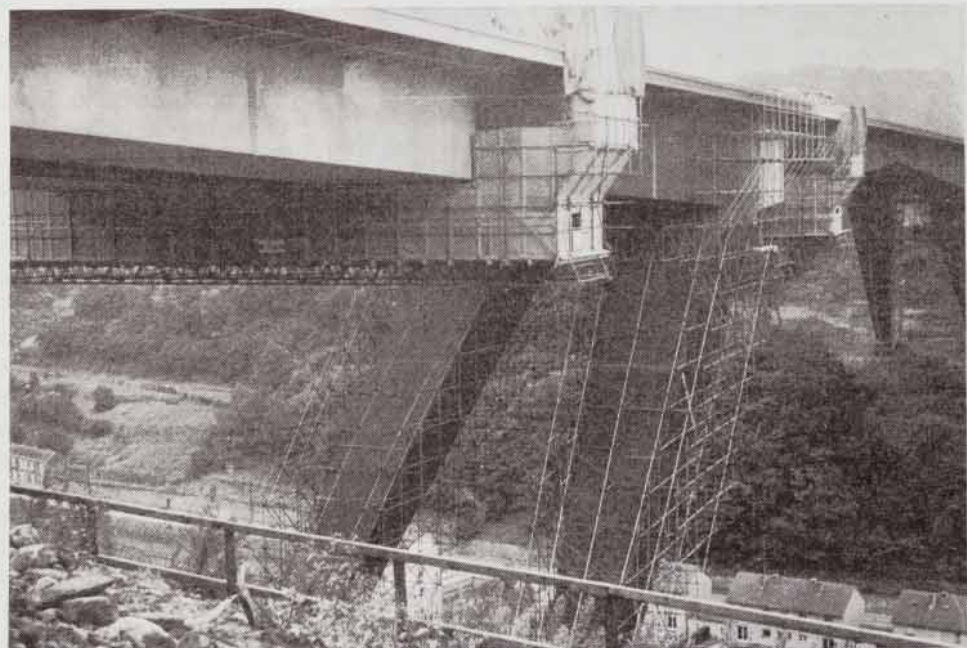


Fig. 12. Echafaudage pour la mise en peinture extérieure

Le sablage très minutieux a été suivi sans délai de la métallisation au zinc pur d'une épaisseur de 100 microns. Ensuite il a été appliqué quatre couches de peinture dont l'épaisseur totale atteint aussi 100 microns. La première peinture est une couche d'accrochage au chromate de zinc, les deux suivantes des couches de peinture intermédiaire et la quatrième une couche de finition spécialement fabriquée pour les besoins. Chacune des quatre couches de peinture avait une couleur différente afin de permettre un contrôle efficace de son application. La couleur de la dernière couche, le rouge, a été retenue pour faire ressortir au mieux les lignes harmonieuses de l'ouvrage même en période de temps maussade. Par temps ensoleillé, le contraste de la couleur rouge avec le paysage verdâtre entourant le pont anime heureusement la vue.

Le sablage des faces extérieures du pont a nécessité la mise en oeuvre de 650 t de sable. Pour la métallisation on a appliqué 52 t de zinc et pour les quatre couches de peinture 16,4 t de couleur, le tout pour une surface totale de 34 000 m<sup>2</sup>.

Toutes les autres parties métalliques du pont, c'est-à-dire les garde-corps et les glissières de sécurité ont été traitées de façon similaire. Après sablage et métallisation elles ont été peintes en quatre couches dont les deux dernières sont des couleurs extra-dures et anti-choc.

Pendant les travaux de peinture, une attention toute particulière a dû être portée aux conditions atmosphériques. Le délai de garantie imposé, qui est de dix ans, obligeait les entreprises de sablage, de métallisation et de peinture à arrêter les travaux en période de temps humide et de gel. Quoique ces périodes aient été relativement abondantes, et les brumes matinales très fréquentes, ces travaux n'ont pas dépassé la durée prévue et n'ont pas retardé l'achèvement complet de l'ouvrage.

#### Tablier du pont avec revêtement

La largeur totale du tablier est de 25,07 m. Le tablier proprement dit en dalle orthotrope a une largeur de 21,50 m. Cette dalle repose sur les deux caissons qui ont 6,0 m de largeur chacun avec une distance entre les caissons de 6,0 m. L'encorbellement de la dalle au-delà des caissons est donc de chaque côté de 1,75 m. Afin de réaliser la largeur totale nécessaire, le tablier a été élargi des deux côtés par soudure de poutrelles aux entretoises d'une longueur de 1,785 m. Ces poutrelles supportent la plateforme du trottoir qui est constituée lui aussi par une dalle orthotrope. Le garde-corps est fixé à l'extrémité de ces poutrelles. Entre les trottoirs et les voies carrossables ainsi qu'entre les deux chaussées des glissières en acier séparent les différentes catégories d'usagers. La glissière le long du trottoir fait fonction de bordure et la glissière du milieu remplace la bande médiane surélevée. Les poteaux d'éclairage sont fixés dans l'axe du pont et supportent deux foyers lumineux chacun, dont un pour chaque chaussée.

Les candelabres sont distants de 32,50 m et équipés de lampes fluorescentes de 400 watts. Le garde-

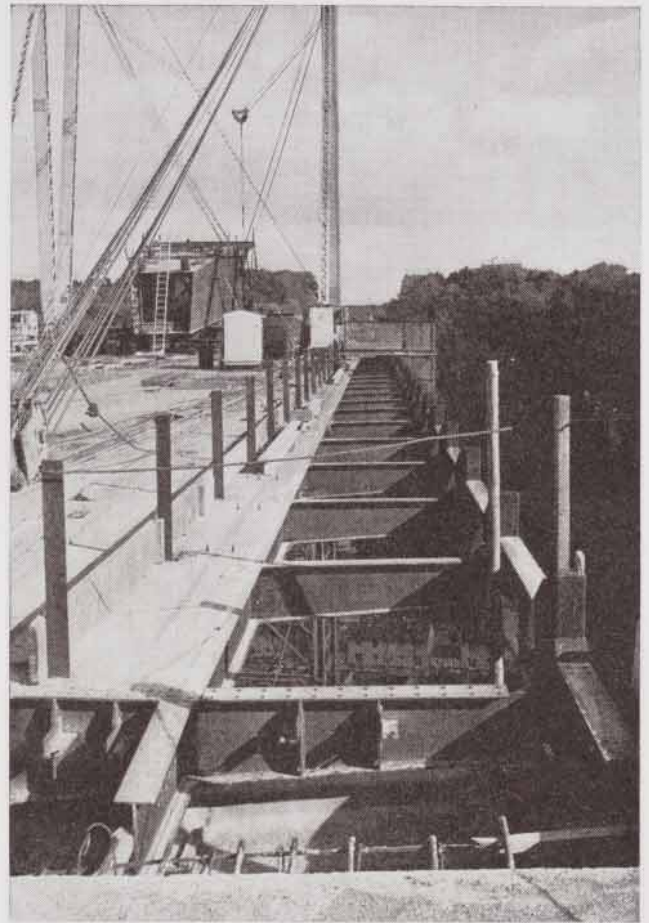


Fig. 13. Encorbellement pour trottoirs

corps est d'une exécution solide pour créer une impression de sécurité pour les piétons.

Le revêtement du tablier pour la couche de roulement a été l'objet d'études très minutieuses. La dalle orthotrope présente en effet une surface lisse sans aucun moyen d'accrochage pour le revêtement. Afin d'éviter un glissement de la couche de roulement, beaucoup de ponts en service ont été munis de barres en acier, soudées en forme d'arêtes de poissons. Ceci n'a toutefois pas toujours suffi pour empêcher de légers déplacements du revêtement sous l'influence du trafic. Comme il existe aujourd'hui des produits d'accrochage pouvant être appliqués directement sur la dalle pour former intermédiaire entre celle-ci et le revêtement définitif, il a été décidé de prendre recours à ce procédé moderne. L'application de ce produit a nécessité un sablage à blanc de toute la surface avant sa mise en place par peinture. Il fait fonction à la fois de couche anti-corrosive et de couche d'accrochage. La deuxième couche, constituée de mastic renfermant 18 % de bitume, sert comme isolation et a été mise en oeuvre à la main à une température de 220° - 250°. La couche de roulement proprement dite est en asphalte de 5 cm d'épaisseur et a été mise en oeuvre à une température de 250°. Elle a été appliquée en deux couches à l'aide d'une machine spéciale pouvant répartir les matériaux sur toute la largeur d'une chaussée.

L'asphalte coulé a été chauffé dans une installation de fabrication d'enrobés existant à proximité de la Ville et amené sur chantier par des remorques spéciales chauffées pendant la durée du transport et jusqu'au moment de la mise en oeuvre.

Après la mise en oeuvre de l'asphalte et avant son refroidissement complet, il a été recouvert de grenailles de laitier de hauts fourneaux du calibre 2/4 qui a été enfoncé dans la couche de roulement par cylindrage pour créer une surface rugueuse et antidérapante.

Les trottoirs ont été revêtus d'une façon identique sans nécessiter toutefois de répandage de grenailles de laitier.

### Equipement complémentaire

Chaque construction en acier et notamment sa peinture, doit être soumise à un contrôle sérieux à des intervalles réguliers. La majeure partie du pont n'étant pas accessible, il fallait prévoir un wagon de visite permettant d'accéder en tout point de la construction. Les critères déterminant son choix étaient multiples parce qu'en dehors du profil des caissons il faut aussi pouvoir accéder aux béquilles. En outre, il n'était pas question de se servir de trois wagons isolés pour les ouvertures, mais un seul devait pouvoir passer d'une culée à l'autre en passant entre les béquilles. Cette obligation nécessitait un chemin de roulement entre les deux caissons du tablier. Finalement il devait être démontable pour pouvoir être logé dans un garage aménagé à cet effet dans la culée côté Kirchberg.

La partie centrale du wagon de visite est constituée d'un chariot qui peut se déplacer sur 2 rails fixés chacun à la base des deux caissons. Il est équipé d'un moteur à essence actionnant une génératrice de courant électrique qui commande tous les mouvements. Un axe central vertical porte la construction servant à la visite du pont. C'est une passerelle en treillis pouvant pivoter de 360° autour de l'axe. En position de travail, cette passerelle a une position perpendiculaire à l'axe du pont et permet de visiter même les parties extrêmes c'est-à-dire la face verticale extérieure des caissons et la face inférieure du tablier en-dessous du trottoir. Pour pouvoir passer entre les béquilles, la passerelle est tournée d'un angle de 90°. L'inspection des béquilles se fait à l'aide d'une cage, également en treillis, qui est suspendue à des cordes en acier et peut descendre jusqu'au niveau du sol. Le personnel commande tous les mouvements de cette cage à partir de celle-ci, ce qui fait qu'il peut s'arrêter en chaque point pour permettre un contrôle minutieux de toute la surface.

En cas de non-utilisation, le wagon de visite est garé dans une chambre de la culée. Pour entrer dans la chambre il prend la position parallèle à l'axe du pont, ce qui permet de démonter une moitié de la passerelle. Après une rotation de 180°, la deuxième moitié de la passerelle est démontée à son tour et le chariot peut être garé au-dessus de ces deux parties. Ceci a permis de réduire la chambre de garage à une profondeur de 9,00 m.

Les eaux de surface sont évacuées par une conduite suspendue dans chacun des caissons. Le pont ayant une pente descendante vers le côté Kirchberg, c'est derrière cette culée que les eaux sont collectées pour être amenées dans la conduite des eaux de pluie descendant du plateau du plateau du Kirchberg pour se déverser dans l'Alzette. A l'intérieur des caissons, la conduite a des diamètres variant en fonction du débit de 0,30 à 0,60 m. Les grilles-avaloirs situées dans la glissière longeant les trottoirs, sont reliées à la conduite d'évacuation par l'intermédiaire d'un syphon pour retenir les matériaux solides et d'une conduite de 0,15 m de diamètre.



Fig. 14. Renforcement des caissons au droit des béquilles

En-dessous du tablier du pont sont suspendues en outre une conduite d'eau et une conduite de gaz. Les dernières ne passent pas par les caissons, mais dans la partie médiane pour ne pas courir le risque qu'en cas d'avarie l'intérieur des caissons ne se remplisse d'eau ou de gaz. Les deux conduites sont en acier et ont un diamètre de 300 mm. La conduite d'eau est protégée contre le gel par un chauffage électrique fonctionnant automatiquement au thermostat et par une isolation thermique.

L'intérieur des caissons sert également de passage à des câbles électriques et téléphoniques et est muni d'un éclairage pour la visite.

### Essais de mise en charge

Le pont a été construit pour supporter des surcharges de  $500 \text{ kg/m}^2$  sur les trottoirs et, sur la chaussée, une charge roulante de  $300 \text{ kg/m}^2$  avec, à l'endroit le plus défavorable, un convoi lourd de 60 t. Les charges dues au vent ont été mises en compte avec  $125 \text{ kg/m}^2$  pour le pont chargé et avec  $250 \text{ kg/m}^2$  pour le pont non chargé. En outre, la construction est soumise aux sollicitations additionnelles de température et de freinage conformément aux prescriptions des DIN allemandes 1072 et 1073.

Après achèvement du montage, il était nécessaire de vérifier si le comportement de la construction est conforme aux calculs théoriques c'est-à-dire si les flèches réelles sous les surcharges roulantes correspondent aux flèches calculées. A cet effet, il fallait trouver des convois assez lourds pouvant atteindre le tonnage total nécessaire.

C'est l'administration militaire belge qui pouvait mettre à disposition 12 chars blindés du type Patton avec un poids unitaire de 42 t.

Ces chars ont été disposés dans toutes les positions les plus défavorables pour lesquelles on a mesuré chaque fois la flèche résultante en différents endroits de l'ouvrage. Les résultats ont été très sa-

tisfaisants puisque les effets de la surcharge n'ont jamais dépassé les valeurs calculées. A titre d'exemple, la flèche maximum calculée était de 256,4 mm et la flèche maximum atteinte sous une surcharge de 500 t a été de 196,0 mm.

### Considérations finales

La Ville de Luxembourg a été pendant de longues années le siège provisoire de la Communauté Européenne du Charbon et de l'Acier. Ce fut en prévision de l'installation définitive éventuelle des Institutions Européennes que le Gouvernement luxembourgeois a décidé en 1957 de lancer le concours international pour la construction du pont et créé en 1961 le Fonds pour l'Aménagement et l'Urbanisation du plateau de Kirchberg.

Aujourd'hui la Commission unique de la Communauté Economique Européenne s'est installée définitivement à Bruxelles, mais la construction du pont n'a pas été vaine. Il nous reste un grand nombre de services dépendants de la CEE sur le territoire de notre Capitale. Le bâtiment administratif construit au Kirchberg est à leur disposition. La Cour de Justice pour ces institutions internationales y est en cours de construction. En plus un certain nombre

Fig. 15. Vue générale de l'ouvrage terminé





d'emplacements pour d'autres services à caractère international seront réservés au même plateau. La Foire Internationale de Luxembourg a également l'intention d'aménager des halls plus spacieux et plus modernes au Kirchberg pour ses manifestations tant nationales qu'internationales.

Finalement l'étendue du terrain disponible permettra encore de projeter la construction d'un centre d'écoles ainsi que de plusieurs quartiers d'habitation pour un total de 10 à 12 000 personnes.

Le plateau du Kirchberg ne servira donc pas seulement à l'implantation de centres administratifs, mais permettra une extension de la Ville de Luxembourg en direction de la forêt domaniale du Grünewald, c'est-à-dire dans une région où ses habitants pourront bénéficier au maximum des bienfaits de la nature.

Un dernier avantage découlant de la construction du pont Grande-Duchesse Charlotte, et qui de la perspective de l'administration des Ponts et Chaussées pourrait être le plus grand, est qu'il a créé une communication routière facile du centre de la Ville aux régions est du pays. Les routes existantes pour ces régions ont toutes dû descendre dans la vallée de l'Alzette pour remonter plus tard sur les hauteurs. La route nouvelle passant par le pont enjambe la vallée d'un seul bond pour rester sur le plateau ce qui permet des liaisons routières très faciles en direction de Grevenmacher et Echternach et, au delà des frontières, de Trèves-Coblence et Bitbourg-Cologne. C'est grâce à la décision du Gouvernement luxembourgeois concernant la construction du pont que les plans pour ces liaisons routières, préparés depuis de longues années, ont pu devenir réalité. Ces nouvelles routes constituent le premier maillon de la chaîne du grand réseau routier décidé par la création du Fonds des Routes.

Finalement nous pouvons nous prévaloir d'avoir réalisé dans notre pays un pont métallique d'envergure exceptionnelle, de construction hardie et de

forme moderne dessinant dans le paysage luxembourgeois ses lignes d'une architecture harmonieuse, de tous les points de vue digne d'être appelé : «Pont Grande-Duchesse Charlotte».

#### Entreprises et bureaux ayant participé à la construction

Projet: *Rheinstahl Union Brückenbau de Dortmund*, présenté en communauté avec la *S. A. Socol de Bruxelles* et *Jean Think de Differdange*.

Construction métallique: *Rheinstahl Union Brückenbau de Dortmund* avec le concours de *MAN, Gustavsburg*.

Travaux de fondation et construction des culées: *S. A. Socol, Bruxelles*, avec la participation des entreprises *Sertra de Bruxelles* pour l'excavation des puits de fondation des béquilles et *Bachy de Nancy* pour les injections.

Peinture des surfaces intérieures: entreprise de peinture industrielle *W. Doerner d'Esch-sur-Alzette*.

Peinture des surfaces extérieures: *Communauté W. Doerner d'Esch-sur-Alzette, Métal de Differdange* et *S. A. Iris de Bruxelles*. Fourniture des différentes peintures: *Société Vieille Montagne de Liège* pour le zinc et *Jules Doisy de Luxembourg* pour les couleurs provenant des *Usines Georges Levis de Vilvorde* (Belgique).

Contrôle des travaux de peinture: *APAC de Bruxelles*.

Revêtement du tablier en asphalte: *Deutsche Asphalt und Tiefbau G.m.b.H. de Francfort* avec, comme entreprise générale, *Jean Think de Differdange*.

Contrôle des travaux et des calculs statiques: bureau *SECO de Bruxelles*.

Direction générale: *administration des Ponts et Chaussées*.

Financement: *Fonds d'Aménagement et d'Urbanisation du plateau de Kirchberg*.

Les travaux de construction ont démarré avec les fondations à la date du 20 avril 1962. Le premier caisson a été lancé le 20 juin 1963 et le montage du dernier caisson a eu lieu le 28 octobre 1964.

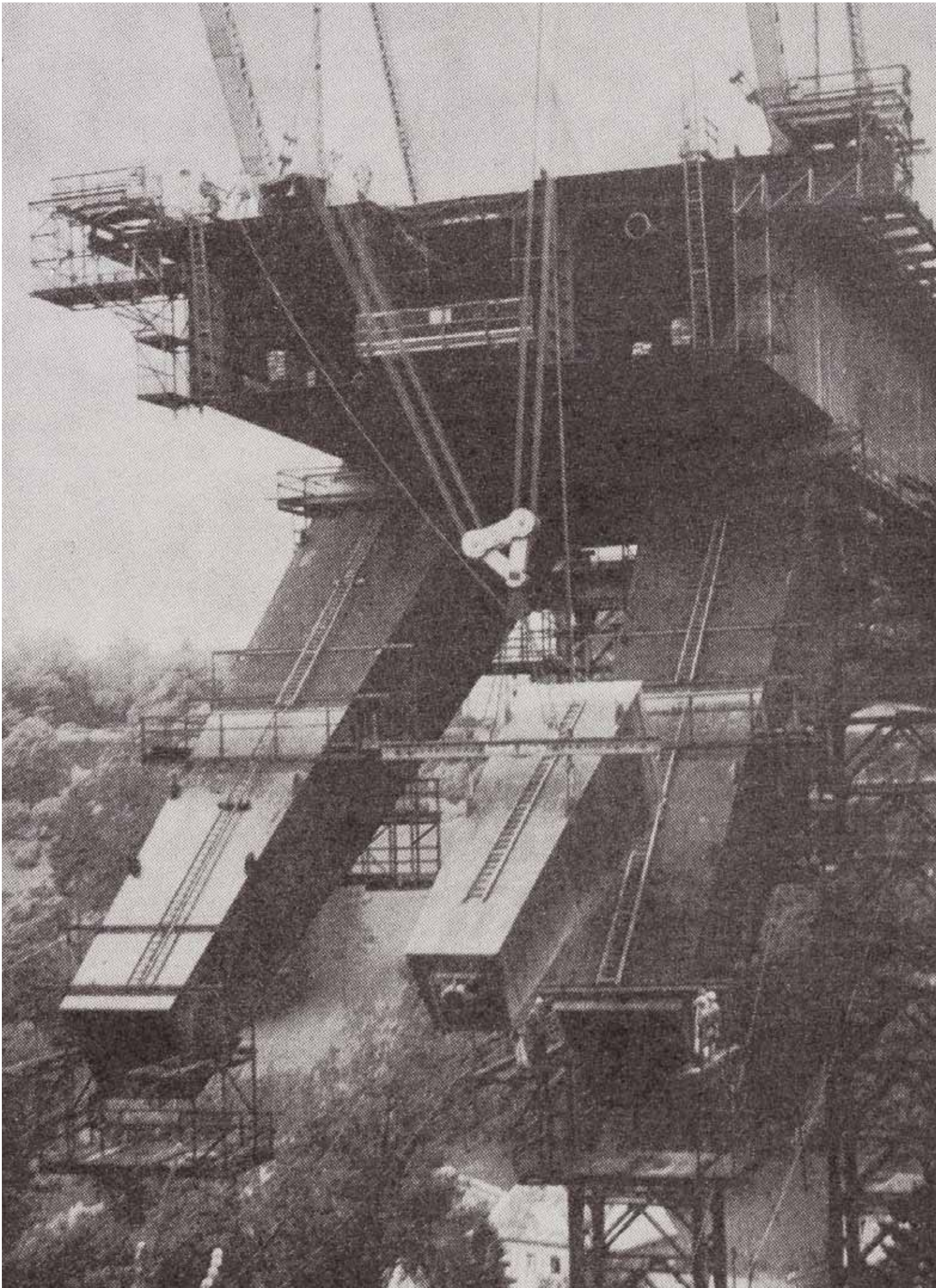
Le pont a été ouvert à la circulation par S.A.R. Madame la Grande-Duchesse Charlotte à la date du 24 octobre 1966.

#### Photographies:

Ed. Kutter jr, N° 4, 5, 7, 8, 13, 14, et 15.

Ernest Loosé, Luxembourg N° 3, 6, 9, 10, 11 et 12.

A tous nos lecteurs  
nous présentons nos meilleurs voeux  
pour l'année 1968

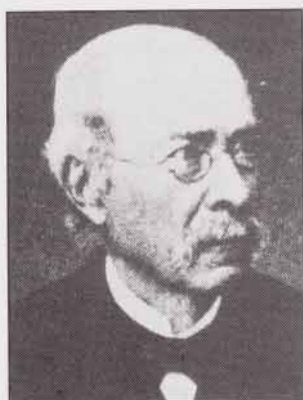


# Les Projets du Pont Adolphe à Luxembourg

Une controverse entre Anciens et Modernes

par Bernard NEIS, ingénieur

## Les auteurs des projets pour le Pont Adolphe à Luxembourg:



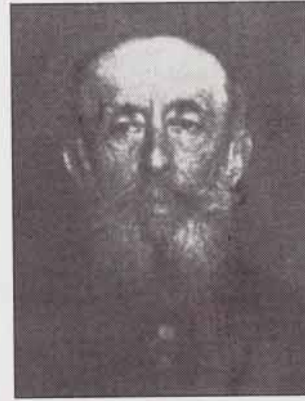
**Jean Worré** (1816-1901)  
Ingénieur (L)  
Athénée  
Etudes aux universités  
de Mons et de Louvain.  
1845 Conducteur des T.P.  
1874 Ing. d'arr. à Luxbg.  
1884 Ingénieur en Chef  
1889 retraite



**Eugen Ferron** (1841-1903)  
Ingénieur (L)  
Athénée et Ecole Industr.  
1867 Dipl. de l'Université  
de Gand  
1867 Professeur à l'Athénée  
1874 Commissaire du Gou-  
vernement aux Chemins  
de fer



**Albert Rodange** (1858-1927)  
Ingénieur (L)  
Ecole Industrielle  
1881 Dipl. de l'Ecole  
Centrale de Paris  
1881 Ing. attaché à la cons-  
truction des chemins de  
fer en France et en Corse.  
1888 Cond. des T.P. à Lux.  
1891 Ing. en Chef des T.P.  
1926 retraite



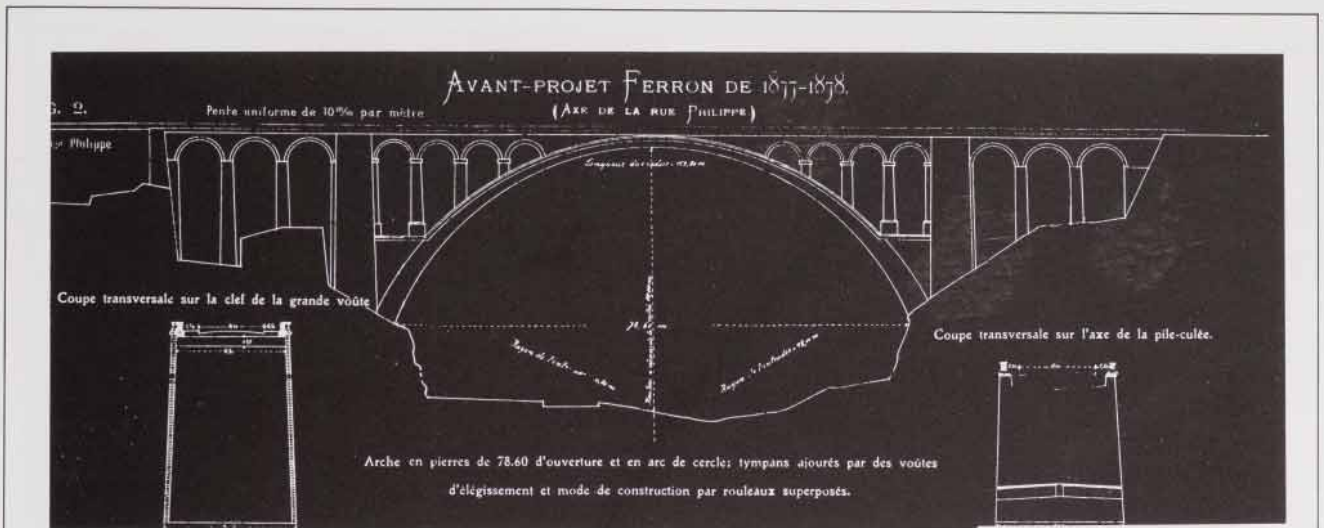
**Paul Séjourné** (1851-1931)  
Ing. des P. et Ch. (Fr)  
Lycée à Orléans  
Ecole Polytechnique Paris  
Ecole des P. et Ch. Paris  
1876 Ingénieur en Chef des  
Ponts et Chaussées  
(Lozère)  
1896 Ing. en Chef au Service  
de la construction des  
chemins de fer de Paris à  
Lyon et à la Méditerranée

De tous les moyens pour s'accaparer d'un projet, il me semble que celui de la démarche par la mauvaise critique de projet d'autrui est la plus simple et la moins scrupuleuse. Le coup est classique:

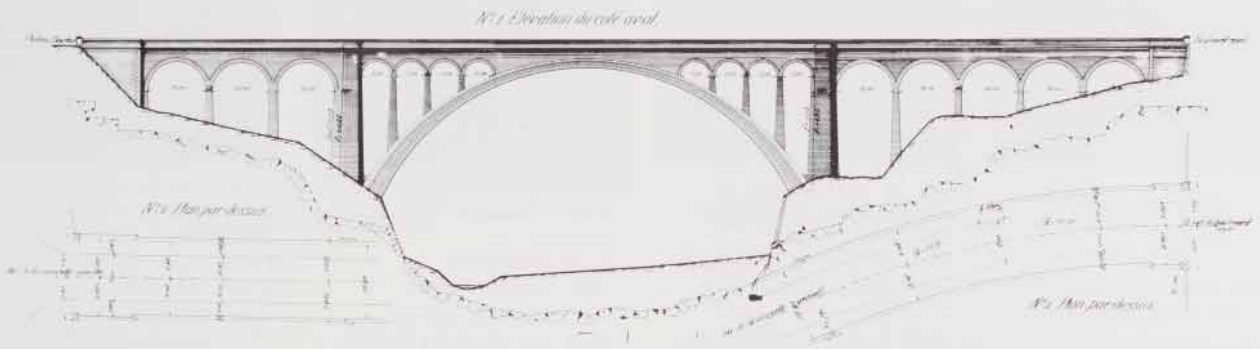
Un auteur met au point un projet pour un maître d'ouvrage. Des semeurs de doute s'acharnent sur le dossier et poussent à la nomination d'un expert. Celui-ci fait une critique suffisamment négative pour pouvoir proposer par la suite un contre-projet. Il a le beau rôle de connaître les cartes de l'adversaire pour composer son jeu. Sauf manque total d'imagination, l'expert trouvera le petit truc pour séduire le maître d'ouvrage pressé. A l'auteur du projet initial incombe le rôle amer du bon perdant.

L'ingénieur français Paul Séjourné a, de cette façon, réussi à la fin du siècle passé à rafler le projet du pont Adolphe à Luxembourg en usant et en abusant de la critique.

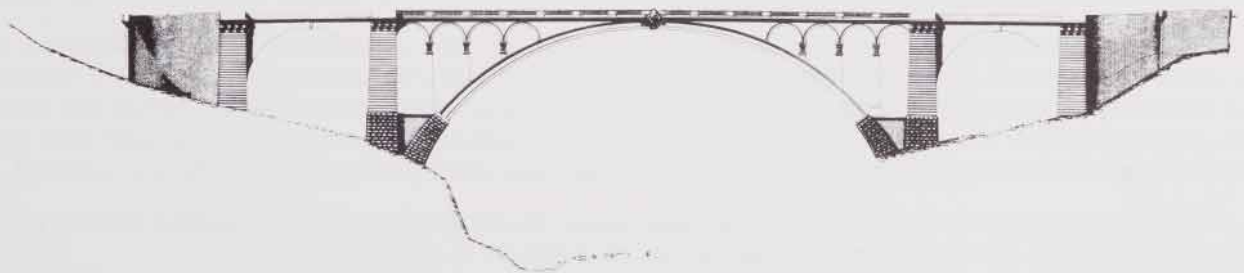
A la suite Eugène Ferron, également auteur d'un avant-projet pour ledit pont, a réclamé en vain l'organisation d'un concours international pour le projet dudit ouvrage. Ce concours aurait été néanmoins un moyen beaucoup plus correct où chaque auteur, indigène ou étranger, aurait eu sa juste chance.



Projet d'Eugène Ferron (1877-1879)



Projet d'Albert Rodange (1893-1898)



Projet de Paul Séjourné (1898-1902)

L'objet du présent article est d'illustrer à l'aide des documents d'archives le déroulement des événements de l'époque et d'en donner une appréciation personnelle.

### Les projets pour le «Nouveau Pont»

La pose de la première pierre du pont Adolphe a eu lieu sous la pluie, le 14 juillet 1900.

L'ouvrage sera donc finalement construit d'après les plans de Paul Séjourné et non d'après ceux du dernier projet luxembourgeois en lice, celui d'Albert Rodange, alors Ingénieur en Chef de l'administration des travaux publics.

Bien avant Séjourné et Rodange il y avait déjà Eugène Ferron, Commissaire du Gouvernement aux Chemins de Fer qui avait dressé entre 1877 et 1879 l'avant-projet d'un pont sur la vallée de la Pétrusse à construire en prolongement de la rue Philippe.

Le 30 septembre 1878 le Gouvernement a chargé également Jean Worré, ingénieur d'arrondissement de Luxembourg de «l'étude d'une manière détaillée de la question de la construction d'un viaduc à établir comme prolongement de la rue Philippe ou du boulevard Royal.» Par la même occasion J. Worré a été autorisé à se faire assister par son fils Edouard dans l'étude en question.

Ce n'est que vingt-cinq ans plus tard, au moment de la construction de la ligne de chemin de fer vicinale entre Luxembourg et Echternach, que la réalisation du «Nouveau Pont» se concrétisa. En 1893 Albert Rodange, successeur de Jean Worré au poste d'ingénieur en chef des travaux publics, fut mandaté par le Gouvernement de reprendre le dossier.

A. Rodange avait fait ses armes dans la construction des chemins de fer en France et en Corse. Il était donc bien placé pour mettre définitivement au point le projet du Nouveau Pont de Luxembourg. En 1895 il fit construire un pont en arc à Bourscheid pour pouvoir contrôler sur modèle réel le comportement des matériaux pierreux et les techniques envisagées pour la mise en oeuvre.

Parallèlement ont été conduites les levés topographiques et les investigations géologiques du site du futur pont sur la Pétrusse qui sera finalement projeté en prolongement du boulevard Royal. Dès 1896 A. Rodange aborda l'étude de détail de l'ouvrage. L'inspection du dossier rend modeste le praticien d'aujourd'hui.

Il était parfaitement au courant sur ce qui s'était fait et sur ce qui se faisait dans le domaine des ponts en Europe et sur d'autres continents.

Tout le long de l'étude A. Rodange cherchait l'avis de ses collègues français et s'informait sur le comportement de grands ponts existants notamment le pont de Lavour et le pont Antoinette construits par Séjourné.

A. Rodange remit le projet d'exécution avec toutes les pièces écrites au Directeur (Ministre) des Travaux Publics, Charles Rischard, le 1er mai 1898.

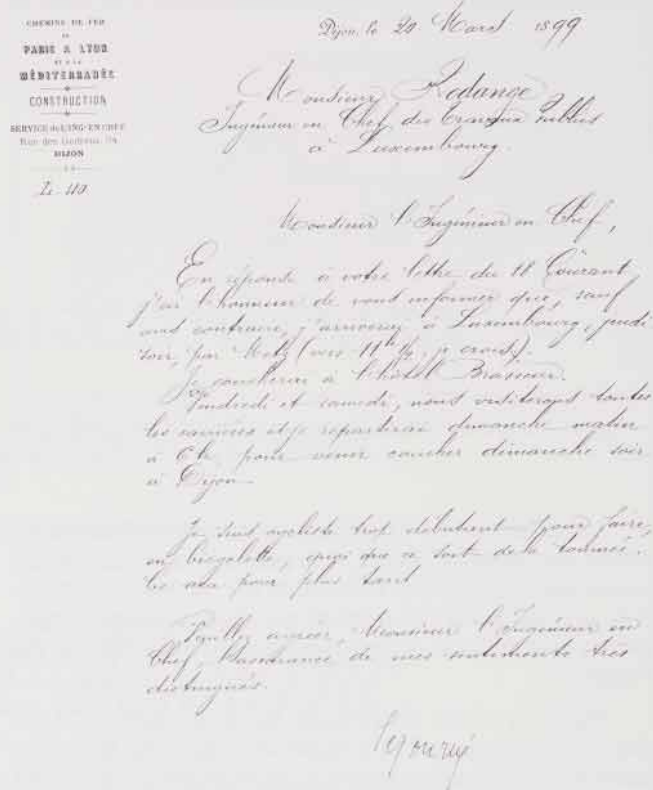


Fig. 3: Monsieur Séjourné n'était pas très sportif.

Or, malgré les soins avec lesquels a été mis au point le dossier, malgré les références et les qualifications professionnelles de Rodange, malgré les avis positifs de ses collègues français renommés, le Gouvernement hésita et crut utile de solliciter encore l'avis d'un autre expert. Sur recommandation de diplomates on décida de consulter Paul Séjourné, Ingénieur en Chef des Chemins de Fer de Paris à Lyon et à la Méditerranée.

Séjourné ne tarda pas de remettre son avis au Directeur Rischard sous forme d'un rapport intitulé:

1ère partie de l'avis de M. Séjourné  
CRITIQUE du projet du 1er mai 1898.

Faut-il ajouter que la deuxième partie de l'avis n'était autre chose que le contre-projet du sieur Séjourné, contre-projet qui n'était point demandé par le Gouvernement luxembourgeois, mais qui bénéficia quand même étonnamment vite de l'accueil favorable de nos décideurs.

### La critique de Paul Séjourné

L'avis daté du 17 décembre 1898 de l'expert français est reproduit en fac similé ci-après. Il faut noter les petits manuscrits à gauche du texte calligraphié de Séjourné. Ces annotations ont été rédigées par Rodange lui-même qui refute — une à une — les objections émises contre son projet.

Il est insisté tout particulièrement ici sur deux des 24 critiques que Séjourné a faites:

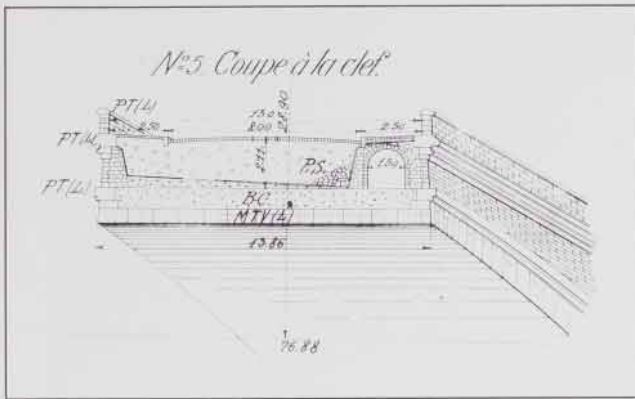


Fig. 4: Coupe du projet Rodange (Structure moderne).

La remarque no 7 où Séjourné dénonce l'usage du béton de ciment comme matériau de construction de la grande voûte. C'est la critique qui paraît fondamentale et c'est celle qui permet de situer les deux ingénieurs par rapport à l'environnement scientifique de l'époque.

Puis il y a les remarques sous le point no 8 où Séjourné critique la forte épaisseur de la clé de voûte dans le projet de Rodange. Or, le choix de ce parti était conditionné par un impératif des services techniques de la Ville qui exigeaient l'incorporation d'une galerie technique sous le trottoir, exigence qui causait bien des problèmes à Rodange notamment à cause de l'aspect de l'ouvrage et à cause du poids des remblais nécessaires. Il s'en est tiré fort bien d'affaire, mais n'empêche qu'en élévation le projet de Rodange peut paraître moins élancé que le contre-projet de Séjourné qui lui avait tout simplement supprimé cette galerie. Je suppose qu'on n'a même pas donné à Rodange l'occasion de redessiner l'élévation de son projet avec cette nouvelle donne.

#### Comparaison des projets du pont de vue technique:

La différence fondamentale entre le projet de Séjourné et le projet de Rodange résidait dans le choix des matériaux de construction pour la grande voûte. Bien que chacun des auteurs (Ferron, Worré, Rodange et Séjourné) avait dessiné une arche de 80 m en pierres de taille, il faut relever que dans le projet de Rodange, la maçonnerie n'était qu'apparence. En effet Rodange avait conçu le cœur de la grande voûte avec un matériau relativement nouveau à l'époque... le béton de ciment. Séjourné, lui, restait fidèle à l'arche tout en pierres. Tout au plus osa-t-il une dalle nervurée en béton armé pour le tablier du pont.

Pour comprendre l'importance de cette différence pour la signification historique des deux projets il faut se replacer à cette époque et se rappeler les réalisations techniques du siècle dernier. Sur la scène mondiale de la construction on assistait au tournant du siècle à l'apothéose du fer comme matériau de construction. Entre 1850 et 1900 ont été érigées ces fabuleuses structures en fer qui font encore rêver aujourd'hui (Crystal Palace, Grandes Gares, Galerie des Machines, Tour Eiffel, etc.).

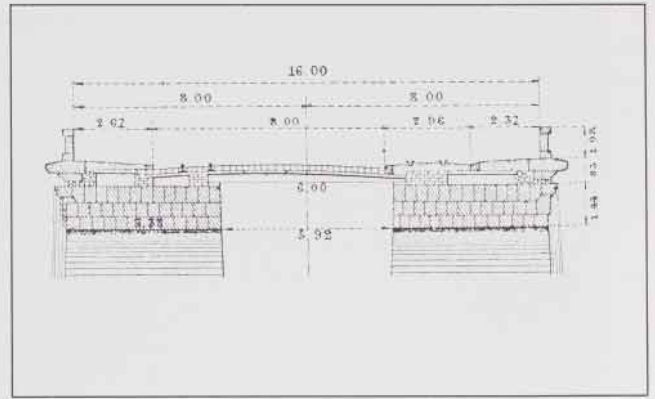


Fig. 5: Coupe du projet Séjourné (Structure ancienne).

Citons encore quelques-uns des ponts farameux réalisés à la même époque:

En 1855, le pont suspendu sur le Niagara (250 m de portée).

Entre 1870-1883, le pont suspendu de Brooklyn (520 m de portée). Entre 1883-1890, le pont cantilever sur le Firth of Forth en Ecosse (deux travées de 521 m de portée).

En 1897, le viaduc du Viar (France, arc central de 220 m de portée).

La liste est longue et l'étude de ces ouvrages laisse perplexe.

#### La grande voûte de Séjourné

Eu égard à ces réalisations grandioses, il faut se demander que signifiait encore en 1900 le projet d'une arche toute en pierres de 80 m de portée? Un anachronisme? En tous cas pas un exploit innovateur d'ingénieur. En effet la technique des voûtes en maçonnerie était déjà durant des décennies en perte de vitesse. La méthode de construction préconisée par Séjourné pour la réalisation de l'arc central qui consistait à mettre en oeuvre successivement trois rouleaux (couches) de pierres de taille, était un mode archi-classique qui avait d'ailleurs déjà été retenu, un quart de siècle auparavant, par Eugène Ferron pour son projet. Séjourné était un des derniers brillants représentants de l'école classique française dont le fondateur fut Jean Rodolphe Perronet (1708-1794), le véritable pionnier des ouvrages en maçonnerie.

A Luxembourg Séjourné a pu réaliser son idée de pont en deux anneaux, qui consistait à remplacer la

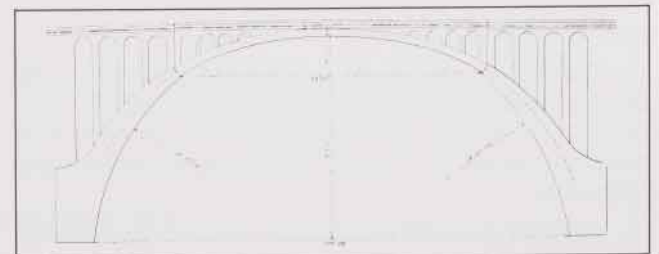


Fig. 6: Projet de voûte en maçonnerie de 100 m de portée.

*Pont de Luxembourg  
sur la vallée de la Pétrusse.*

---

*Avis de M. Séjourné,  
Ingénieur en Chef des Ponts et Chaussées, présenté  
en exécution de la lettre de M. le Ministre des  
Travaux Publics, du 25 Juillet 1898.*

---

*1<sup>ère</sup> Partie.  
Critique du projet du 1<sup>er</sup> Mai 1898.*

---

*Dijon, le 17 Décembre 1898.*

*Séjourné*

## Table de la 1<sup>ère</sup> Partie.

N <sup>os</sup> des articles.	
1	Tracé — { a — En profil en long. b — En plan.
2	Largeur entre parapets.
3	Position du chemin de fer sur la chaussée.
4	Adoption d'un ouvrage en maçonnerie au lieu d'un ouvrage en métal.
5	Adoption d'une grande voûte.
6	Ecarter du thalweg les fondations de la grande voûte.
7	Dangers de la composition hétérogène proposée pour la grande voûte.
8	Épaisseur excessive entre la chaussée et l'extrados de la clef.
9	La grande voûte est trop épaisse aux reins.
10	Réduire le fuit transversal de 0 <sup>m</sup> .06 à 0 <sup>m</sup> .025.
11	Retombée des piles extrêmes de 5 <sup>m</sup> sur les reins de la grande voûte.
12	Sûreté de la culée de la grande voûte.
13	Évider le parapet au dessous de la grande voûte.
14	Épaisseur insuffisante aux naissances des Viaducs de 10 <sup>m</sup> (côté Luxembourg, face aval.)
15	Supprimer la dernière voûte de 10 <sup>m</sup> du côté de la Ville.
16	Chaux.
17	Ciment.
18	Dispositif en vue des effets de la dilatation.
19	Observations diverses sur le projet de l'ouvrage.
20	Cintre.
21	Pont de service.
22	Ne pas faire la grande voûte en tégie.
23	Cahiers des charges.
24	Détail estimatif — donne à valoir insuffisante.
25	Remise des pièces communiquées.
26	2 <sup>e</sup> Partie de l'Étude — Mon projet.



1.  
**Tracé.**  
a - En profil en long.

Le plateau Bourbon est 4<sup>m</sup>.60 en contrebas de l'avenue Marie Thérèse. Pour réaliser un pont haut sur l'axe du pont, il faudrait surhausser l'ouvrage de 5<sup>m</sup>.70 par rapport au plateau. Nous avons reculé devant cette distance qui est énorme.

Une pente de 0<sup>m</sup>.010 à 0<sup>m</sup>.015 est d'ailleurs inappréciable comme on peut s'en assurer sur la " passerelle " qui est en pente de 0<sup>m</sup>.020.

Sans doute, le dispositif de plus salubre est celui où le parapet s'élève descendant vers le sommet de la voute dispositif que nous avons appliqué au pont de Michelau où il était réalisable sans se pencher en arrière.

L'ouvrage est tout entier en pente vers le Plateau - Bourbon.

Ce couronnement rampant est d'un vilain effet: le pont semble tomber à gauche.

Il ne suffirait d'ailleurs pas qu'il fût horizontal: toute ligne horizontale un peu longue paraît croquer. - Il faut à la clef un point haut.

Comme nous l'avons vu sur place, on peut l'obtenir. et c'est le Directeur Général des Travaux Publics a admis cette modification.

b - En plan.

La nouvelle avenue est à mettre en courbe de très grand rayon sur le plateau Bourbon.

La courbe de 160<sup>m</sup> du côté de la Ville est très sâcheuse. Mais elle raccorde l'alignement, celui du boulevard Royal qui est obligé et celui de l'Avenue de la Gare qui ne peut être que très peu déplacé.

Etudiez si on ne peut rien gagner, avec un léger déplacement vers l'aval de l'Avenue de la Gare, en intercalant au besoin un alignement intermédiaire.

2.  
**Largeur entre parapets.**

Le projet prévoit:

une chaussée de \_\_\_\_\_ 8<sup>m</sup>  
2 trottoirs de 2<sup>m</sup>.50 \_\_\_\_\_ 5<sup>m</sup>

Soit entre parapets une largeur totale de \_\_\_\_\_ 13<sup>m</sup>

Les trottoirs sont suffisants à 2<sup>m</sup>.50 - largeur qui permet à 2 personnes de passer de front, même au droit des reverbères.

Une chaussée de 8<sup>m</sup> 00 permet le franchissement de front de deux voitures de chemin de fer (voie étroite double) et d'une voiture ordinaire.

Ajouter 1<sup>m</sup> 00 ne permet pas le passage d'un plus grand nombre de véhicules; et comme la circulation des piétons est assurée par les trottoirs, et supplément de largeur est difficile à justifier.

### 3. Position du chemin de fer sur la chaussée.

Le chemin de fer doit être placé à 1<sup>m</sup> 60 des bordures du trottoir aval et non en amont ni au milieu à cause du tamis dans l'avenue de l'Arrenal.

### 4. Adoption d'un ouvrage en maçonnerie au lieu d'un ouvrage en métal.

"

Mais, si on en accepte la dépense, il devrait bon d'élever, de 8 à 9<sup>m</sup>, celle de la chaussée.

Le pont recevra en effet :

- 1° — Un chemin de fer — et probablement un tramway sur les rails du chemin de fer.
- 2° — Le boulevard Royal dont la chaussée a 10<sup>m</sup>.
- 3° — Le boulevard du Viaduc et l'avenue Marie-Thérèse.

Le mettre près du trottoir d'amont, pour laisser le plus grand espace libre possible.

Il a été d'ailleurs admis que si plus tard, on devait établir un tramway sur le pont, il emprunterait, sur toute la longueur de l'ouvrage, les rails du chemin de fer. Il sera donc — comme dans la plupart des villes de France — à voie de 1<sup>m</sup>.

Je ne m'arrête pas à comparer ici les deux solutions.

Dans cette vallée grandiose, entre ces rochers à pic, ces murailles gigantesques, les formes grêles et menues d'un arc en métal seraient d'un effet lamentable.

Accessoirement, son entretien serait très insuffisamment assuré puisqu'il n'existe pas pour cela, de service spécial — ou bien s'il en fallait créer un, coûterait fort cher.

### 5. Adoption d'une grande voûte.

"

La grande voûte autorisée par l'incompressibilité du dol est tout à fait justifiée par la forme des berges et parce qu'elle sera construite dans la Capitale du Grand-Duché, où s'élèvent déjà 2 grands viaducs qui barrent beaucoup trop la vallée.

### 6. Ecarter du thalweg les fondations de la grande voûte.

La voûte de 77 mètres est à 4<sup>m</sup> de la crête du rocher ce qui est suffisant.

Ce n'est d'ailleurs pas sur la rive droite qu'il y a à craindre de ne pas rencontrer de plein rocher, mais sur la rive gauche.

Il faut que la culée soit fondée en plein rocher, sur une surface uniformément incompressible et homogène.

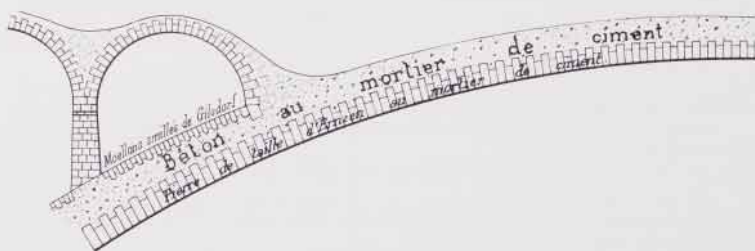
Tout avoir toute sécurité, s'écarter des bords, où l'on peut trouver des roches fissurées, des trous; la dépense de quelques mètres de portée de plus est d'ailleurs en partie regagnée sur les viaducs d'accès.

### 7. Dangers de la composition hétérogène proposée pour la grande voûte.

C'est l'objection principale et voici notre réponse qui est bien simple.

La composition de la voûte nous a été suggérée par le Panthéon de Rome. Cette coupole immense est aussi en béton campois ou brunois, mais elle a été élevée

La grande voûte est constituée :



En douelle, par de la pierre de taille.

A l'extrados, par des moellons amillés.

Le corps est en béton de ciment qui, d'après le mémoire : « acquiert, au bout de peu de temps une résistance comparable à celle de la pierre d'Enzen. »

sur le 3<sup>e</sup> conseil de l'Algrippha, c'est à dire 26 ans avant notre ère. L'édifice existe donc depuis 19 siècles et rien ne fait prévoir qu'elle aura, mais de surt que M. Sejourné juré dit aux voûtes de l'épisc.

Nous pourrions citer d'autres exemples de la même époque et curis d'une époque plus récente, mais celui-ci nous paraît le probant.

Si l'on a constaté des fissures d'un bandeau en pierre de taille dans des maçonneries mures, on en a constaté parmis déjà aussi dans des maçonneries homogènes, on peut avoir des maléfactions parlants.

Les tassements considérables des voûtes allemandes en béton ne sont pas dus à la nature des matériaux mis en œuvre que aux viciations et articulations qui ont pour but de faciliter les tassements, voire de les amplifier.

Les raisons qui nous avaient décidé à adopter le béton étaient au nombre de 3 :

- 1) l'économie,
- 2) la rapidité de l'exécution <sup>sur les lieux</sup>,
- 3) l'impuissance de nos carrières.

Avec le système de ponts sur caissons auxquels on s'est arrêté, les deux derniers inconvénients sont atténués, mais le premier reste entier, il est

Aux abords de la clef, les moellons omillés de l'extrados sont supprimés.

J'ai le regret de donner ici un avis absolument défavorable.

Dans cette grande voûte, où les pressions moyennes dépassent 20 k, il est indispensable que chaque lit, la matière soit homogène.

Les moellons omillés d'extrados, les pierres de taille d'intados et le béton de remplissage tassent inégalement; il y aura séparation ou tendance à séparation. C'est ainsi qu'une douille en petit appareil se sépare au décaissement formant parement amont et aval d'un barrage se sépare d'un massif central en béton que dans les murs à chaînes de pierres de taille, on observe des fissures le long des chaînes, etc.

Une voûte toute entière en béton (à laquelle je suis d'ailleurs opposé ici) serait moins dangereuse.

Depuis quelques années, on en a construit d'importantes en Allemagne\*\*\* mais à triple articulation à la clef

(\*) Annales d'Octobre 1885 - Pont de Sambuco - p. 655.

(\*\*) M. J. Kédal - Ponts en maçonnerie - Tome I - p. 60.

***							
	Ouverture	Montée	Épaisseur à la clef	Temps fixé par le bureau en jours	Tassement en % au décaissement	Total	
	A	f	e				
1895	Pont sur le Danube, près de Munderkingen (a)	50"	5"	1"	28 <sup>1/2</sup>	75%	147%
1895	Pont sur le Danube, près d'Engelhofen (b)	48"	4"38	0"70	35	75%	34%
1896	Pont sur la Elzack, à Innau (c)	30"	3"	0"45		15%	30%

(a) - Betonbrücke über die Donau bei Munderkingen, par M. le Secrétaire-Liebbeand - Février 1894.

(b) - Génie civil - 3 avril 1897.

(c) - Zeitchrift für Bauwesen - 1898 - Heft 4 et 5. Betonbrücke mit Granitgeläufen über die Elzack bei Innau in Hohenzollern, par M. l'ingénieur en Chef Alfred Gaecktz.

est assez important car il se chiffre par une dépense supplémentaire de 100'000 frs.

et aux naissances, ce qui n'a pas été prévu ici et ce que, pour les raisons exposées à la 2<sup>e</sup> partie, je recommande très formellement. Dans toutes les tréteaux constatés en Allemagne, dans les ponts en béton, auraient produit des fissures irréparables.

Nous sommes d'un avis contraire ~~à ce qui est dit~~ d'accord en cela avec la plupart des ingénieurs qui ont fait usage du béton dans des voûtes.

Il est indispensable, pour ces fortes pressions, de contenir toute la voûte en excellentes moellons bien pleins, à lits bien dressés, à joints peu épais\* et à ne faire que des différences de fixation entre les bandeaux, la douille et le quaiage.

## 8. Epaisseur excessive entre la chaussée et l'extrados de la clef.

Le service des eaux de la ville n'enregistrant plus d'aqueduc, celui-ci peut être supprimé.

Pour faire passer dans le trottoir, un aqueduc de 1<sup>m</sup> 80 sous clef à destinée à recevoir l'égout, les conduites d'eau, de gaz et d'électricité, ainsi que les fils télégraphiques et téléphoniques, on a élevé à 2<sup>m</sup> 11 au-dessus de la clef de la grande voûte, l'axe de la chaussée.

On allonge ainsi l'aspect de l'ouvrage qui doit paraître très léger et on augmente inutilement d'environ 5<sup>k</sup> la pression moyenne, soit la moitié environ de celle due à la voûte seule.

Dans les ponts de Sars, on s'est contenté, pour l'aqueduc, d'une hauteur de 0<sup>m</sup> 60 à 0<sup>m</sup> 70 et on échancre, au besoin, la voûte à la clef sur la petite largeur nécessaire.

Si un ne suffit pas, on en met un dans chaque trottoir.

J'ai indiqué dans mon projet une autre solution.

(\*) D'après les expériences de M. Conday, le mortier en joints résiste beaucoup mieux que sous forme de blocs isolés. De bons matériaux calcaires à joints minces ne s'écrasent qu'à 200<sup>k</sup>, 350<sup>k</sup> par 0, 71<sup>2</sup>. (Annales 1885 - 2<sup>e</sup> Semestre - p. 582.)

### 9. La grande voûte est trop épaisse aux reins.

Cette épaisseur était prévue primitivement à 2<sup>m</sup>.50, l'effet a été si mauvais que nous avons porté d'abord à 3<sup>m</sup>.00, puis à 3<sup>m</sup>.60. Avec des épaisseurs moindres, la voûte devient d'un aspect très-peu satisfaisant.

### 10. Réduire le fuit transversal de 0<sup>m</sup>.06 à 0<sup>m</sup>.025.

La proximité des murs d'encorbe avec leurs fuits de 0<sup>m</sup>.20 nous aurait déterminé à adopter le fuit de 0<sup>m</sup>.06.

Si nous n'avions pas reculé devant la dépense, nous aurions donné aux culées le même fuit qu'aux murs de la farlèrerie.

### 11. Retombée des piles

La grande voûte a :

à la clef \_\_\_\_\_  $e = 1^m.50$

à 60° de la clef \_\_\_\_\_  $e' = 3^m.60$

$e'$  est exagéré.

Sans tenir compte des fuits transversaux, avec  $e' = 2e = 3^m.$ , formule usuelle des pleins cintres, on a déjà dans les voûtes élégées, une pression moindre aux joints de rupture qu'à la clef\*.

Les épaisseurs exagérées, aussi bien à la clef qu'aux naissances, diminuent peu les efforts par  $o, \sigma^2$  dans la voûte et augmentent la dépense de l'ouvrage et le travail des culées.

Le fuit de 0<sup>m</sup>.06 donné aux tympans, augmente la pression à la clef - c'est-à-dire là où elle est la plus forte - et la largeur transversale des fondations.

D'après l'épave de M. Kodange, on aurait, en tenant compte du fuit de 0<sup>m</sup>.06,

à la clef \_\_\_\_\_  $\left\{ \begin{array}{l} 48^k \text{ au lieu de } 46^k \\ \text{au joint de rupture } \left\{ \begin{array}{l} 31^k \text{ — id — } 35^k \end{array} \right. \end{array} \right.$

Il n'y a de fuit, ni au pont de Choster (60<sup>m</sup>.06), ni à celui de Cabin-John (57<sup>m</sup>.10), ni à celui de Dallochmyle (55<sup>m</sup>.17).

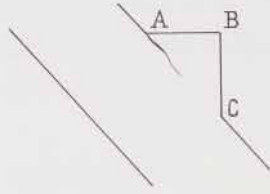
Dans mon projet, je l'ai réduit à 0<sup>m</sup>.025.

Il est tout à fait dangereux de les appuyer

\* Ecuzette - Devoijez - Tome I - p. 462.

**Des voûtes de 5<sup>m</sup> sur les reins de la grande voûte.**

L'ogive forme monolithique avec la voûte et ne peut donner lieu à fissures qui si le béton est de mauvaise qualité en raison pour l'aspect et pour la sécurité. Le chargement est entièrement complet, ils présentent tous huit, en mort-bas le même inconvénient.



sur de simples ogives de béton ABC: rien ne garantit contre une fissure suivant AC. Les dernières (les plus hautes), retombent à angle trop aigu

**12. Pilastras de la culée de la grande voûte.**

Question d'appréciation; Les piles fines ayant toute la largeur des piles arcuèrent les voûtes voisines, au moins en partie, ce qui est un inconvénient aussi. -

Elles sont maigres. Je conseille, comme je l'ai indiqué dans mon projet, de supprimer les deux angles rentrants et de donner aux pilastras toute la largeur entre les voûtes de 5<sup>m</sup> et de 10<sup>m</sup>.

**13. Évidez le parapet au-dessus de la grande voûte.**

de tympan plein au-dessus des petites voûtes qui nous était imposé par l'agencement sous la chaussée apparaît aussi un parapet plein. Un parapet évidé à cette hauteur présentera, en cas de pluie chassée par les vents dominants de l'Ouest, de très grands désagréments pour les piétons. -

Il ne faut pas charger d'un parapet plein les arches légères qui contentent sur la grande voûte. L'évidez.

**14. Épaisseur insuffisante aux naissances des viaducs de 10<sup>m</sup> (côté Luxembourg, face aval.)**

L'épaisseur des piles est celle des piles de la "passerelle" qui se sont parfaitement comparées.

À cause de la courbe de 160<sup>m</sup> de rayon, on l'a réduite à 1<sup>m</sup>10. C'est insuffisant. On prend en général  $E = 0,20 A$ , dans des cas au-dessous de  $0,16 A$  - doit ici 1<sup>m</sup>60.

**15.**  
Supprimez la dernière  
voûte de 10<sup>m</sup> du côté  
de la Ville.

"

En raison de la consbe. elle sera à peu près  
aveuglée à l'amont. — La supprimer.

**16.**  
**Chaux.**

Si il n'y a pas d'essais de laboratoire  
fait, nous avons par contre l'expérience  
de tous les grands travaux exécutés  
exclusivement à l'aide de la chaux de  
dans notre pays. La chaux de Teil ne  
dait pas être meilleure et coûte trois  
fois plus cher.

On prévoit exclusivement l'emploi de la chaux  
de Steaden : mais il n'y a pas encore d'essais faits.

Il s'agit d'un ouvrage tout à fait exceptionnel ;  
il n'y faut employer que des matériaux dont la  
résistance et la consistance sont constatées par une  
longue expérience.

Je conseille donc très vivement la chaux de Teil

(Marque Savin de Lafarge, ficelle blanche.)

Elle coûterait, en gare de Luxembourg, par wagon  
de 10<sup>T</sup> (via Dijon - Sagny-sur-Moselle) 35<sup>f</sup> la tonne.

**17.**  
**Ciment.**

Le ciment est plus cher que la chaux.

Encore plus que pour la chaux, il faut ici,  
un produit hors ligne. C'est le ciment seul qui tiendra  
la grande voûte.

Dans l'état estimatif, le Portland est compté, à  
pied d'œuvre, 60<sup>f</sup>.

Je conseille le ciment Demarle de Lonquety de  
Boulogne — employé en particulier au pont Alexandre III,  
sur la Seine — il coûterait, en gare de Luxembourg,  
52<sup>f</sup> 50<sup>(\*)</sup> la tonne.

(\*) Le Vicat n° 1 — 53<sup>f</sup>, le ciment de grappier de Teil 56<sup>f</sup>.



## 18. Dispositif en vue des effets de la dilatation.

Qu'il s'agit des plaques en plomb,  
il faudrait un dispositif élastique,  
mais l'avant cherché, mais en  
vain.

La clef de la voûte de 5<sup>m</sup>. voisine du pilastre, s'appuie  
sur les deux autres clefs, à l'aide de plaques de plomb de  
0<sup>m</sup>.30 de hauteur, 0<sup>m</sup>.02 d'épaisseur.

Cette disposition ne paraît pas répondre à son  
objet.

En effet, les fissures qui, dans les tympans ou les  
voûtes d'élévation de tous les grands puits,\* se  
montrent en hiver par suite du tassement de la clef,  
ne se produisent pas par abaissement vertical; les  
lèvres, au lieu de glisser l'une contre l'autre, s'écartent  
l'une de l'autre.

Il faut que, malgré l'écartement des deux  
faces du joint ouvert, les pressions de la voûte conti-  
nuent à se transmettre.

Le plomb prévu ne remplit pas cet office.

## 19. Observations diverses sur le projet de l'ouvrage.

a — Elle n'est pas faite d'angles rentrants dans la  
surface des fondations des enlées de la grande  
voûte; il y aurait tendance à fissurer partant  
du sommet de l'angle.

b — Supprimer le remplissage en pierres sèches  
autour des maoids de fondation; ils attirent  
une eau qui ne sera pas évacuée. Quand on ne  
pourra pas maçonner à pleine souille, boucher avec  
de la terre pilonnée.

c — Ne pas se préoccuper des cannelures sous

(\*) La Pl. M des Annales d'Avril 1892 donne les tracés de quelques fissures.

l'aspect de l'ouvrage: les disposer simplement à la demande de l'éclairage sur les bordures du trottoir.

d - Dans les enlées extrêmes des viaducs de 10<sup>m</sup>, évitez à l'intérieur les angles rentrants et opposez aux toits des massifs fermés.

e - Supprimez les chaînes d'angles des enlées extrêmes, faites leurs angles sans saillie, avec une simple inclinaison pour dessiner l'arc.

## 20. Cintre.

J'ai demandé qu'on battit un pieu d'essai, pour savoir si on pourra conduire à travers l'alluvion la pointe des sabots jusqu'au roc.

Je réserve jusqu'à l'étude du cintre et du mode d'exécution de la grande voûte qui en dépend.

des tenons et mortaises ont le  $\frac{1}{3}$  de l'épaisseur du bois, rattachés généralement dans la charpente, d'affaiblir les bois aux assemblages.

Dans le projet précédent, les entailles, les tenons et mortaises sont en général trop forts: il est mauvais

Ces câbles sont prévus dans le détail estimatif.

Il conviendra de contreventer le cintre par des câbles métalliques attachés aux berges.

## 21. Pont de service.

On prévoit 3 grandes greses de 3000 K et 20<sup>m</sup>80 de portée, roulant sur un pont de service constitué

par 2 passerelles à 2 palées distantes de 1<sup>m</sup>50.

Ce sera un service très lent et coûteux.

Ces grues ne sont pas maniables. On ne réussira jamais à faire avancer également les 2 côtés ; elles lâcheront.

Les palées de roulement ne sont pas contreventées

Cet assemblage est le résultat d'une et lente fermeté intérieures reposent sur la pointe d'un triangle : c'est tout à fait défectueux.

faute de dessin et n'aurait pas été exécuté. -

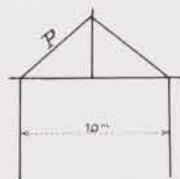
Ce grand pont de service est inutile pour les viaducs d'accès et les pilastres qu'on peut très simplement exécuter comme d'habitude :

Les échafaudages démontés

si-contre sont employés couramment sur les chantiers publics pour la construction des ouvrages à faibles ouvertures, ils ne peuvent pas servir pour l'exécution de la grande route.

Les matériaux arrivant par en haut et des à voie de 0<sup>m</sup>50 ; des grues descendent sur ces plans les wagonnets qui, par de petites plaques tournantes, sont dirigés le long des piles. On exécute ainsi les fondations et l'élevation jusqu'à 1<sup>m</sup>50 au-dessus du terrain naturel.

On continue les maçonneries jusqu'au-dessus



du niveau des maçonneries à l'aide de petites passerelles volantes P appuyées sur les maçonneries ou mieux sur des palées légères.

On monte les cintres - et sur eux on établit, en se servant des passerelles P, un pont de service à 2 voies de 0<sup>m</sup>50 sur lequel roulent des grues de 1200 à 1500 K<sup>(\*)</sup>.

Une pareille installation d'évaluerait « grosso modo » comme d'habitude :

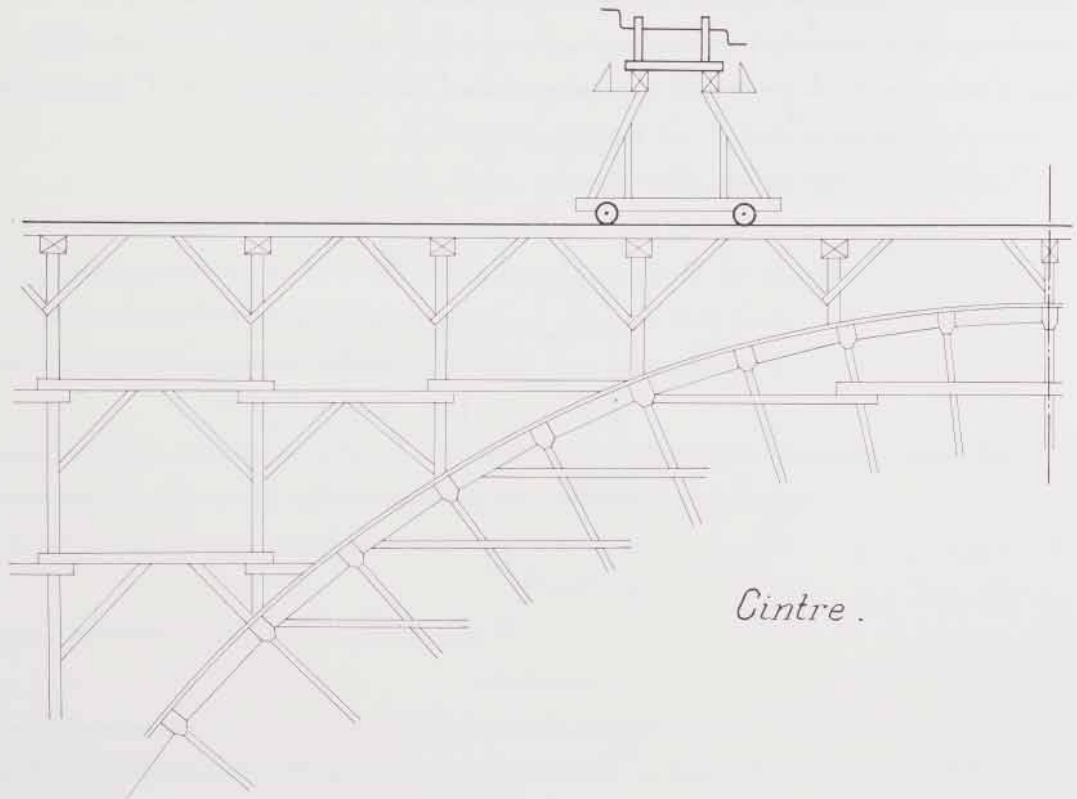
(\*) Une de ces grues peut desservir 10 maçons, soit 25<sup>m</sup> à 30<sup>m</sup> par jour.

Plan incliné	}	2 voies à 10 <sup>f</sup> sur 70 <sup>m</sup> _____	700 <sup>f</sup>
		Appareil au plan _____	1500
		2 grues _____	300
			2500 <sup>f</sup>
		4 passerelles "lunies" _____	1600
		Echafaudages divers _____	2000
		Une grue _____	1500
			7600 <sup>f</sup>
		et pour les 2 voies _____	15200

Soit à compter, avec une perte largement évaluée à 50% — 7500<sup>f</sup>

de surcoût de notre pont de service est la largeur exagérée de la grue, de fait qui disparaît avec le système de voûtes jumelles de cintre, comme l'indique le croquis ci-dessous.

Sur la grande voûte, on vient de voir qu'il n'est pas pratique de manoeuvrer des grues de 20<sup>m</sup> d'écartement. On pourrait réduire le pont à des palées partant sur le



faible tension chacune. Aussi est-il probable que c'est notre système que l'entrepreneur mettra en œuvre. Nous lui permettons cependant d'employer tout autre système, tel que la traction au treuil par câbles, etc. à la condition qu'il soit indépendant du centre.

La voûte serait servie par les 2 grues qui auraient fait les abords.

Ce pont coûterait environ 8000 \$.

C'est le système le moins coûteux et les entrepreneurs l'emploient très volontiers. Mais il a le très grave défaut d'ébranler les maçonneries, ce qui est particulièrement fâcheux pour des maçonneries à ciment et il faut l'écarter ici comme le précédent.

## 22.

### Ne pas faire la grande voûte en régie.

D'accord, à la condition que l'adjudication soit restreinte et qu'on ne s'adresse qu'à des entrepreneurs expérimentés de personnes. Seul est fait recommandable.

Je concède fort de ne pas faire en régie la grande voûte. Les ingénieurs ont assez à faire de surveiller, et l'entrepreneur ne les gênera en rien, si le cahier des charges est bien fait.

Il trouvera plus facilement les ouvriers : il en verra plus. C'est lui qui sera responsable, s'il y a des

Les ingénieurs n'ont rien à acheter de matériel, à l'employer, à le revendre. Un entrepreneur a le sien ou s'il l'achète, l'amortira sur d'autres travaux.

Mais je n'ai pas d'objection contre l'achat direct de la pierre et surtout de la chaux et du ciment.

## 23.

### Cahiers des charges.

"

Dans mon projet, j'ai indiqué les principales prescriptions à imposer aux matériaux.

Je ne présente donc pas ici d'observations de détail sur les cahiers des charges.

**24.**  
**Détail estimatif.**  
**Somme à valoir**  
**insuffisante.**

Plus la somme à valoir est importante, moins on sera gêné dans l'entretien.

Nos prix d'unité sont très élevés, si on les réduit au strict nécessaire, la somme à valoir peut être majorée dans les proportions ci-contre, sans augmentation de la dépense totale.

**25.**  
**Remise des pièces**  
**communiquées.**

"

Dans une dépense totale de 800 000 <sup>f</sup>, on n'a compté que 25000 <sup>f</sup> + 14000 <sup>f</sup> = 39 000 <sup>f</sup> de somme à valoir : ce n'est pas assez.

Il y aura beaucoup d'imprévus dans le battage des pierres au ciment, dans leur attachage, dans les rigoles, etc...

Comptez, comme on le fait toujours, 10% au moins, soit 40 000 <sup>f</sup> à 50 000 <sup>f</sup> de plus.

Je joins à cette première partie le dossier du projet du 1<sup>er</sup> Mai 1898, savoir :

I - Rapport de l'Ingénieur en Chef.

II - Dessins  $\left\{ \begin{array}{l} 1 - \text{Plan de situation.} \\ 2 - \text{Élévation et coupes.} \\ 3 - \text{Cintres et Sonts de service.} \\ 4 - \text{Détails.} \end{array} \right.$

III - Cahiers des charges des 7 lots et Détail estimatif.

IV - Epure de stabilité.

V - Calcul des cintres.

**26.**  
**2<sup>e</sup> Partie de l'Etude.**  
**Mon projet.**

"

J'ai dressé un contre-projet qui sera bientôt communiqué à M<sup>r</sup> le Directeur Général des Travaux Publics du Luxembourg.

Ce sera la 2<sup>e</sup> partie de cette étude.

J'ai présenté très franchement toutes les  
critiques auxquelles le projet présenté m'a paru donner  
lieu :

Il est à peine besoin de dire qu'elles ne déprécient  
nullement le très hardi projet de M<sup>r</sup> l'ingénieur en Chef  
Kodange : je m'associe pleinement aux éloges que  
mérite sa très rationnelle proposition de franchir la  
vallée de la Sèdre par une voûte dont la portée  
dépasse tout ce qui a été fait jusqu'ici.

Dijon, le 17 Décembre 1898.

Lejourneux



Fig. 7: Pont sur l'Hudson (1890). Portée 700 m.

voûte large unique par deux voûtes étroites parallèles séparées. L'idée n'était pas nouvelle, car depuis l'antiquité on réalisait des arcs parallèles supportant des dalles et à l'époque tous les ponts métalliques étaient construits en pans sur lesquels on posait ou on accrochait le tablier. L'artifice de la voûte en deux anneaux permit à Séjourné de réduire le cube des maçonneries et surtout faire une économie notable sur le cintre et d'aligner le coût de son ouvrage sur celui du projet d'Albert Rodange qui avait réussi à diminuer le cube des maçonneries encore davantage en remplaçant les pierres à l'intérieur de la voûte par le béton de ciment meilleur marché.

On peut conclure que le pont Adolphe figure dans l'histoire des constructions appelées à disparaître définitivement une décennie plus tard.

La voûte de 100 m en maçonnerie ne sera plus jamais faite.

#### La grande voûte du projet Rodange

Pour pouvoir situer la structure de l'arc que Rodange avait conçu en béton non armé inséré entre deux rouleaux protecteurs de pierres, il faut savoir ce qu'il en était à l'époque des structures en béton. En 1890 le béton de ciment n'était plus un matériau tout à fait nouveau. Les possibilités de portance qu'offrit le béton surtout sous sa forme armée fascinèrent bien vite ingénieurs et architectes. Les premiers ponts en béton datent de 1895.

Quelques chercheurs expérimentèrent dès le début avec le béton armé. Ainsi François Hennebique construisit entre 1898 et 1899 un pont à arches de 50 m d'ouvertures à Chatellerault. Ce fut le premier grand pont en béton armé. En 1901 Robert Maillart réalisera en Suisse une voûte à trois articulations en béton armé.

Logiquement la forme des premiers ponts en béton est encore celle des ouvrages en pierres, c'est-



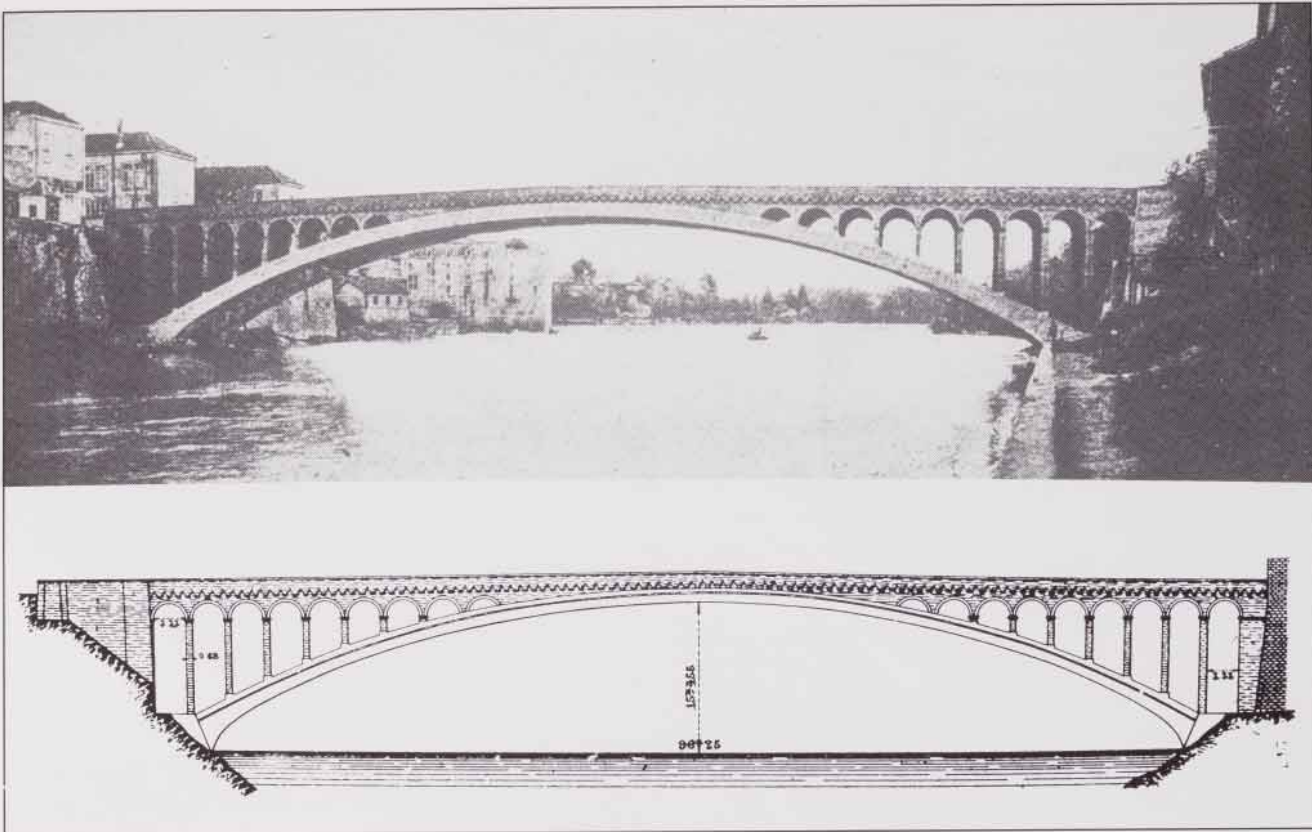


Fig. 8: Projet d'Eugène Freyssinet. Portée 96 m.

à-dire une structure avec un ou plusieurs grands arcs surmontés d'un tablier. En conséquence les voûtes de ces ponts en béton travaillaient toujours encore en compression. Ce fait a poussé quelques constructeurs à préconiser le béton sous sa forme non armée comme matériau de construction des arches.

Ainsi p. ex. E. Coignet a construit en 1895 en France un pont à arches surbaissées en béton agglomérées de 54 m d'ouverture chacune. Un grand nombre d'ouvrages semblables furent érigés entre 1890 et 1900 en Allemagne et aux Etats-Unies. La série s'acheva avec la réalisation du pont de Ville-neuve sur le Lot dont la voûte en deux anneaux avait une portée de 96,0 m. Cet ouvrage était conçu par Eugène Freyssinet et fut construit en 1914 et 1916 (Fig. 8).

L'étude du décintrement a poussé Freyssinet à développer par la suite la technique du béton précontraint.

A partir de 1930 ce fut l'union entre les deux tendances. Les progrès réalisés dans l'emploi du béton armé et du béton précontraint allaient de pair et se complétaient mutuellement.

Le projet d'Albert Rodange préconisait l'emploi du béton de ciment non armé pour la construction de la grande voûte. Il se rangeait donc dans la lignée Coignet-Freyssinet. Or en 1893 lorsqu'il a débuté avec son projet, il n'y avait pas encore de ponts réalisés en béton, du moins pas d'ouvrage à grande portée. On a vu que d'autres ingénieurs en Europe et aux Etats-Unies étaient en train de concevoir sur papier des arches en béton. Beaucoup de ces ouvrages qui

avaient pour la plupart des portées variant entre 30 et 60 m seront réalisés dès 1895, mais la voûte en béton de 80 m d'Albert Rodange restera dans les tiroirs d'une administration.

Rodange n'occupera donc pas sa place méritée de pionnier à côté des pontifes Coignet, Hennebique,

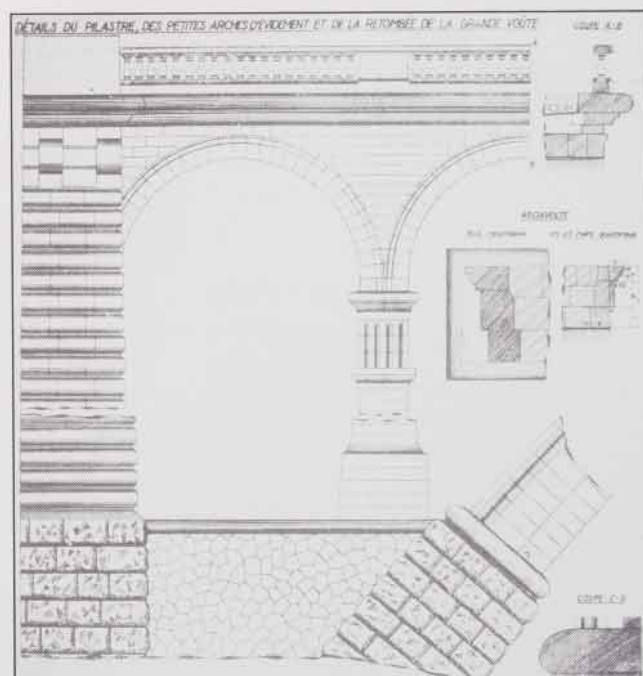


Fig. 9: Les appareillages néo-florentins du pont Adolphe.



Fig. 10: Le pont Adolphe (détail).

Freyssinet pour ne parler que ceux de l'école française dont il est issu.

En résumé on peut dire qu'entre 1899 et 1903, le Luxembourg s'est fait construire par Séjourné un des derniers «vieux ponts» et a raté l'occasion de s'offrir un des premiers «ponts neufs» de la technique du béton en n'écoutant pas son ingénieur A. Rodange.

#### Comparaison par l'esthétique des deux projets

Quelques lecteurs pourraient être tentés de croire qu'avec toutes ces considérations sur le béton, l'ouvrage de Rodange n'aurait jamais pu rivaliser en beauté avec celui de Séjourné. Il n'en est rien du tout puisque Rodange avait entouré de pierres de taille du pays le noyau en béton de la grande voûte.

Son premier rouleau de pierre jouait le même rôle esthétique et fonctionnel que celui dans l'arche de Séjourné.

Pour le commun des touristes il n'y aurait eu aucune différence dans l'esthétique entre les quatre projets Worré, Ferron, Rodange et Séjourné puisque les quatre auteurs avaient opté pour la même partie la

grande voûte de 80 m en pierres du grès de Luxembourg.

Quelles peuvent donc être les considérations esthétiques qui ont tellement plus pesé sur la décision du Gouvernement que les raisonnements concernant la résistance?

On pourrait être tenté de croire que c'est parce que le projet de Séjourné prévoyait un façonnage artistique, inhabitué de la pierre luxembourgeoise. Des colonnettes aux embases et chapiteaux taillés, des écussons aux armoiries luxembourgeoises, des balustres en grand nombre furent préconisés par Séjourné à des endroits où Rodange n'avait dessiné que de sobres tympan ajourés. Dans le projet de Rodange les parapets étaient en pierres de taille appareillées simplement à la façon des murs de la forteresse.

Les ornements que Séjourné a ajoutés à son ouvrage n'ont évidemment rien à voir avec la science de l'ingénieur. C'est du décor pur et simple qui était d'ailleurs très à la mode à l'époque. On n'a qu'à se rappeler en mémoire les guirlandes et tourelles garnissant le pont Alexandre III à Paris construit à la même époque.

Il serait dommage si cet apanage néo-florentin des appareillages des maçonneries du projet français avait finalement eu raison du projet plus simple, mais plus vrai de Rodange.

Quiconque veut se faire une idée de la présence de l'art dans l'oeuvre d'Albert Rodange est invité de contempler les parapets de la promenade de la corniche puis de descendre par la rue large jusqu'au Grund pour admirer l'usage qu'il a fait de la pierre au pont sur l'Alzette. Ce sont les ouvrages sobres de Rodange qui ont vraiment sacrifié au «genius loci» d'une ville marquée par les ouvrages du génie militaire.

### Le dernier acte d'Albert Rodange

Dans une lettre adressée au Ministre des Travaux Publics en date du 29 juin 1899, Albert Rodange se prononça à son tour sur le projet de Paul Séjourné. La lettre n'a pas été expédiée. Ce n'est que 27 ans plus tard, le 24 mars 1926, la veille de son départ en retraite, que Rodange a signée la lettre. Albert Rodange est mort l'année suivante, le 22 octobre 1927.

La remarque qu'il a ajoutée à la fin de la lettre précitée laisse deviner l'amertume qu'il a connue dans le contexte du projet pour le pont Adolphe. La lettre est reproduite en fac-similé ci-après.

Les cinq observations qu'il a faites au sujet du projet de Séjourné n'appellent pas de longs commentaires. Toutes me semblent fondées.

La figure no 10 illustre sa remarque sub 1.

Les figures no 7 et no 9 éclairent son avis sub 3.

La figure no 9 déjà commentée dans le même ordre d'idées ci-dessus rend compréhensible son opinion au sujet des ornements de sa prise de position sub 4.

Quant aux candélabres (observation no 5), ils ont bien été déplacés plus tard sur les parapets comme Rodange l'avait conseillé.

En ce qui concerne la critique sub 2 où Rodange émet des doutes sur la dalle du tablier, on ne peut que renvoyer à un article publié au Paul Würth dans la Luxemburger Zeitung, le 19 février 1936, donc neuf ans après la mort de Rodange. Dans cet article intitulé:

Nochmals die Adolphbrücke.  
Eine Wiedergutmachung,

Paul Würth a mis le doigt sur les imperfections concernant la conception de la dalle du tablier dans le projet Séjourné. La dalle a d'ailleurs été remplacée en 1960.

Dans le même article Paul Würth réhabilita le projet de son ami Rodange. Il s'exprima en ces termes: «Ich bin der Meinung, daß man den Namen unseres Landmannes, Albert Rodange, als wirklichen Vater der damals sehr gewagten Idee, zum mindestens bei jeder vorkommenden Gelegenheit erwähnen sollte . . . Ich finde, daß man nachträglich sein Andenken ehren sollte . . .»



Fig. 11: Pont du Grund (1915)

GRAND - PONT sur la PETRUSSE  
à LUXEMBOURG.

Projet de M. SEJOURNE, Ingénieur en chef des Ponts et Chaussées,  
à Dijon.  
(29 Juin 1899).

-----

Dans un rapport que le Directeur général des Travaux publics m'avait demandé, j'ai fait sur le projet de Mr. Sejourne les observations suivantes:

1° - La grande voûte devrait être construite entièrement en maçonnerie de façon à présenter une douelle pleine et unie sur toute sa largeur; elle ne devrait pas être divisée en trois parties distinctes: deux arches jumelles reliées entre elle par une dalle en béton armé. Il est à craindre que ce dispositif hétéroclite ferait perdre à l'ouvrage beaucoup de son caractère monumental; car la dalle vue d'en dessous, aurait l'aspect d'un plancher et les vides dans la voûte et les piles des tympans jetteraient la confusion dans l'esprit de l'observateur <sup>place</sup> en face de l'ouvrage.

2° - La partie médiane du pont deviendrait ainsi la partie de moindre résistance, la partie la plus faible. Elle devrait cependant être la plus robuste des trois parce qu'elle est destinée à porter la voie charretière et par conséquent les charges les plus fortes. Il serait difficile de justifier cette diminution de l'ouvrage par des raisons d'économie qui ne doivent être <sup>prises en</sup> considération qu'en seconde ligne.

3° - A mon avis personnel, la grande voûte devrait sortir du rocher, rive droite, et rentrer dans le rocher, rive gauche, sans socles aux deux bases ni cartouche au sommet. Ces motifs d'architecture la diviseraient en quatre morceaux et lui enlèveraient de sa hardiesse. Il serait peu logique de construire avec tant de science et de dépense une voûte de si grande portée pour la présenter ensuite en morceaux aux spectateurs.

4° - A mon sentiment personnel aussi, les piles des arches

d'évidement des tympans devraient être construites sans chapiteaux. Si ce couronnement peut, à la rigueur, se justifier pour les piles qui se trouvent dans le voisinage des piles -culées, il perd tout raison d'être vers le milieu du pont où les chapiteaux reposeraient sans fûts sur l'extrados de la grande voûte.

5° - Les candélabres devraient être placés sur les parapets et non sur les trottoirs où ils gênent la circulation des piétons et réduisent la largeur utile du pont.

-----

Aucune de ces observations n'a été admise par le Gouvernement, ni même discutée, je crois.

A vingt-cinq ans de distance et après expérience, elles me paraissent n'avoir pas beaucoup perdu de leur valeur, tout au moins celles des Nos 1, 2 & 5.

Luxembourg, le 24 Mars 1926.

L'Ingénieur en chef,





# REVUE TECHNIQUE LUXEMBOURGEOISE

Éditée par  
l'Association Lux. des Ingénieurs et Industriels  
Luxembourg - 4 Bd G.-D. Charlotte - Tél. 2 33 39

Publication de  
l'Association Lux. des Ingénieurs et Industriels  
l'Association Lux. des Ingénieurs  
l'Ordre des Architectes Luxembourg, a. s. b. l.

avril - juin 1984

2

## VIADUC SUR LE SERNIGERBAACH

par  
Georges MOLITOR  
ingénieur principal des P. et CH.

Fernand LEY  
ingénieur des P. et CH.

Jules GEISEN  
ingénieur chez P. WURTH S.A.

### Situation

L'Ouvrage appelé «Viaduc sur le SERNIGERBAACH» fait partie de l'autoroute LUXEMBOURG-TREVES et est situé au Nord-Ouest de Wasserbillig entre les P.K. 8,8 et 9,4 (voir la figure 1).

### Système statique

Le pont a une longueur totale de 605 m et se compose de 2 tabliers indépendants. La largeur d'un tablier est de 13 m. Le tracé en plan se compose de deux clothoïdes formant une courbe en S suivi d'un arc de cercle de rayon  $R = 1200$  m. La solution choisie, pont à grandes portées de 8 travées, (60 - 78 - 92 - 92 - 92 - 78 - 67 - 46 m) a permis d'implanter les piles dans des zones telles que l'exploitation de la carrière qui se trouve sous le viaduc n'est en aucun moment gênée par les travaux sur le viaduc (voir figure 2).

### Géologie

Une analyse géologique des terrains qui s'appuie sur les résultats de plusieurs sondages carrottés, implantés non loin des appuis, sert de base pour tous les calculs des fondations. Le type de fondation des différentes

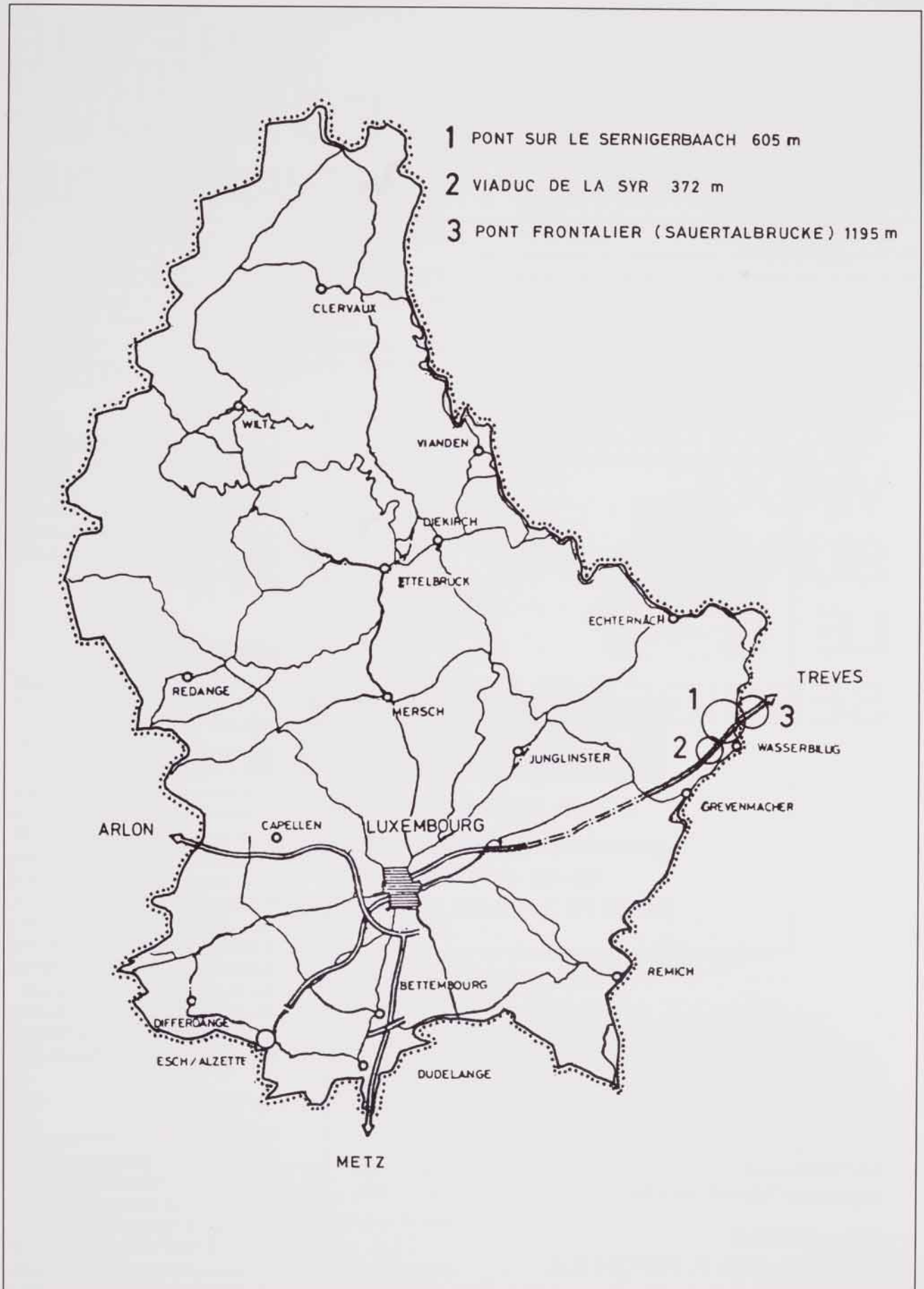
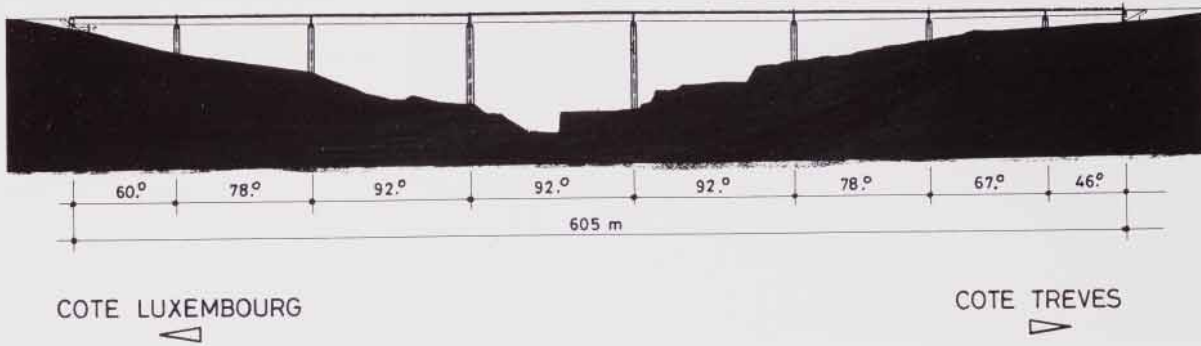


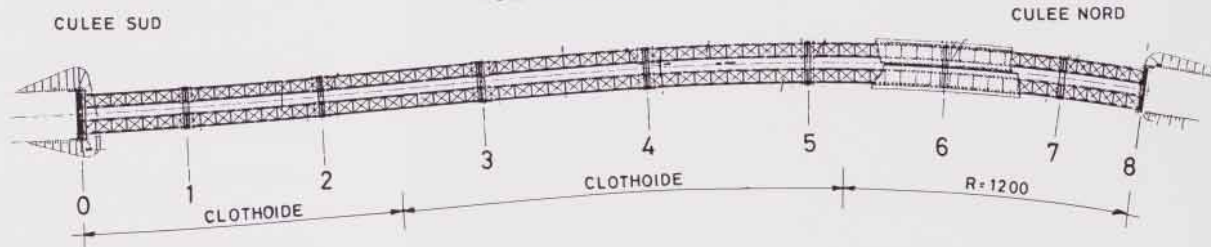
Figure 1



VUE EN ELEVATION



VUE EN PLAN



COUPE TRANSVERSALE

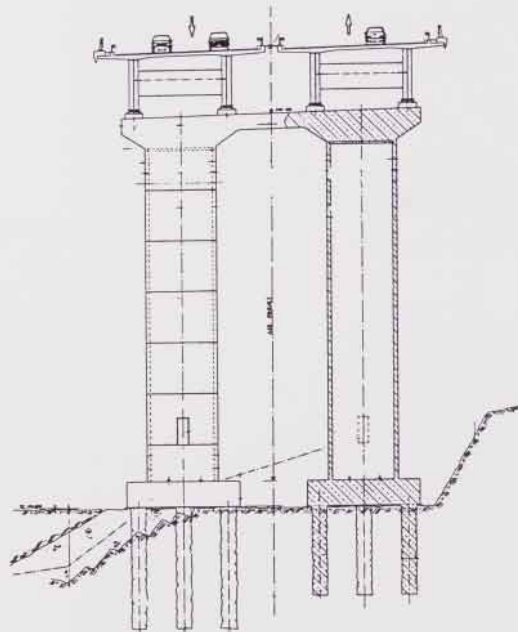


Figure 2

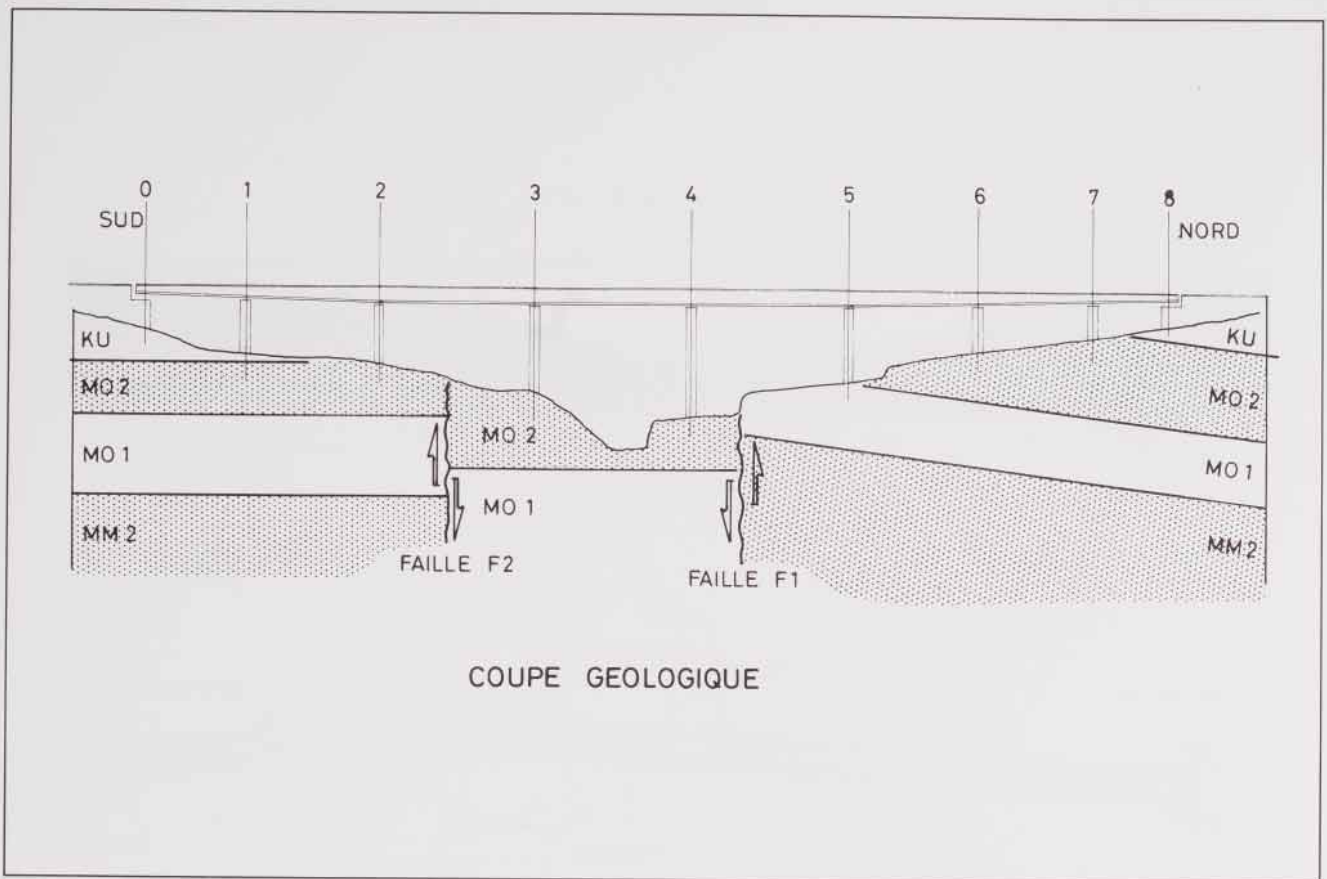


Figure 3

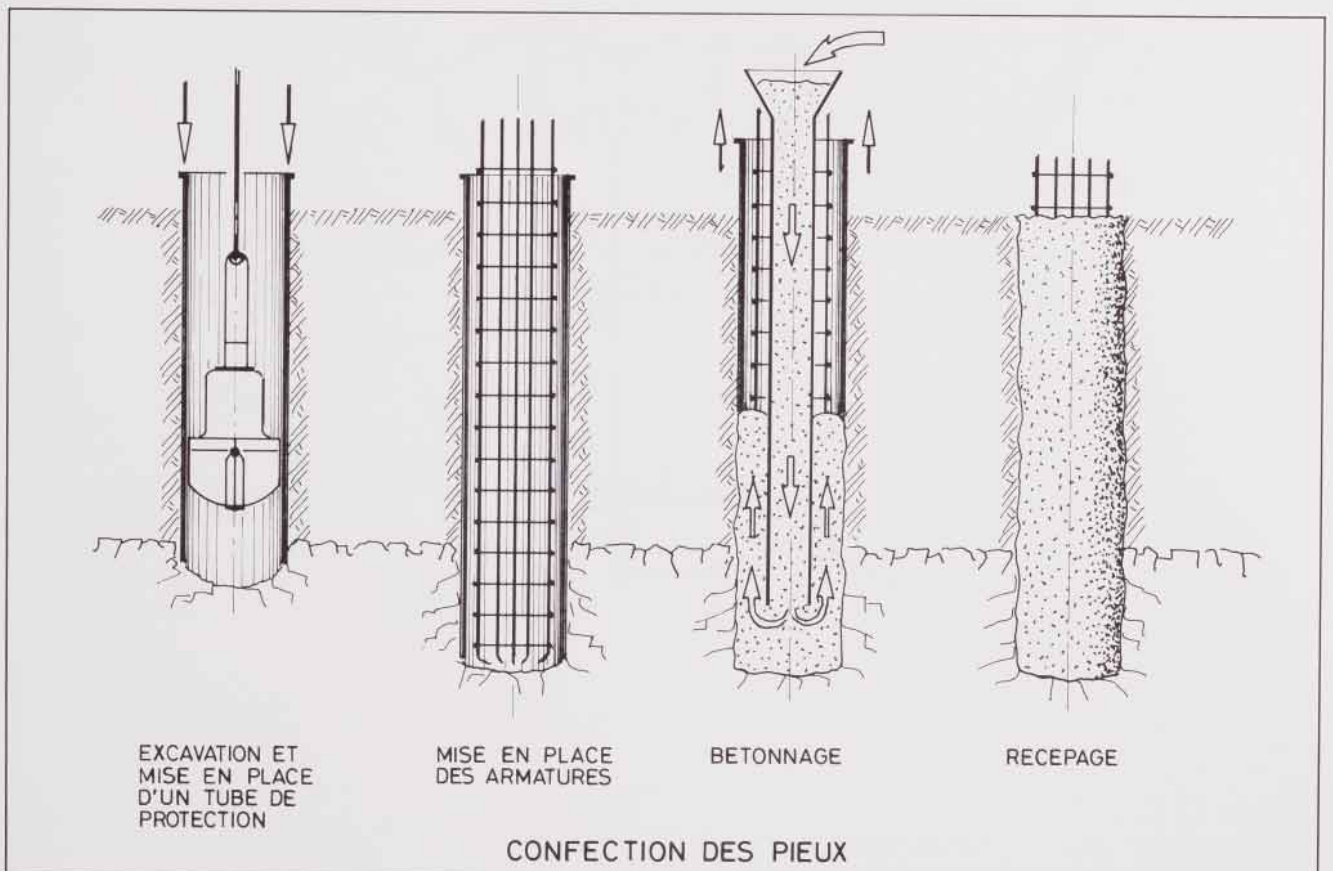


Figure 4

pires a été choisi d'après les résultats de ces sondages géologiques (fondation superficielle ou fondation profonde).

Deux failles recoupent la région du viaduc et la divisent en 3 blocs. Le mouvement relatif des failles a fait descendre le bloc central par rapport aux blocs extrêmes (voir figure 3).

La faille «F1» est la plus importante. Sa position exacte sur le terrain peut être précisée et son rejet est évalué à environ 45 m. A la limite sud de l'exploitation elle change légèrement de direction et devient presque parallèle à l'autoroute.

La faille «F2» est moins importante, mais sa position exacte est difficile à préciser.

Le substratum est constitué de «Keuper» (Ku) et de «Muschelkalk» (mo2 et mo1).

Le «Ku» est formé de marnes bariolées rouges et vertes avec de rares et minces intercalations de dolomie.

Le «mo2» est formé d'alternance de marnes vertes et grises et de dolomies beiges.

Le «mo1» est formé de dolomie massive en bancs épais. Actuellement ce niveau est exploité en carrière souterraine.

### Fondations

L'étude géotechnique a mené aux résultats suivants:

La culée 0, ainsi que les piles 1, 2, 3 et 4 s'appuient sur des fondations profondes, réalisées à l'aide de pieux forés de diamètre = 1,2 mètres. L'atelier de forage est du type BENOTO (voir figure 4).

La culée 8, ainsi que les piles 5, 6 et 7 sont fondés sur



Figure 5



Figure 6



Figure 7



Figure 8



Figure 9

des semelles superficielles reposant pour la plupart sur des terrains rocheux.

La figure 5 montre la fouille de la semelle de fondation «P5».

La qualité de la mise en oeuvre des pieux a été contrôlée par AUSCULTATION. Le principe du mode de contrôle utilisé consiste à mesurer le temps de propagation des ondes ultra-sonores longitudinales entre trois tubes, mis en place préalablement. Pour effectuer les mesures, un émetteur et un récepteur placés vis-à-vis à l'intérieur des tubes de réservation, auscultent de façon continue toute la hauteur du pieux. Le temps de propagation au sein des pieux d'une onde ultra-sonore est fortement modifié lorsque celle-ci rencontre une anomalie ou malfaçon, comme p. ex. un manque de compacité, des vides, éboulement ou sédimentation au fond du pieu etc. Cette méthode permet donc de suivre les variations de qualité du béton sur toute la hauteur à contrôler et de localiser les défauts.

### Semelles et piles

Les dimensions des semelles superficielles sont calculées en fonction des charges à reprendre et de la nature des terrains rencontrés.

L'épaisseur des semelles est de 2 mètres. La superficie des semelles de la pile 5 est de 70 m<sup>2</sup> (10 x 7 m) tandis que les autres semelles superficielles ont une étendue plus réduite.

La figure 6 montre la semelle superficielle de la pile 6 coffrée et armée.

La dimension des semelles fondées sur pieux est de 8,8 x 8,8 m pour les piles 2, 3, 4 et de 6,8 x 6,8 m pour la pile 1.

Les dimensions transversales des piles sont de 3 x 5,5 m avec une épaisseur de la paroi uniforme de 0,3 m. Les piles sont réalisées à l'aide d'un coffrage grim pant.

Les piles sont réalisées en béton de qualité B35. Le bétonnage des piles se fait à l'aide d'une grue à tour. Le degré d'armature est de 121 kg/m<sup>3</sup>. Le dessus des piles est réalisé par des prédalles qui servent de coffrage perdu. Le cycle pour le coffrage, ferrailage, bétonnage et décoffrage est de 48 heures. Les piles sont reliées en tête par un chevêtre afin de répartir l'effort transversal et de garantir l'effet cadre.

La figure 7 montre le coffrage du chevêtre de la pile 7 et le coffrage grim pant de la pile 6.

Le chevêtre de longueur 23,2 m x 3 m de largeur et d'épaisseur maximum sur pile de 2,4 mètres a un volume de bétonnage de l'ordre de 136 m<sup>3</sup>. Le degré d'armature varie entre 80 kg/m<sup>3</sup> et 126 kg/m<sup>3</sup>.

La figure 8 montre le coffrage du chevêtre de la pile 7.

	WTST 37-3	WTST 52-3	WTSTE 400
% C	≤ 0,13	≤ 0,15	≤ 0,18
% Si	0,1 → 0,4	0,1 → 0,5	0,1 → 0,5
% Mn	0,2 → 0,5	0,9 → 1,3	0,9 → 1,3
% P	≤ 0,045	≤ 0,03	≤ 0,03
% S	≤ 0,035	≤ 0,035	≤ 0,035
% N	≤ 0,012	≤ 0,012	≤ 0,02
% Cr	0,5 → 0,8	0,5 → 0,8	0,5 → 0,8
% Cu	0,3 → 0,5	0,3 → 0,5	0,3 → 0,5
% V		0,02 → 0,10	0,02 → 0,17

COMPOSITION CHIMIQUE DES ACIERS CHOISIS

Figure 10



Figure 11

### Superstructure

La superstructure est du type mixte acier-béton. Elle se compose principalement de deux poutres maîtresses écartées de 7,2 m et supportant une dalle en béton armé (voir les figures 9, 11, 12).

Il s'agit d'une section ouverte. Les poutres maîtresses sont à hauteur variable. Cette dernière a été adaptée aux portées. Elle est de 4 m dans les travées de 92 m et diminue linéairement en direction des deux culées. La hauteur minimum est de 2,8 m côté sud et 2,3 m côté nord.



Figure 12

Les deux poutres maîtresses sont reliées entre elles par des entretoises soudées.

L'acier utilisé de qualité patinable est, du WTST52-3 pour les poutres maîtresses, excepté les zones d'appui où pour limiter la dimension des semelles on a utilisé un acier à haute limite élastique ( $Re = 400 \text{ N/mm}^2$ ). Pour les entretoises on a utilisé du WTST37-3 (voir la figure 10 pour les compositions chimiques).

La structure métallique est entièrement soudée, les soudures d'atelier et de montage font l'objet de contrôles par ultrasons (pour les soudures à pleine pénétration).

La liaison entre l'acier et le béton est réalisé par des goujons à tête.

### Calcul de la structure métallique

En raison de la faible courbure on a déterminé les efforts en considérant un pont droit.

Le dimensionnement des sections a été effectué sur la base de la norme suisse SIA 161 édition 1975, en utilisant la méthode du calcul élastique des efforts et des contraintes. L'utilisation systématique des réserves postcritiques a permis de supprimer le raidissage longitudinal même pour des âmes hautes de 4 m.

### Fabrication de la structure métallique

La fabrication des poutres maîtresses se fait suivant la procédure suivante:

- les sections unitaires constituant la semelle de la poutre sont soudées bout à bout à pleine pénétration
- les semelles des différents tronçons sont oxy-coupées suivant la courbe dans le plan horizontal du pont à réaliser, le même équipement trace sur toute la longueur de semelle la position de l'âme
- fixation des goujons sur les semelles supérieures
- les âmes sont coupées, raboutées si nécessaire et découpées suivant la courbure voulue dans le plan vertical
- application des semelles sur l'âme, épingleage à plat et au plafond, la poutre étant couchée
- soudage en position couchée des 2 cordons d'angle intérieur de la poutre
- habillage du côté intérieur de l'âme avec les raidisseurs
- retournement pour la réalisation des 2 cordons d'angle extérieur de la poutre
- contrôle et expédition sur chantier.



Figure 13



Figure 14

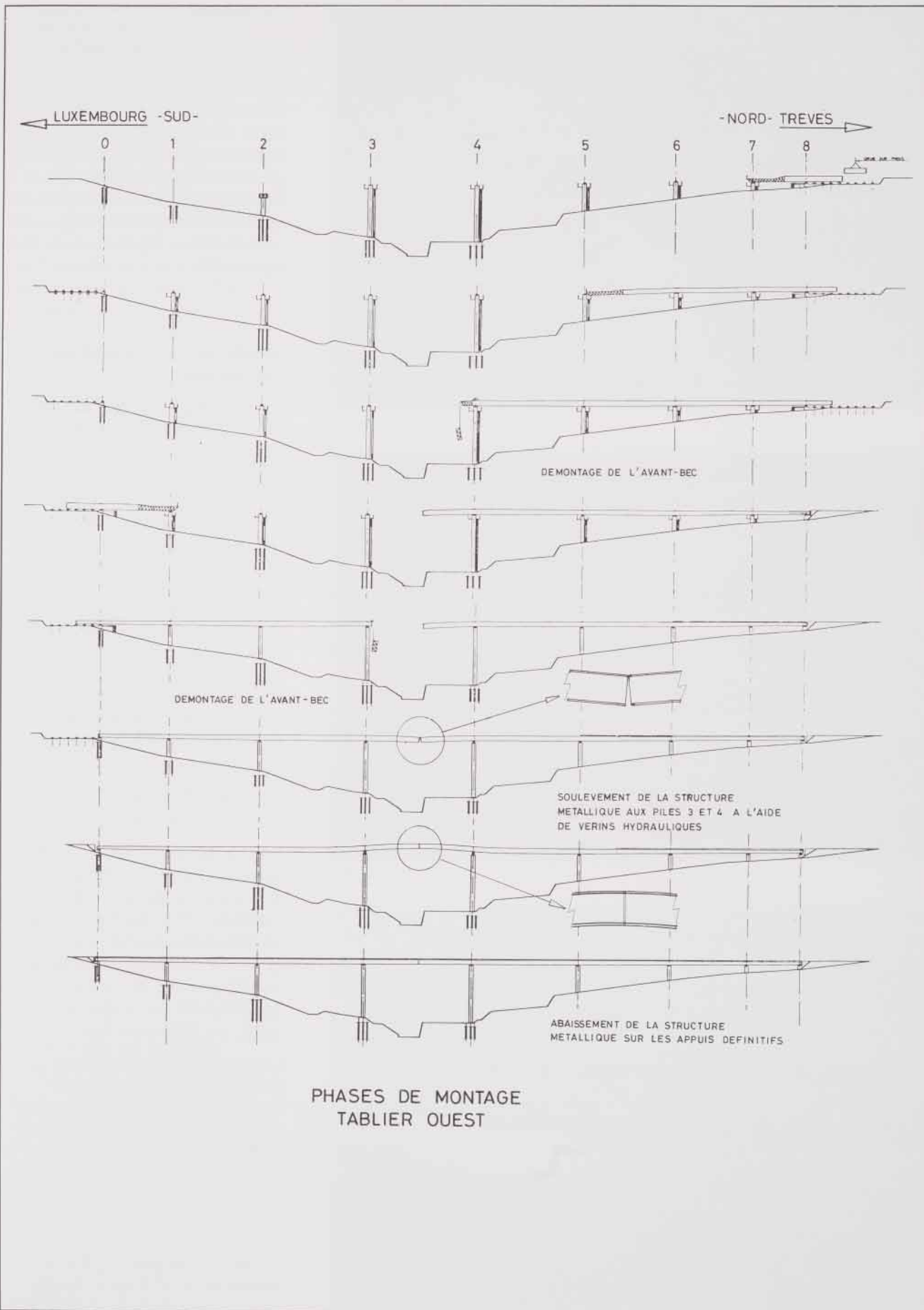


Figure 15



Figure 16



Figure 17



Figure 18

### Transport

Le transport des poutres de l'usine au chantier se fait par camion; le déchargement et la mise en place des poutres sont effectués par des camions grues. La pièce la plus lourde expédiée sur chantier pesait 54 tonnes et avait une longueur de 30 m et une hauteur de 4 m (voir la figure 13).

### Montage de la structure métallique

Le montage est réalisé par lancement. A cause de la géométrie de l'ouvrage, il faut deux aires d'assemblage pour chaque pont, l'une derrière la culée sud, l'autre derrière la culée nord (voir la figure 14). Les tronçons de poutres qui vont de la culée 0 jusqu'au milieu de la travée 4 (entre les piles 3 et 4) sont assemblés derrière la culée sud, les tronçons qui vont de la culée 8 jusqu'au milieu de la travée 4 sont assemblés derrière la culée nord (voir la figure 15).

Le lancement se fait sur des appuis provisoires.

La plaque supérieure de ces appuis est recouverte d'une tôle en acier inoxydable. Des bandes de néoprène armé, recouvertes d'une fine couche de téflon permettent le glissement du pont (coefficient de frottement max. ca 3%) (voir figure 16).

L'avancement progressif de la structure métallique est réalisé à l'aide d'une vis sans fin d'une capacité de 100 t, entraîné par un moteur électrique (voir la figure 17). La partie fixe de la vis est reliée à la culée, la partie mobile est munie d'un bras transversal, télescopique permettant la liaison entre la structure métallique et le point fixe. La vis pousse ou



retient de manière indifférente, ce qui assure une grande sécurité au système.

Un avant-bec d'une longueur de 30 m en construction triangulée permet de diminuer les efforts appliqués à la structure pendant le montage (voir la figure 18). Pour compenser la déformation des poutres au moment de l'arrivée sur une pile, l'avant-bec est muni d'un système de relevage avec vérins hydrauliques. L'avant-bec est démonté après le passage de la dernière pile et réutilisé pour les lancements suivants (voir la figure 15).

Les joints entre les tronçons de poutre et les liaisons entre les entretoises avec les poutres maîtresses sont soudés sur les aires d'assemblage. Le contreventement provisoire est boulonné avec des boulons à haute résistance et est démonté après le bétonnage de la dalle de roulement.

La figure 19 montre le dernier stade de montage avant la jonction des tronçons lancés à partir de la culée Nord avec ceux lancés à partir de la culée Sud.

La figure 20 montre une vue aérienne de la structure métallique du tablier ouest complètement montée (photo date du 12.3.1984).

### Bétonnage de la dalle

La dalle est en béton armé. Après le montage de la structure métallique, on procède au bétonnage de la dalle. Elle est coulée sur place par des étages de 18 m, en partant de la culée 8 (côté Trèves) à raison d'une étape par semaine. Ce travail est réalisé à l'aide d'un chariot de coffrage roulant sur les poutres maîtresses. La figure

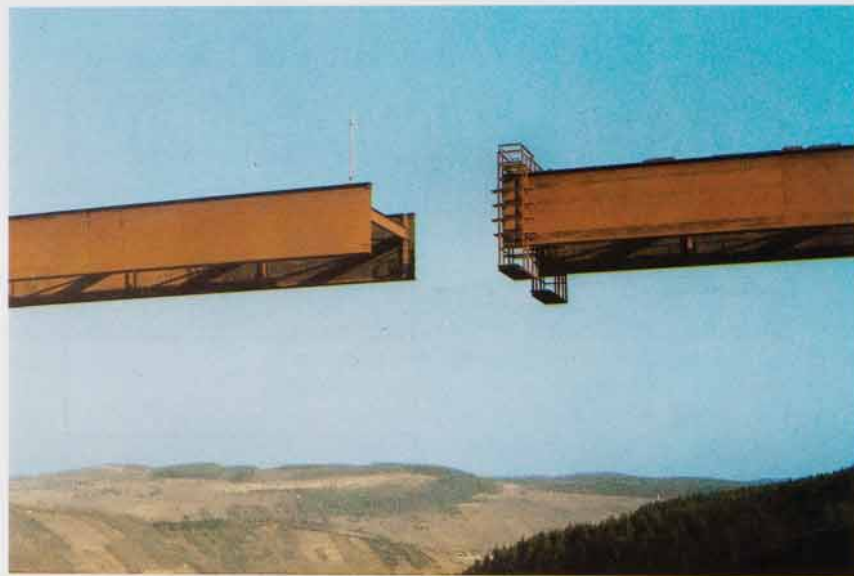


Figure 19



Figure 20

21 montre le principe d'un chariot de bétonnage.

### Appareils d'appui

Les culées 0 et 8 ainsi que les piles 1, 2, 6 et 7 supportent des appuis glissants, tandis que les piles 3, 4 et 5 comportent des appuis fixes (voir la figure 22).

### Quantités de matériaux mis en oeuvre

120 t	d'acier WTST37-3
2600 t	d'acier WTST52-3
300 t	d'acier WTSTE 400
26000	goujons
16000	m <sup>2</sup> de dalle (épaisseur variable) soit
	4500 m <sup>3</sup> de béton armé
3200	m <sup>3</sup> de béton pour les culées, les piles et les chevêtres
2250	m <sup>3</sup> de béton dans les semelles de fondation et pieux forés
1500	t armatures passives à haute résistance

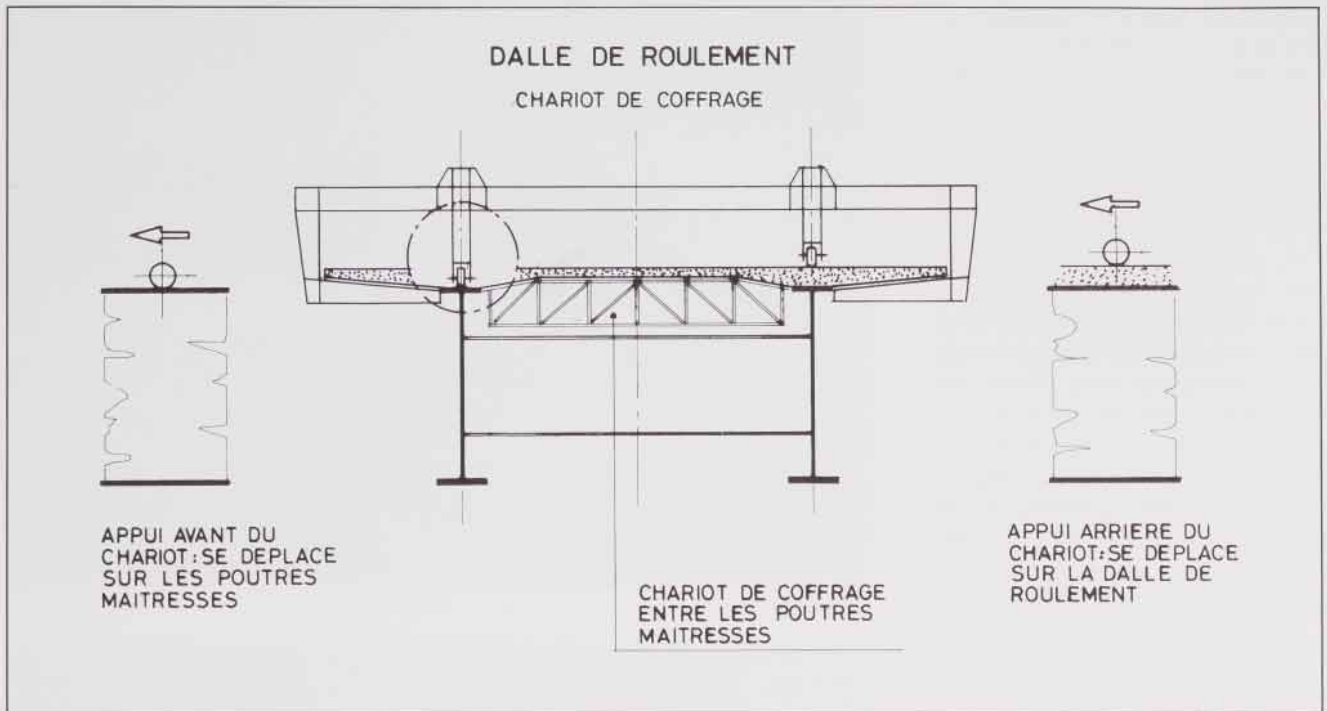


Figure 21

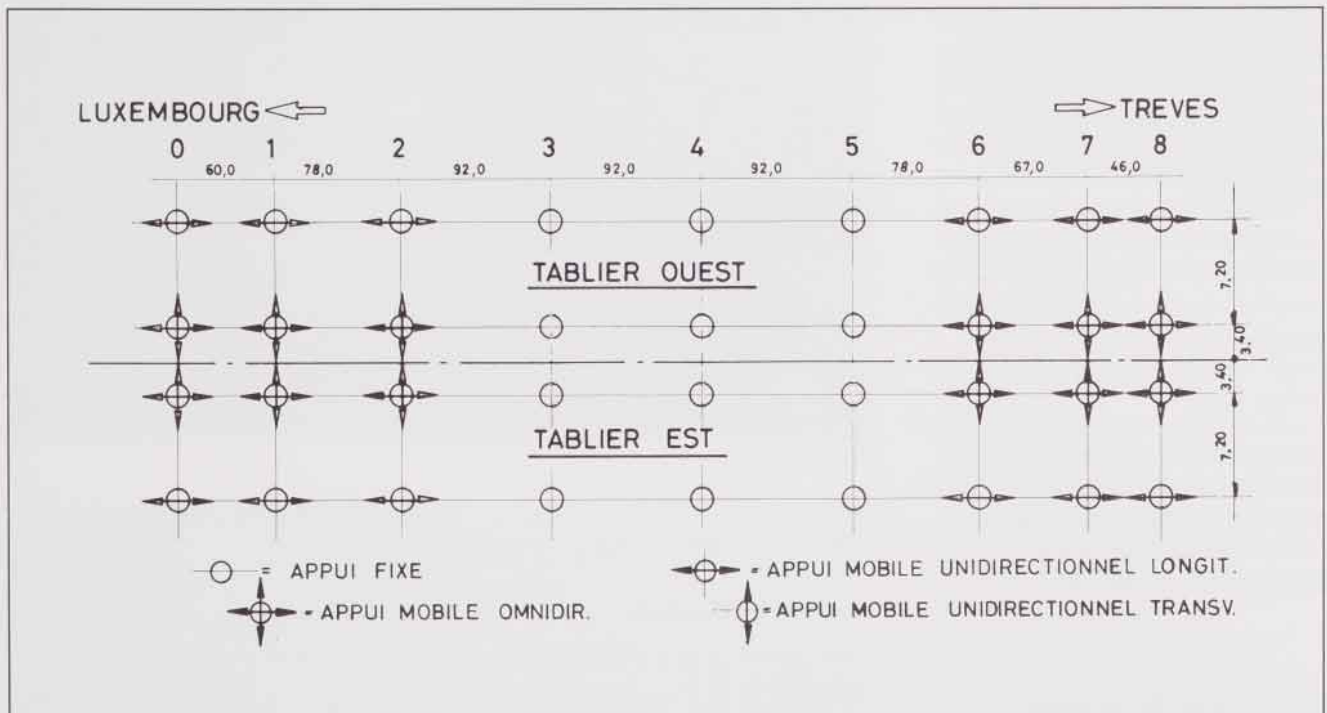


Figure 22

Maître d'ouvrage:	Administration des Ponts et Chaussées Service de la Grande Voirie
Bureaux d'étude:	Paul Wurth S.A. Schroeder et Associés
Génie Civil:	CDC - Perrard - Soludec - Tralux
Construction métallique:	Paul Wurth S.A.
Bureau de contrôle:	SECO Bruxelles

HORS SERIES DE LA REVUE TECHNIQUE LUXEMBOURGEOISE

#001 Inauguration Forum da Vinci

#002 40 years of DELPHI in Luxembourg

#003 100+1 Administration des bâtiments publics

#004 Ouvrages d'art - ponts - Administration des ponts et chaussées

**REVUE TECHNIQUE LUXEMBOURGEOISE**

[www.revue-technique.lu](http://www.revue-technique.lu)

éditée par

L'Association Luxembourgeoise des Ingénieurs, Architectes et Industriels  
L- 1330 Luxembourg – 6, boulevard Grande-Duchesse Charlotte  
tel 45 13 54 fax 45 09 32

Rédacteur en Chef Michel Petit  
Responsable Revue Technique Sonja Reichert  
tel 26 11 46 42 email [revue@aliai.lu](mailto:revue@aliai.lu)  
Graphisme Bohumil Kostohryz

Les photographies sont réalisées par la BnL  
BnL © tous droits réservés

Nous remercions la Bibliothèque nationale de Luxembourg  
pour la mise à disposition de ses collections et pour la  
reproduction des illustrations de ce recueil.



Bibliothèque nationale de Luxembourg

revue imprimée sur du papier\_



**HORS SERIE**

# REVUE TECHNIQUE LUXEMBOURGEOISE

HORS SERIE DE LA REVUE TECHNIQUE LUXEMBOURGEOISE # 004

