

WYDZIAŁY POLITECHNICZNE KRAKÓW

BIBLIOTEKA GŁÓWNA

1.

2555

L. inw.

15571597

15571617

3930988

Biblioteka Politechniki Krakowskiej



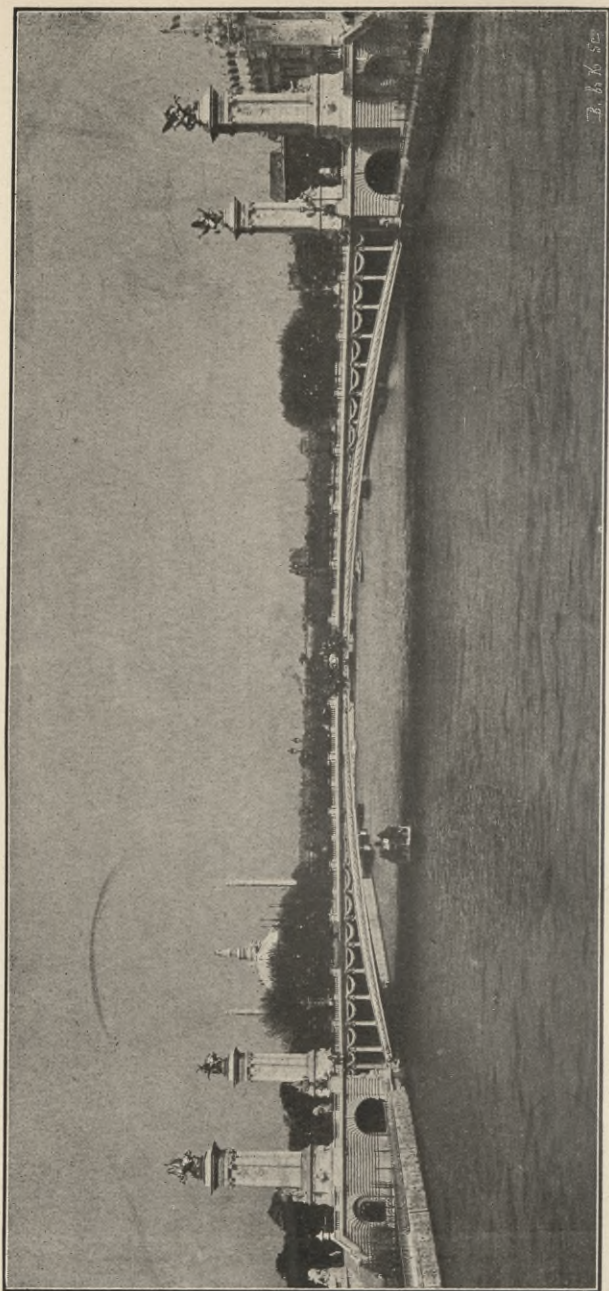
100000297310

NOTES

SUR LA

CONSTRUCTION DU PONT ALEXANDRE III

TOURS. — IMPRIMERIE DES LIS FRÈRES.



LE PONT ALEXANDRE III VU DU PONT DES INVALIDES.

B. G. S. C.

NOTES
SUR LA CONSTRUCTION
DU
PONT ALEXANDRE III

PAR MM.

RÉSAL,
Ingénieur en chef des Ponts et Chaussées.

ALBY,
Ingénieur des Ponts et Chaussées.

F. No. 23543

(Extrait des ANNALES DES PONTS ET CHAUSSÉES, Années 1898-99).



PARIS

V^{ve} CH. DUNOD, ÉDITEUR

LIBRAIRE DES CORPS NATIONAUX DES PONTS ET CHAUSSÉES, DES MINES
ET DES TÉLÉGRAPHES

49, Quai des Grands-Augustins, 49

1899

DIBLIOTEKA POLITECHNICZNA
KRAKÓW

II 2555

Akc. Nr. 1568/49

NOTES

SUR LA

CONSTRUCTION DU PONT ALEXANDRE III.

PREMIÈRE PARTIE.

DISPOSITIONS D'ENSEMBLE ET TRAVAUX DE FONDATION.

I. — Historique et conditions générales du problème.

L'idée de relier les Champs-Élysées à l'Esplanade des Invalides par un pont jeté sur la Seine n'est pas nouvelle. Sous la Restauration, un pont suspendu a été édifié dans le prolongement de l'axe de l'Avenue Centrale des Invalides, mais cet ouvrage n'a jamais été mis en service. Il a été démoli en 1828 pour être remplacé par un pont situé à l'emplacement du pont actuel des Invalides.

L'histoire de cet ouvrage se trouve dans un livre de Navier, l'auteur du projet publié en 1830 à la suite d'un mémoire sur les ponts suspendus. Cette histoire présente plus qu'un simple intérêt de curiosité, et nous en avons extrait quelques points saillants.

Les projets de ce pont, préparés par Navier à la suite d'une mission d'étude des ponts suspendus en Angleterre, ont été adressés à l'Administration le 19 avril 1823 et soumis à l'examen d'une Commission spéciale dont les conclusions favorables, sous réserve de quelques modifications, ont été approuvées par le Conseil Général des Ponts et Chaussées.

... « Les nombreux projets de ponts présentés succes-
« sivement à diverses époques pour le même emplace-
« ment, et la fréquence des passages qui ont lieu par
« eau sur ce point, particulièrement les jours de fête,
« motivent assez l'établissement d'un pont dans cette
« position ; et, s'il n'y en existe pas encore, il faut
« l'attribuer sans doute aux difficultés inhérentes à cette
« localité et aux inconvénients des divers systèmes qui ont
« été présentés jusqu'alors.

« Il est facile de prévoir que le rapide accroissement
« des constructions dû aux embellissements qui résultent
« de l'achèvement des quais, fera bientôt sentir le besoin
« d'un pont à l'extrémité de l'allée des Veuves ; mais
« cette construction laissera toujours dans toute leur
« force les motifs qui font justement désirer un autre
« pont qui offrirait une communication directe entre les
« belles promenades des Champs-Élysées et la magnifique
« esplanade des Invalides.

« La proximité du pont Louis XVI semble exclure un
« second pont en pierre vis-à-vis des Invalides. La dépense
« d'un pareil monument, que l'on ne peut évaluer à moins
« de quatre millions, serait hors de proportion avec l'éta-
« blissement d'une communication très justement désirée
« sans doute, mais qui n'est évidemment pas indispen-
« sable. Un pont en fer, dans le genre de celui d'Auster-
« litz, ne coûterait pas moins de trois millions, et aurait
« à peu près les mêmes inconvénients qu'un pont en
« pierre. Un pont en bois enfin, qui pourrait encore
« coûter six à sept cent mille francs, durerait peu et ne
« serait nullement en harmonie avec les édifices et les
« promenades dans cette localité.

« Les exhaussements à leurs abords, qu'exigeraient ces
« divers systèmes de ponts, rompraient d'ailleurs tout le
« charme d'une position dont l'ensemble est justement
« l'objet de l'admiration publique.



PROJET DE PASSERELLE A L'EMPLACEMENT DU PONT ALEXANDRE III (1810).

Fig. 1. — Élévation

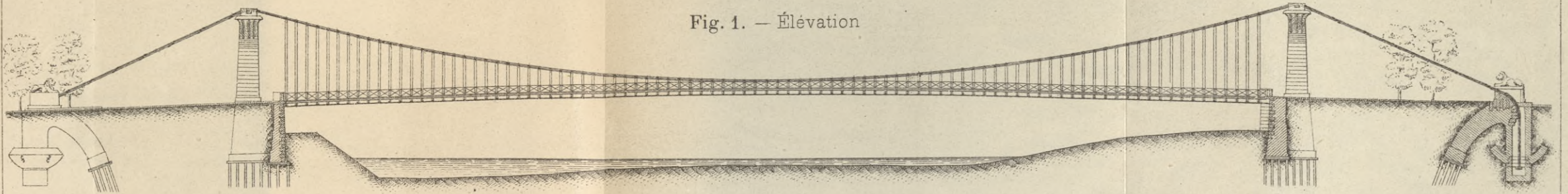


Fig. 2. — Coupe transversale

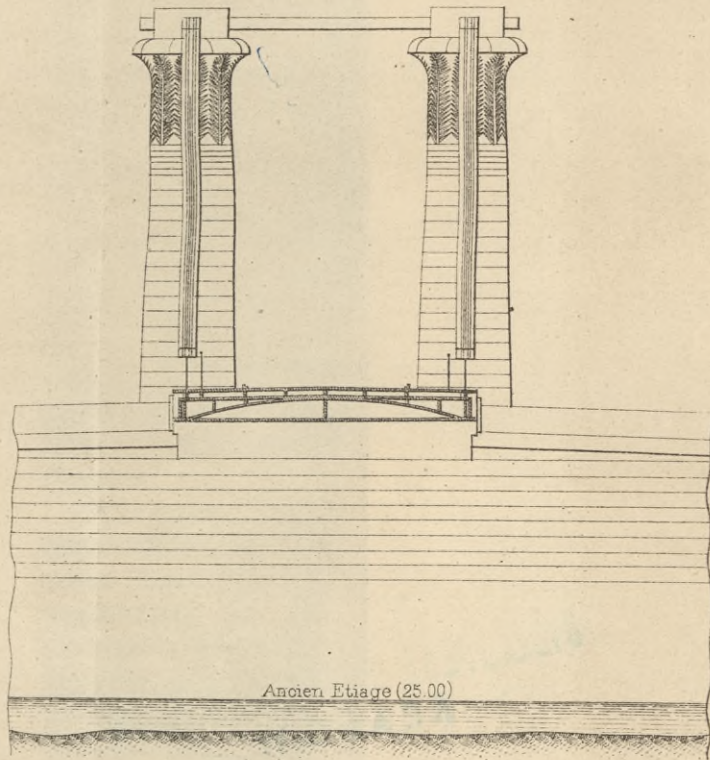
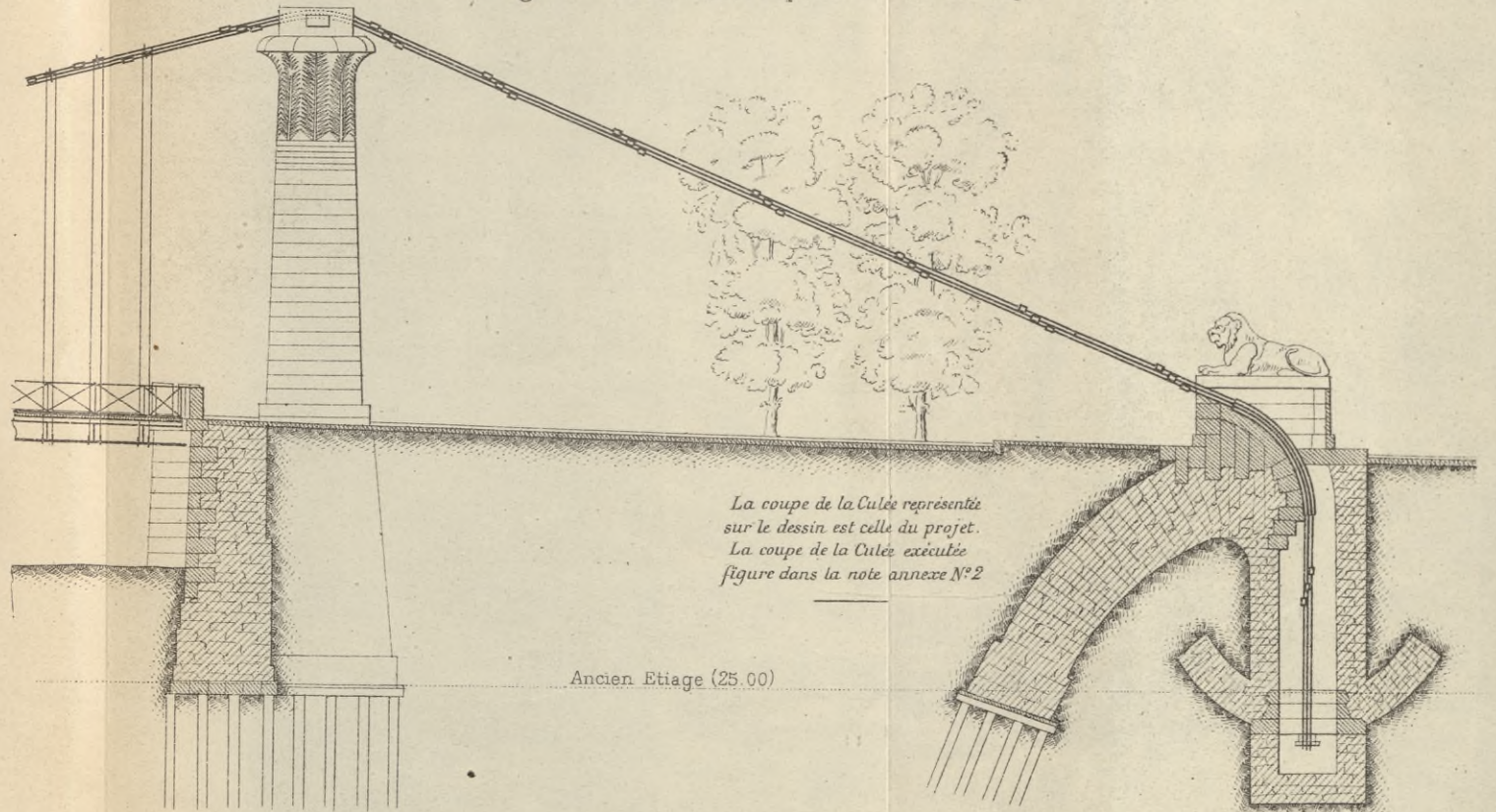


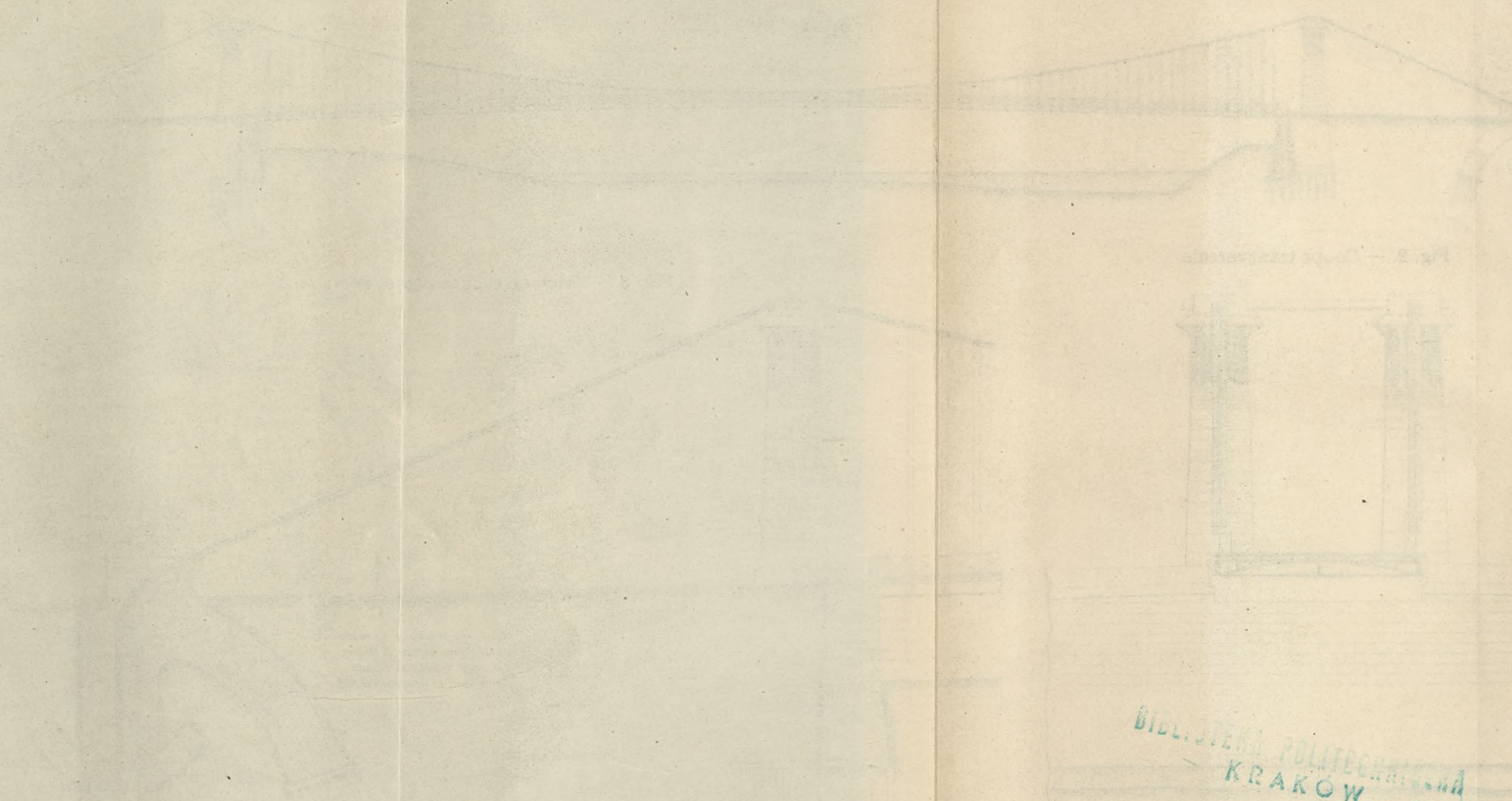
Fig. 3. — Piles de suspension et ancrage



*La coupe de la Culée représentée
sur le dessin est celle du projet.
La coupe de la Culée exécutée
figure dans la note annexe N°2*

1881

1881



BIBLIOTEKA POLITECHNICZNA
KRAKÓW

« Un pont suspendu à des chaînes, d'un seul jet d'une
« rive à l'autre de la Seine, sans exhaussement sen-
« sible aux abords, et tel qu'on le voit sur les dessins de
« M. Navier (Pl. p. 8 *bis*), offrirait tout à la fois le triple
« avantage d'une communication commode, de n'occasionner
« aucun obstacle ni à l'écoulement des eaux, ni à la navi-
« gation, et de ne rien diminuer de la beauté du coup d'œil.
« La hardiesse que doit nécessairement présenter un pareil
« édifice, en quelque sorte aérien, ajouterait même beau-
« coup d'intérêt et de mouvement à toute la magnificence
« de cette partie de la capitale. »

... Le projet rectifié fut adressé en mars 1824 et renvoyé après approbation, pour la mise en adjudication, le 7 avril suivant.

L'entreprise fut adjugée à M. Allain-Desjardins et, la concession ayant été approuvée par Ordonnance du Roi le 7 juillet suivant, les travaux commencèrent dès les premiers jours d'août. Ils durèrent deux ans.

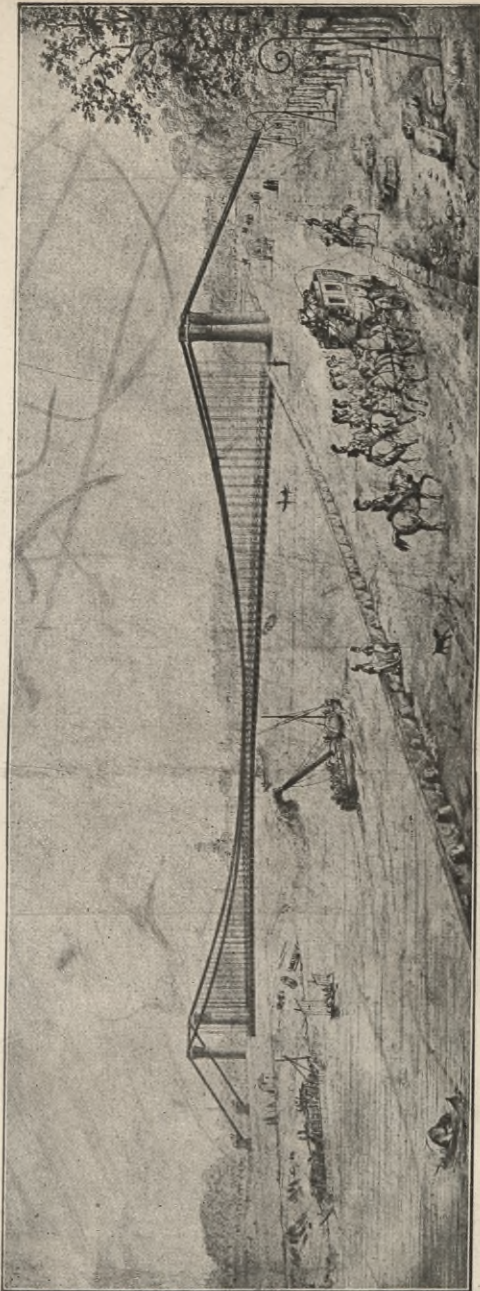
Lors de la mise en tension des câbles et de la pose du tablier, les joints des assises supérieures des contreforts de la rive droite s'ouvrirent légèrement; quelques jours après, le 6 septembre 1826, une rupture se produisit dans une conduite d'eau passant à proximité de la fouille des contreforts. Cette fouille fut noyée, les étais qui butaient provisoirement les contreforts furent enlevés, un décollement de la partie supérieure des contreforts en fut la conséquence.

Cette avarie n'était pas très grave par elle-même : il était facile de reconstruire les massifs disloqués et de les établir d'une manière plus solide en augmentant leur empattement; mais l'emplacement et les dispositions de l'ouvrage avaient été vivement critiqués par le Conseil Municipal de Paris, et l'abandon de l'ouvrage fut décidé. Le *Moniteur* du 29 février 1828 rendit compte de ces circonstances dans les termes suivants :

« Dans des circonstances ordinaires, un semblable évé-
« nement n'aurait eu aucune importance. La dépense
« nécessaire pour réparer la partie dégradée des maçon-
« neries ne mérite pas d'être mentionnée. Celle que l'on
« aurait pu faire pour augmenter la force de cette partie
« et se mettre bien au-dessus de toute crainte ne se serait
« pas élevée au dixième de la dépense totale. Les cons-
« tructions les plus familières, et qui semblent le moins
« exposées aux accidents, donnent lieu fréquemment à
« des augmentations de dépenses plus fortes, et personne
« n'en est surpris, parce que l'on sait qu'il est très diffi-
« cile de prévoir exactement d'avance tous les obstacles
« qui peuvent se présenter.

« Il serait superflu d'entrer ici dans le détail des cir-
« constances qui ont suivi l'événement dont on vient de
« parler, et des débats auxquels ont donné lieu les
« demandes du concessionnaire. Il suffit de dire que, le
« Conseil Municipal de la Ville de Paris ayant réclamé
« avec de vives instances contre l'emplacement adopté
« pour le pont, et surtout contre l'exécution de la portion
« de route au travers du grand carré des Champs-Élysées,
« et contre l'érection des colonnes servant d'appui aux
« chaînes, qui masquaient, suivant lui, la façade de
« l'hôtel des Invalides, le Gouvernement s'est décidé à
« renoncer à une entreprise qui était presque terminée,
« mais contre laquelle l'autorité municipale élevait des
« objections qu'on a cru devoir accueillir. Tel est le
« principal motif de l'abandon du pont des Invalides ; et
« on ne doit pas même attribuer cet abandon à des
« motifs d'économie, puisque les dépenses à faire pour
« démolir les ouvrages et donner un autre emploi aux
« matériaux sont nécessairement bien plus grandes que
« celles qu'aurait exigées l'entière consolidation de
« l'édifice. »

... La construction du pont suspendu de l'Allée d'Antin



VUE DU PONT SUSPENDU DE NAVIER (1826).

БИБЛИОТЕКА ПОЛИТЕХНИЧЕСКАЯ
КРАКОВ

en 1829, transformé en 1854 en pont en maçonnerie (pont des Invalides), a pendant de longues années donné satisfaction aux besoins de la circulation et fait perdre tout intérêt pratique à une traversée de la Seine en face de l'Esplanade. Le palais de l'Industrie obstruait d'ailleurs le débouché du côté de la rive droite. Aussi, lorsqu'en raison de l'encombrement croissant de la circulation sur le pont de la Concorde et de la construction d'une gare sur l'Esplanade en 1893, la création d'une nouvelle traversée apparut comme nécessaire, l'emplacement de l'ouvrage fut choisi dans le prolongement de la rue de Constantine de manière à déboucher le long de la façade Est du palais de l'Industrie.

Le choix de l'emplacement de l'Exposition Universelle de 1900, qui a entraîné la démolition du palais de l'Industrie et l'ouverture d'une large avenue entre les Champs-Élysées et l'Esplanade des Invalides, a fait nécessairement abandonner le projet du pont de Constantine et comprendre dans le programme des travaux de l'Exposition une traversée de la Seine dans l'axe de la nouvelle avenue, traversée d'un caractère monumental en raison du rôle qu'elle est appelée à jouer dans un ensemble décoratif.

On est ainsi revenu à l'idée poursuivie autrefois par Navier, et on s'est heurté immédiatement aux difficultés d'ordre esthétique qu'il avait rencontrées, ainsi qu'aux difficultés d'ordre technique qui résultent soit du développement considérable de la navigation depuis le commencement du siècle, soit des conditions nouvelles du problème, en raison, notamment, de la grande largeur de l'ouvrage.

Conditions générales du problème à résoudre. — Les études du pont Alexandre III ont été entreprises dès l'année 1895 après une entente(*) entre le Ministre des

(*) Aux termes de cette entente, les projets devaient être soumis à l'approbation du Ministre des Travaux publics en tout ce qui concer-

Travaux publics et le Ministre du Commerce. L'avant-projet en a été remis à M. le Commissaire général de l'Exposition, au mois de décembre 1895.

Il n'a pu être donné suite à ces études qu'après le vote par le Parlement du projet de loi autorisant les travaux de l'Exposition Universelle, conformément au programme général préparé par le Gouvernement. Le Conseil général des Ponts et Chaussées a été saisi au mois de juin 1896.

En raison de l'importance des questions soulevées, le Conseil général, avant de formuler son avis, a demandé que l'avant-projet fût soumis d'abord à une enquête spéciale *de commodo et incommodo* et ensuite à l'examen d'une Commission choisie parmi ses membres. Ce n'est qu'à la suite de cet examen et de la présentation d'un avant-projet rectifié qu'il donna son avis favorable.

Les projets d'exécution ont été approuvés pour les fondations à la date du 20 janvier 1897, et pour la partie métallique, le 13 juillet 1897.

Des projets complémentaires ont été approuvés à une date ultérieure pour les maçonneries en élévation et pour la couverture métallique des parties accessoires des viaducs sur bas-ports.

La partie décorative de l'ouvrage, conformément à l'accord intervenu entre les Ministres des Travaux publics et du Commerce, a été spécialement étudiée par MM. Cassien Bernard et Cousin, architectes, désignés par la Direction des Services d'Architecture de l'Exposition pour collaborer avec les Ingénieurs de la Navigation. Ce n'est que plus tard, à la date du 3 janvier 1898, que l'ensemble de la décoration de l'ouvrage a été approuvé par M. le Ministre du Commerce.

nait les conditions techniques de l'établissement de l'ouvrage, le service d'Architecture de l'Exposition devant collaborer pour la décoration avec le service de la Navigation.

Les discussions du projet du pont Alexandre III ont été très laborieuses.

Dans la pensée de ceux qui ont élaboré le programme de l'Exposition, le pont Alexandre III était essentiellement un ouvrage de caractère décoratif et monumental, qui devait nécessairement satisfaire aux conditions suivantes :

1° Ne pas gêner la perspective des Invalides, vue des Champs-Élysées ;

2° Ne pas nuire à l'aspect de la Seine, vue du pont de la Concorde ;

3° Présenter une largeur en proportion avec celle de l'avenue de 100 mètres conduisant des Champs-Élysées à l'Esplanade des Invalides et des dispositions symétriques dans le lit du fleuve, transformé lui-même en une sorte de bassin de l'Exposition.

D'autre part, ce pont sera placé : à l'aval d'un coude dont l'effet est de porter le courant sur la rive droite ; à l'amont du pont des Invalides, à si faible distance de cet ouvrage que les convois se trouveront simultanément engagés sous les deux ponts. Cette situation est éminemment fâcheuse : la Marine a justement fait ressortir qu'à moins de supprimer dans Paris la navigation en convoi, pour le développement de laquelle l'État a fait de lourds sacrifices, il était strictement nécessaire :

1° Qu'en raison de la dislocation qui se produit dans les convois au passage des ponts à arches multiples et de l'impossibilité matérielle de redresser les convois dans l'intervalle compris entre le pont des Invalides et le pont Alexandre III, ce dernier fût établi sans aucune pile en rivière ;

2° Qu'en raison de la déviation vers la rive droite des convois descendants, produite par le courant en hautes eaux, la largeur de la passe praticable fût assez grande pour ne pas gêner leur redressement à l'entrée du pont des Invalides.

Ces diverses conditions sont inconciliables avec les premières.

Pour donner une satisfaction complète à la Marine, on aurait été conduit à proposer des ouvrages à ossature métallique supérieure avec tablier presque horizontal, ou des ponts en arcs avec dispositions de ports dissymétriques, ou bien des arcs très élevés au-dessus du niveau de l'eau (*). Aucune de ces solutions n'était acceptable au point de vue esthétique.

Un ouvrage à arche unique très surbaissé et tenu à un niveau aussi élevé au-dessus de l'eau que les questions de perspective permettaient de le faire a paru aux ingénieurs être la solution s'éloignant le moins des desiderata de la Marine, et ils l'ont présentée, tout en ne laissant rien ignorer des conséquences que son adoption pourrait entraîner au point de vue de la navigation (**).

C'est sur cette solution que l'Administration a arrêté son choix, estimant avec raison que, dans l'espèce, les considérations de l'ordre esthétique devaient recevoir une satisfaction plus complète que celles de l'ordre purement technique, les inconvénients de la situation nouvelle n'étant pas irrémédiables pour la Marine, si l'avenir montrait la nécessité de les corriger.

Le niveau de la chaussée du pont a été déterminé de telle manière que le regard de l'observateur placé dans l'axe de l'avenue sur les Champs-Élysées et rasant le sommet du pont vint passer au pied des Invalides.

C'est en partant de cette donnée fondamentale que les principales cotes de l'ouvrage ont été établies.

(*) Plusieurs études ont été faites dans ces divers ordres d'idées, notamment une étude avec disposition de ports dissymétriques.

(**) Les ingénieurs ont signalé la gêne causée par la pile centrale du pont des Invalides. L'expérience seule fera voir si cette pile, dont la suppression a fait l'objet d'un vœu de la Marine, pourra être conservée.

Description sommaire de l'ouvrage. — Le type de l'ouvrage (Pl. 2) est en arc à trois articulations avec viaducs de raccordement sur les bas-ports.

Les dispositions principales des projets approuvés sont les suivantes :

L'axe longitudinal du pont coïncide avec celui de la nouvelle avenue coupant l'axe de la voie navigable sous un angle peu différent de l'angle droit $83^{\circ} 38'$.

La distance de 155 mètres qui sépare les parapets des deux quais actuels de la Seine est divisée en trois parties : le lit de la Seine occupe la partie centrale comprise entre deux bas-ports de $22^m,50$ de largeur chacun. Les culées du pont font une légère saillie sur les murs de bas-port ; le débouché linéaire du pont mesuré suivant son axe est de 109 mètres entre les nus des culées.

Les coussinets qui portent les rotules font saillie de $0^m,75$ sur le nu des culées, de telle sorte que les articulations de naissance sont distantes de $107^m,50$ d'axe en axe.

Le viaduc sur bas-port comporte sur chaque rive plusieurs travées.

La première travée donne passage à une voie de service reliant les parties de quai situées en amont et en aval du pont.

Les deux autres travées sont engagées dans un ensemble de maçonneries décoratives (Pl. 2 et 3) formant saillie sur la ligne des quais.

En arrière de l'alignement des quais, une tranchée couverte contourne la culée du pont Alexandre III pour donner passage aux déviations provisoires des voies publiques pendant la durée de l'Exposition.

La largeur du pont (Pl. 1) mesurée normalement à l'axe est de 40 mètres entre garde-corps : cette largeur se partage entre une chaussée centrale de 20 mètres et deux trottoirs de 10 mètres chacun ; à l'entrée du pont sur chacun des quais au droit des parties décoratives formant ter-

rasse, les trottoirs s'élargissent et reçoivent de chaque côté des escaliers d'accès au bas-port.

Le profil en long de la chaussée se compose au-dessus de l'arc de deux déclivités en sens contraire de 0^m,02 par mètre raccordées à la clé par un arc de cercle de 32 mètres de corde et de 800 mètres de rayon.

Les déclivités s'adoucissent au-dessus du viaduc et se raccordent avec le profil de l'avenue.

Le bombement de la chaussée du pont est de 0^m,20, il est très réduit, car il représente seulement le 1/100 de la largeur. Le profil de la chaussée est parabolique, de telle sorte que la déclivité est de 4 0/0 près du caniveau.

La pente transversale des trottoirs ne dépassera pas 0,035 par mètre.

L'ossature métallique du pont comprend quinze fermes également espacées.

Les arcs seront en acier moulé; la superstructure, montants et tabliers, en acier laminé; les parties décoratives, en fonte (*).

Le choix du type de l'arc et de la nature du métal a été déterminé par des considérations de diverses natures. En premier lieu, l'arc étant très surbaissé et d'une hauteur très réduite à la clé en raison des conditions mêmes de son établissement, la triple articulation s'est imposée: elle rend, en effet, la stabilité de l'ouvrage presque totalement indépendante de la température; elle diminue, par suite, dans une très notable proportion, les moments de flexion près de la clé et permet de ne jamais faire travailler les arcs qu'à la compression; elle a l'avantage, en outre, d'assurer, même avec un réglage sommaire, la bonne transmission des efforts.

D'autre part, on ne pouvait songer, en raison des

(*) La description détaillée de l'ossature métallique sera faite ultérieurement, lorsqu'il sera rendu compte de l'exécution de cette partie de la construction.

difficultés de la navigation, à obstruer le pont des Invalides du côté d'amont par des cintres pendant une année entière ; or l'assemblage et le rivetage mécanique d'arcs en acier laminé présentant de fortes épaisseurs auraient nécessairement entraîné l'établissement de cintres et d'échafaudages importants ; il a donc paru préférable de construire les arcs par voussoirs assemblés au moyen de boulons, ce qui ne présente pas d'inconvénient dans une ossature travaillant uniquement à la compression et facilite le montage dans de notables proportions.

Pour un ouvrage ainsi constitué, l'emploi de l'acier moulé, depuis longtemps d'un usage courant dans l'artillerie et dans la Marine, était naturellement indiqué ; la suppression de la rivure, en effet, permet de réduire au minimum l'épaisseur des sections et, par suite, le poids de l'arc ; en outre, les voussoirs moulés présentent, au point de vue de la résistance à l'oxydation, des garanties toutes spéciales.

Le niveau du pont au sommet étant défini par une condition rigoureuse, il a été nécessaire de placer les retombées des arcs à une faible hauteur au-dessus du plan d'eau. C'est ainsi que les axes des articulations de naissance doivent se trouver à la cote 29,25, soit à 2,25 au-dessus de la retenue normale (27,00), et les articulations de la clé à la cote 35,53, soit à 8^m,53 au-dessus de la même cote et à 6^m,83 au-dessus de celle des plus hautes eaux navigables(*) (28,70).

Le surbaissement de l'arc mesuré entre articulations doit atteindre ainsi $\frac{1}{17,12}$.

(*) La cote des plus hautes eaux navigables est, à Paris, la cote des eaux de la crue à partir de laquelle la navigation cesse habituellement par suite des difficultés inhérentes à l'exploitation des ports et au passage sous certains ponts, bien que la circulation soit encore assez aisée.

Les tableaux suivants permettent de comparer les conditions d'établissement de l'ouvrage à celles de divers ouvrages existant déjà aux points de vue du profil en long, des facilités de la circulation terrestre, du surbaissement, du débouché et des facilités de la navigation.

COMPARAISON DES PROFILS EN LONG.

DÉSIGNATION DES PONTS	COTE des plus hautes eaux navigables	COTE du profil de la chaussée au sommet	COTE du sommet du profil rapporté au niveau des hautes eaux navigables	DÉCLIVITÉ maximum du profil
Solférino.....	28.85	35.10	6.25	0.022
Concorde.....	28.80	37.41	8.61	0.029
Alexandre III (projet).....	28.70	36.20	8.20	0.020
Invalides.....	28.67	35.89	7.22	0.024
Alma.....	28.55	35.38	6.83	0.016
Mirabeau.....	28.16	36.16	8.00	0.020

COMPARAISON DES SURBAISSEMENTS.

DÉSIGNATION DES PONTS ET DES ARCHES	OUVERTURE	FLÈCHES	SURBAISSEMENTS	OBSERVATIONS		
Pont Morand, à Lyon... {	Arche centrale..	67.40	4.44	$\frac{1}{15.18}$		
	Arche de rive... {	64.00	3.96	$\frac{1}{15.909}$		
Pont du Midi, à Lyon... {	Arche centrale..	68.50	5.45	$\frac{1}{12.40}$		
	Arche de rive... {	62.50	4.52	$\frac{1}{13.60}$		
Pont Boïeldieu, à Rouen. {	Arche centrale..	40.00	2.50	$\frac{1}{16}$		
	Arche de rive... {	48.80	3.70	$\frac{1}{13}$		
	Arche de rive... {	54.60	4.87	$\frac{1}{11}$		
Pont Mirabeau.....	Arche centrale..	99.34	6.19	$\frac{1}{16.05}$		Entre articulations.
		96.50	5.50	$\frac{1}{17.55}$		Courbe d'intrados.
Pont Alexandre III.....	Arche unique... {	107.50	6.28	$\frac{1}{17.12}$		Entre articulations.
		107.50	6.33	$\frac{1}{16.98}$	Courbe d'intrados.	

COMPARAISON DES DÉBOUCHÉS.

DÉSIGNATION DES PONTS	COTE de l'intrados à la clé	COTE de la crue de 1876	DÉBOUCHÉ linéaire aux naissances	DÉBOUCHÉ SUPERFICIEL	
				à la retenue	au niveau de la crue de 1876
Solférino.....	33 ^m ,99	31.80	120 ^m ,00	445 ^m 2	955 ^m 2
Concorde.....	34 ,98	31.69	139 ,30	520	1.115
Alexandre III.....	35 ,08	31.65	109 ,00	435	927
Invalides.....	33 ,94	31.62	127 ,09	450	940

COMPARAISON DES CONDITIONS DE NAVIGABILITÉ.

	PONT MIRABEAU arche centrale	PONT ALEXANDRE III	OBSERVATIONS
Cote de l'intrados à la clé.....	34.86	35.08	Le pont Mirabeau est le seul ouvrage de la traversée de
Niveau des plus hautes eaux navigables....	28.16	28.70	
Tirant d'air maximum au milieu en hautes eaux.	6.70	6.38	
Largeur de la passe libre en hautes eaux avec :			Paris offrant une arche comparable à celle du pont Alexandre III.
6.00 de tirant d'air.....	21.60	19.91	
5.50 —	34.60	34.38	
5.00 —	40.78	45.26	
4.50 —	58.02	54.30	
4.00 —	67.88	62.31	

**II. — Stabilité générale de l'ouvrage. — Nature
du sous-sol, fondations.**

L'arc très surbaissé du pont Alexandre.III doit exercer sur les culées des poussées considérables. Pour les atténuer, on a cherché à donner à l'ossature le maximum de légèreté compatible avec une bonne tenue en réduisant le poids mort du tablier au minimum et en employant un métal à coefficient de travail élevé. On a, en outre, relevé l'articulation de clé autant que possible; on ne pouvait songer à abaisser outre mesure celles des naissances, car cet abaissement aurait restreint la largeur des passes libres en hautes eaux.

Depuis les premières études jusqu'au projet définitif, le surbaissement est descendu de la valeur de $\frac{1}{20}$ dans l'avant-projet de 1895 à celle de $\frac{1}{17,12}$ dans le projet définitif ; la poussée par mètre courant de pont a passé de 345 tonnes à l'avant-projet à 288 tonnes au projet définitif.

La réduction de la poussée a été la constante préoccupation des auteurs du projet en raison de l'inquiétude qui régnait dans les esprits sur la qualité du sol de fondation, inquiétude qui avait son origine dans les souvenirs des accidents survenus au pont de Navier en 1826, au pont de l'Alma en 1855, au pont des Invalides à plusieurs reprises et, finalement, en 1878. Nous croyons qu'il peut être utile d'entrer dans quelques détails sur la nature de ces accidents dont la relation détaillée n'a pas été faite dans les *Annales* et dont la comparaison présente un très vif intérêt.

Examen des accidents survenus aux ouvrages voisins du pont Alexandre III (*). — L'accident survenu au pont de Navier est un arrachement du haut des massifs d'ancrage par suite d'un mouvement des contreforts destinés à les contre-buter ; les contreforts étaient donc établis d'une manière défectueuse ; mais, d'après les constatations faites au moment de l'accident, ni les fondations des pylones, ni les puits d'amarrage n'avaient souffert. Or, en nous en tenant aux pylones, dont les fondations ont été retrouvées dans les caissons, la charge supportée par ce terrain, d'après les calculs de Navier lui-même, devait s'élever à environ 3 kilogrammes par centimètre carré de massif soit à 26 tonnes par pieu. Sur la rive droite, comme sur la rive gauche, les pieux ont été retrouvés solidement fichés, la pointe à la cote 19,50 dans les couches

(*) Voir *Note Annexe n° I* pour les croquis et les indications numériques.

géologiques au-dessous des alluvions. Cette fondation avait évidemment bien résisté.

La pression sur les maçonneries des contreforts s'élevait à près de 5 kilogrammes par centimètre carré de section et à plus de 50 tonnes par pieu : ces chiffres pouvaient n'être pas excessifs en excellent terrain ; sur la rive gauche, les contreforts du pont de Navier ont bien résisté, et nous verrons plus loin qu'on trouve des résultats de même ordre à propos du pont des Invalides. Mais on pouvait redouter un mouvement de la tête des pieux sous l'effet d'une charge n'agissant pas suivant leur direction, si quelque affouillement venait à se produire. Or la reconnaissance de la nature des alluvions supérieures de la rive droite que nous avons été amenés à faire (*) à l'emplacement du pont de Navier nous a démontré que ce genre d'accident était éminemment à craindre, et elle nous a éclairés sur la nature de l'accident survenu en 1826. A la surface, sur cette rive, on rencontre d'abord sur quelques mètres d'épaisseur une couche d'argile sableuse très régulière ; cette couche est imperméable, légèrement compressible, et elle se tient très bien à talus vertical. Au-dessous de cette couche, mais au-dessus de la couche de gravier qui est toujours à la base des alluvions anciennes, on rencontre une alternance de bancs d'argiles et de sables très fins sans régularité.

Les sables sont éminemment ébouleux, et, aussitôt qu'on a dépassé dans une fouille le niveau des argiles supérieures, les parois tendent à s'affouiller ; il est donc bien

(*) Nous avons dû, pour fonder le mur qui se trouve en arrière du caisson, ouvrir une fouille jusqu'à la cote 26,00 du nivellement général de la France, c'est-à-dire à un niveau plus élevé de 1 mètre environ que la tête des pieux du pont de Navier. La base du talus s'éboulait si rapidement qu'il fallait maçonner aussitôt la fouille ouverte et remplir immédiatement le vide compris entre la maçonnerie et le terrain, alors que la partie supérieure du talus se tenait depuis plusieurs mois avec une inclinaison de 1 pour 3, de la cote 32,50 à la cote 27,50.

facile de se représenter l'effet d'une forte rentrée d'eau dans une fouille un peu importante creusée dans ce terrain.

Un accident de cette nature n'était, au contraire, pas à craindre sur la rive gauche où les couches supérieures des alluvions sont constituées par des sables graveleux ou concrétionnés en marnes blanchâtres tendres.

Pont de l'Alma. — Lorsque l'on commença le décintrement du pont de l'Alma, on s'aperçut que l'ouvrage tassait en grand, ce qui prouvait que les fondations des piles s'enfonçaient sous la charge qu'elles supportaient. L'ouvrage, sauf la culée de rive gauche, était fondé sur pilotis battus dans une couche d'argile à lignite; l'empattement des piles était de 6,75, la longueur du caisson de 27 mètres; la surface d'appui totale de 182 mètres carrés; la charge reposant sur ces appuis, d'après les ingénieurs, devait atteindre au total 7.600 tonnes; mais, réduite à 7.000 (*) par les eaux de crue, elle était encore trop considérable. La pression moyenne correspondante était de 3^{kg},8 par centimètre carré, ou bien de 3¼ tonnes par pieu de fondation.

Les mesures prises pour arrêter le tassement, mesures qui ont d'ailleurs réussi, ont consisté à alléger l'ouvrage et à élargir la surface d'appui des piles en injectant du mortier dans les massifs de sable et d'enrochement qui garnissaient les pieux de fondation après les avoir préalablement entourés d'une enceinte de palplanches de 12 mètres de largeur. La pression réduite peut être évaluée à 7.000 tonnes par pile, la pression moyenne sur le sol de fondation à 2^{kg},4 par centimètre carré.

Pont des Invalides. — Le pont des Invalides, construit

(*) Le mouvement de descente ayant été arrêté par les eaux de crue, alors que le pont était soutenu par ses fondations et par une partie des pieux des cintres, on s'est ainsi rendu compte de la limite des charges par pieu qu'il ne fallait pas dépasser.

primitivement sous le nom de pont de l'Avenue d'Antin, était un pont suspendu, dont la travée centrale présentait une ouverture d'environ 68 mètres. A la veille de l'Exposition de 1855, sa transformation en pont fixe en maçonnerie fut décidée; les anciennes maçonneries des piles et culées furent conservées, on allongea les premières, on élargit les secondes, et on construisit au milieu du lit une pile nouvelle. On obtint de cette manière un pont à quatre arches dont les ouvertures étaient un peu plus grandes pour les arches de rive que pour les arches centrales; le surbaissement des premières, $\frac{1}{9,4}$, se trouvait d'ailleurs sensiblement plus élevé que celui des deux autres, $\frac{1}{7,5}$.

Il y avait 100 pieux par pile pour chacune des anciennes piles, et 116 pieux pour la pile centrale; la charge de ces pieux était, en 1878, savoir :

Pour la pile n° 1 R. G.,	4.677 tonnes,	soit :	46 ^T ,77	par pieu
— n° 2	5.080	—	43 ,79	—
— n° 3	4.942	—	49 ,42	—

En 1878, la voûte de l'arche n° 4, tendant à se déverser en rivière par suite d'un affaissement de la pile, la restauration de l'ouvrage fut reconnue nécessaire et on procéda à la démolition de la pile n° 3, ainsi qu'à la reprise en sous-œuvre de la pile n° 1; on constata d'abord que des affouillements considérables s'étaient produits autour des piles 1 et 3; on constata, en outre, que le plancher formant le fond du caisson de la pile n° 3 ne portait plus exactement sur les pieux du côté d'aval; il s'était déplacé, et les pieux dont les pieds semblaient avoir conservé leur position s'étaient déversés à la partie supérieure.

Sous la pile n° 1, les pieux furent trouvés en bon état, le plancher reposant uniquement sur leur tête; le lit s'était affouillé au dessous. On se contenta de les blo-

quer dans un massif de maçonnerie en sous-œuvre et de défendre la pile contre des affouillements ultérieurs. Or à ce moment la pression rapportée à la surface d'appui était supérieure à 5 kilogrammes par centimètre carré.

Conclusions. — Il n'y a aucune relation entre ces accidents : le premier ouvrage était fondé en partie sur le calcaire, en partie sur des alluvions ; le second était fondé sur l'argile plastique ; le troisième, sur une couche de sable peu compressible, mais éminemment affouillable ; ils sont néanmoins extrêmement instructifs.

Du premier de ces accidents, en particulier, il faut retenir que les couches supérieures des alluvions présentent des caractères très variables qu'il convient d'étudier de très près quand on les prend comme base d'appui ; du second, que les couches supérieures de l'argile plastique ne peuvent supporter directement des pressions dépassant beaucoup 2^{kg},5 par centimètre carré ; du troisième, qu'on peut, au contraire, en se mettant à l'abri des affouillements, fonder sur les couches de sable qui surmontent l'argile plastique en leur faisant supporter une pression double. Après cette enquête il restait à établir d'une manière certaine la nature géologique du sous-sol au droit du pont Alexandre III.

Reconnaissance du sous-sol. — Cette reconnaissance a été faite au moyen de sondages forés dans les conditions habituelles ; les échantillons ont été soumis à l'examen d'un géologue particulièrement qualifié (*) et les résultats comparés avec ceux obtenus dans les sondages voisins et avec les renseignements généraux déjà acquis sur la constitution du sous-sol de Paris.

Trois sondages ont été faits sur la rive droite ; ils ont

(*) M. Munier-Chalmas, professeur de géologie à la Sorbonne, a bien voulu examiner les produits de sondage du pont Alexandre III et en faire le classement.

accusé, au-dessous des alluvions récentes argilo-sableuses, une couche de gravier et le calcaire grossier inférieur.

Le calcaire grossier commençait à une cote voisine de la cote (21,00) du Nivellement général de la France, et il était retiré à l'état de sable. Au-dessous du calcaire, qui descendait jusqu'à une cote variant de la cote (17,00) à l'amont à la cote (17,40) à l'aval, régnait une épaisse couche de sable coquillé avec débris végétaux, verdâtre à la partie supérieure et passant au noir, plus bas. Cette couche, qui doit être rattachée à l'étiage lutécien, surmontait les argiles à lignite du sparnacien qui commençait à une cote voisine de la cote (9,00) du Nivellement général de la France.

L'examen des produits de sondages, surtout lorsqu'il s'agit de couches traversées par le trépan, laisse toujours quelque incertitude ; pour la dissiper, l'un des sondages a été poussé jusqu'à la craie, afin de bien établir la succession des couches. On a trouvé successivement des couches d'argile ligniteuse, d'argile grise plastique, de sables plus ou moins argileux jusqu'à la cote (6,00), où commençait l'argile panachée compacte.

Au-dessous des argiles panachées, à la cote (—16,50), les marnes de Meudon ont été atteintes, et à la cote (—27,00) la craie.

Les deux autres sondages n'ont été poussés que jusqu'aux argiles panachées qui ont été rencontrées à des cotes très peu différentes.

Sur la rive gauche quatre sondages ont été exécutés.

Les alluvions supérieures récentes s'y sont présentées sous forme de couches de sable graveleux gris ou jaune ; ces couches se distinguaient mal des graviers des alluvions anciennes ; le calcaire grossier existait encore sous le gravier et les cailloux roulés, mais son épaisseur était très faible ; il n'était à l'état de roche que jusqu'à la cote (20,00) en moyenne, c'est-à-dire 2,60 plus haut que sur

la rive droite. Le relèvement accusé par le calcaire de la rive gauche à la rive droite est encore plus accentué sur les argiles à lignites qui sont rencontrées à une cote voisine de la cote (15,00) avec une dénivellation de près de 2 mètres de l'amont à l'aval ; les argiles panachées sont relevées, d'une rive à l'autre, de la même quantité que les argiles à lignite, soit de près de 6 mètres.

Le Service de la Navigation possède des renseignements assez nombreux provenant de sondages faits par ses soins pour les projets de différents ouvrages ou communiqués par d'autres services (Compagnies de chemins de fer, ville de Paris). Ces renseignements ont été reportés sur un profil en long longeant la rive gauche de la Seine, sur laquelle on se rend compte de l'affleurement successif des diverses couches géologiques en dessous des alluvions anciennes (Pl. 2).

L'examen de ce profil fixe d'une manière plus certaine les résultats immédiats de l'étude des produits : le relèvement des couches géologiques dans la direction de Meudon est nettement accusé sur ce profil dans toute la partie aval de la traversée de Paris ; un relèvement en sens inverse se produit du côté d'amont, mais avec une déclivité plus faible.

Le pont Alexandre III se trouve à l'extrémité de l'affleurement du terrain de l'étage lutécien, les couches de l'étage sparnacien s'y rencontrent à une profondeur nécessairement plus grande qu'au pont des Invalides, et l'on est en droit d'y compter sur une résistance du sous-sol au moins égale.

Stabilité de la culée. — La connaissance du sous-sol a permis de déterminer les données du problème de la stabilité des culées du pont Alexandre III.

On s'est imposé, d'une part, de conserver au-dessous de la fondation, entre elle et les couches d'argile, une

épaisseur de sable suffisante pour prévenir le tassement vertical ; d'autre part, de donner à la culée un poids suffisant pour que, par le seul effet du frottement, elle résistât à la poussée sans qu'il fût nécessaire de faire état de la butée des terrains ; enfin de limiter la pression sur les fondations à un taux voisin de celui qui est atteint au pont de l'Alma.

Pour satisfaire à ces diverses conditions, on était conduit à reculer l'arête de renversement à plus de 30 mètres du parement, à donner à la culée un empattement dépassant 20 mètres et à évider la partie du massif touchant aux terres ; le massif de la culée se trouvait ainsi en arrière et nettement détaché des murs de bas-port qu'il fallait fonder d'une manière indépendante.

On a été amené à simplifier la construction de l'ouvrage en réunissant le mur de quai au corps de la culée et en fondant le tout sur un massif unique.

Nous avons réuni, dans des tableaux joints à la *Note annexe n° II*, les renseignements détaillés qui peuvent intéresser la stabilité des culées d'après l'exécution, ou les projets approuvés pour la partie métallique. Une épure est jointe à cette note.

Les résultats principaux à en retenir sont : que la pression sur les sommiers granitiques atteint au maximum 48 kilogrammes par centimètre carré ; que la pression transmise aux maçonneries ordinaires ne dépasse pas 18 kilogrammes au joint de la dernière assise de granit ; que la pression verticale par centimètre carré d'appui sur le sol de fondation ne dépasse pas 3 kilogrammes, et que le rapport de la poussée au poids dans les conditions les plus défavorables n'atteint pas 0,50.

Il résulte, d'autre part, d'un certain nombre d'essais que nous avons faits pour nous rendre compte de la valeur du coefficient de frottement sur les sables extraits des sondages, que dans aucun cas le rapport de la force hori-

zontale au poids ne descendait au-dessous de 0,58 avec les sables les plus fins.

III. — **Détail et exécution des travaux des fondations.**

Description des culées. — Le massif de chacune des culées présente la forme d'un parallélogramme dont le côté parallèle à l'axe du pont a 33^m,50, la distance de ces côtés mesurée normalement étant de 44 mètres. Chaque massif est fondé au moyen d'un caisson unique divisé en cinq parties par des cloisons perpendiculaires à la direction de la rivière. Les chambres partielles communiquant entre elles par la partie médiane des cloisons qui est à treillis, leur ensemble ne forme en réalité qu'une grande chambre unique, et les maçonneries qu'elles contiennent constituent un seul bloc dont les éléments adhèrent aux cloisons ou sont soudés entre eux à travers les mailles du treillis.

Au-dessus du plafond de la chambre de travail règne un poutrellage métallique dont la direction est parallèle à celle de la rivière ; les chambres de travail, de même que les espaces occupés par le poutrellage, sont remplies de béton de ciment constitué par un mélange dans la proportion de 3 volumes de cailloux de Seine pour 2 volumes de mortier. Le mortier est dosé à raison de 450 kilogrammes de ciment de Portland pour 1 mètre cube de sable de Seine.

La face supérieure du béton est creusée de sillons parallèles à l'axe de la rivière, le creux des sillons correspondant à l'intervalle des poutrelles consécutives ; le but de cette disposition est de lier en arrachement le béton à la maçonnerie ordinaire placée au dessus.

La hauteur totale moyenne de béton est de 3^m,40; toute la partie supérieure de la culée est en maçonnerie de moellons de caillasse ou de Souppes, hourdée au mortier de ciment de Portland dosé à raison de 400 kilogrammes de ciment par mètre cube de sable de Seine.

Le parement de la culée, du côté rivière au-dessous de la cote 26,00 du Nivellement général, est en moellons piqués de Souppes et, au-dessus de cette cote, en pierre de taille granitique. La partie parementée en granit comprend trois assises courantes de 0^m,50 de hauteur et un bandeau mouluré au dessus duquel reposent directement les sommiers d'appui des arcs et les sommiers intercalaires.

En arrière de chaque sommier d'appui sont disposées, normalement à la direction de la poussée, quatre assises de libages granitiques dont la surface va croissant depuis les sommiers jusqu'à la maçonnerie ordinaire sur laquelle ils répartissent la pression.

Les pierres granitiques proviennent des Vosges, celles qui sont vues sont tirées des carrières de Saint-Stails; elles sont d'un gris clair à fond très légèrement rosé; les libages sortent des carrières de Senones, leur couleur rouge violacé n'est pas homogène; elle n'a pas convenu pour l'emploi en élévation.

Le massif des maçonneries ordinaires en arrière des libages est appareillé en forme de voûte dont les joints parallèles à l'axe de la rivière inclinent jusqu'à 45°.

La partie centrale du massif présente, aussi bien du côté du large que du côté de terre, des talus à 45°; sur la face du large elle reçoit l'appui de la partie appareillée en vousoirs, et sur la face de terre viennent buter des contreforts de 2 mètres séparés par des évidements de 3 mètres de largeur; ces évidements remplis de sable et gravier sont voûtés à la cote (26,50). La face supérieure du massif général est réglée: du côté terre à la cote

(28,50), au droit du passage des tramways ; en avant à la cote (29,50) qui est celle du quai (*).

Exécution des travaux. — Les fondations des culées ont fait l'objet d'une adjudication restreinte (**).

Le cahier des charges laissait à l'entrepreneur le soin d'étudier le programme pour la mise en place et le fonçage des caissons selon les moyens dont il disposerait (***) .

Il avait le choix entre deux solutions : l'une consistait à ouvrir à la drague dans chaque rive une fouille dans laquelle les caissons seraient échoués ; ce procédé réduisait au minimum la durée du fonçage et les aléas que comportait la descente d'un grand caisson à travers le sol. Mais il fallait construire le caisson en dehors de l'emplacement de la culée, le mettre à flot, et le conduire dans son emplacement définitif.

L'autre procédé consistait à monter le caisson sur place et à le foncer sans déplacement. Ce procédé comportait une période de fonçage plus longue, plus aléatoire ; elle entraînait l'obligation de démolir à sec, au préalable, les murs de quai qui auraient fait obstacle à la descente des caissons.

C'est ce second procédé qui a été choisi, en raison des dépenses considérables de la mise à flot du caisson.

Description des caissons (Pl. 4). — L'ossature métallique des caissons est entièrement en acier doux de la qualité

(*) Nous avons limité la description au massif de culée proprement dite, les maçonneries en élévation actuellement en cours d'exécution feront l'objet d'une description dans une note ultérieure.

(**) MM. Letellier et Boutriquieu, adjudicataires.

(***) Le projet prévoyait également pour chaque culée deux séries de caissons reliés par des voûtes. Par une convention postérieure à l'adjudication, les deux séries de caissons ont été remplacées par des caissons uniques sur chaque rive.

usuelle dans les constructions de pont (42 kilogrammes de résistance à la traction et 22 0/0 d'allongement sur des barrettes de 200). La ceinture extérieure est constituée par des tôles de 3^m,680 de hauteur et de 6 millimètres d'épaisseur ; ces tôles sont armées à la partie inférieure d'un plat de 250×18 et d'une cornière de $\frac{100 \times 100}{12}$

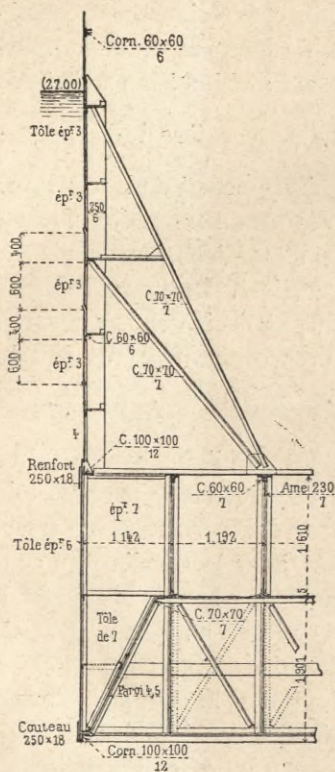
placée à l'intérieur, cette garniture constitue le couteau. A la partie supérieure ces tôles sont renforcées par un plat et une cornière de mêmes dimensions, de manière à former poutre dans le sens vertical. La muraille extérieure est raidie tous les 1^m,20, au droit des joints verticaux des tôles, par des nervures composées d'un plat de 200×6 et d'une cornière de $\frac{70 \times 70}{8}$. Aux nervures

sont attachées des consoles ; les cornières contre-fiches des consoles sont réunies du côté intérieur par une tôle de 4^{mm},5 qui vient se relier par des cornières ouvertes, formant couvre-joint d'une part avec la cornière du couteau inférieur, et d'autre part avec la tôle du plafond. Cette disposition, qui n'est pas nouvelle d'ailleurs, permet, en garnissant de béton le vide prismatique compris entre les tôles des murailles extérieures et la tôle inclinée, de donner à ces murailles une rigidité considérable, tout en augmentant du même coup les garanties d'étanchéité.

Les murailles extérieures du caisson parallèles à la rivière sont reliées au-dessous du niveau du plafond par quatre sommiers perpendiculaires à leur direction. La chambre de travail se trouve ainsi partagée, ainsi qu'on l'a dit plus haut, en cinq chambres plus petites, dont les trois médianes sont rectangulaires, et les deux extrêmes trapézoïdales. Les cloisons qui séparent ces chambres étant à treillis dans leur partie médiane, il y a communication d'un bout à l'autre de la chambre de travail.

Les sommiers, comme les murailles extérieures, sont

en contact avec le sol par des couteaux dont l'arête inférieure est au même niveau ; ceux-ci sont constitués par deux cornières de $\frac{100 \times 100}{12}$ et par une âme de 7 millimètres.



La tôle du plafond, de 5 millimètres d'épaisseur, est à 1^m,901 au-dessus du couteau ; elle est rivée à sa partie supérieure aux semelles inférieures d'une série de poutrelles à treillis de 1^m,61 de hauteur, distantes entre elles de 1^m,20, placées parallèlement à la direction de la rivière et aboutissant aux murailles amont et aval au droit des consoles que portent ces murailles. Le poutrillage est soutenu dans sa longueur en quatre points intermédiaires par les sommiers décrits plus

haut ; à chaque poutrelle correspondent, dans les sommiers placés en dessous, un montant vertical et deux contre-fiches, reportant la charge sur le couteau placé à la partie inférieure.

Les poutrelles du plafond constituent de véritables poutres à travées solidaires encastées à leurs extrémités sur les murailles extérieures ; elles portent la charge du plafond entre les sommiers.

Les sommiers répartissent la réaction du sol entre les

poutrelles, transmettent au sol le poids du plafond et, grâce à leur rigidité, ils peuvent, en outre, suppléer à l'insuffisance des appuis des murailles extérieures sur le sol dans certains cas, notamment dans le cas où l'une de ces murailles est en porte-à-faux. Leur rôle d'appui diminue lorsque la rigidité progressive du plafond augmente par suite de l'avancement des maçonneries ; mais ils jouent alors le rôle de tirants et servent de lien entre les murailles extérieures.

Nous avons fourni, dans la *Note annexe n° III*, quelques indications sur les conditions de stabilité des caissons, qui ont fait l'objet d'une étude détaillée par MM. Daydé et Pillé, dans la prévision de leur mise en place par voie de flottage, et plus tard dans la prévision d'un fonçage sur place en porte-à-faux.

La hauteur du caisson proprement dit ne dépasse pas 3^m,68 ; les murailles extérieures sont prolongées au dessus par des hausses montées au fur et à mesure de la descente et assemblées avec des rivets de 10 millimètres posés à froid. L'épaisseur de la première tôle est de 4 millimètres, celle des tôles supérieures de 3.

Du côté du large, les tôles ne s'appliquent pas sur la maçonnerie ; un espace libre de 0^m,75 a dû être ménagé en avant du parement du mur pour permettre la pose des pierres de taille et le fichage des joints ; les hausses placées sur cette face ont uniformément 4 millimètres d'épaisseur et sont raidies sur leurs bords par des cornières placées à l'extérieur ; elles forment une série de panneaux assemblés à boulons du côté extérieur dont l'ensemble constitue un batardeau démontable.

Pour éviter les déformations qui se produisent dans les parois de grande longueur, par suite du gondolement des tôles minces, malgré la présence de cornières placées de distance en distance dans le sens horizontal, des montants verticaux ont été disposés au nombre de trois sur les

parois amont et aval, et au nombre de quatre sur chacune des deux autres, au droit des abouts des sommiers. Le constructeur avait également prévu que les cornières horizontales des hausses recevraient des madriers assemblés à boulons, afin de donner aux parois une grande rigidité. Cette mesure n'a pas été appliquée, les montants verticaux ont agi assez efficacement pour qu'on pût la supprimer en cours d'exécution.

Tous les joints des caissons et des hausses sont faits avec interposition de feutre bitumé pour assurer l'étanchéité qui n'a d'ailleurs rien laissé à désirer.

Chacune des chambres partielles de chaque caisson a été munie de deux cheminées.

Le nombre des cheminées a été de dix, conformément au programme imposé (*); chacune d'elles a été pourvue d'échelles pour le personnel et de bétonnières pour l'introduction du béton. Mais huit d'entre elles seulement ont reçu des moteurs mécaniques pour l'extraction des déblais; les chambres extrêmes, de moindre dimension que les autres, n'étaient desservies que par un seul moteur.

L'exhaussement des cheminées pendant le cours du travail, qui est généralement pratiqué, aurait causé, en raison de leur nombre, une gêne de longue durée; c'est, de plus, une opération qui présente toujours quelque danger. Les entrepreneurs, tant pour réduire la durée du fonçage que pour s'affranchir des sujétions que les modifications de leurs installations auraient occasionnées au cours du travail, ont pris le parti d'établir, dès le début, toutes les cheminées avec toute la longueur nécessaire pour achever le travail.

(*) Le cahier des charges avait prescrit qu'il y aurait dans chaque chambre, dont le nombre minimum devait être de quatre pour le grand caisson, au moins deux cheminées organisées pour livrer passage aux matériaux, l'une au moins devant pouvoir servir au personnel.

Cette solution les a entraînés à établir, à 7^m,30 au-dessus du poutrellage du caisson, un plancher général sur lequel ont été posées des voies destinées à rouler les terres recueillies dans des wagonnets au sortir des sas.

L'échafaudage a pris appui sur le dessus des poutrelles du plafond ; il a d'ailleurs été combiné de manière à permettre l'établissement, à un niveau intermédiaire entre le plafond du caisson et le plancher supérieur, d'un second plancher dont le niveau correspondait au niveau supérieur des maçonneries à la fin du fonçage ; ce second plancher a servi de plancher de service pour l'exécution de ces maçonneries et pour le bétonnage de la chambre de travail.

Ces dispositions ingénieuses ont permis de réduire au minimum les mains-d'œuvre, le transport des matériaux et les changements d'installation pendant la descente du caisson.

Extraction de déblais. — L'évacuation des déblais a été opérée par deux procédés différents, qui ont été appliqués successivement.

Au début du fonçage, la paroi du côté du large a été tenue en porte-à-faux au-dessus du fond du fleuve ; les déblais ont été extraits par une drague dont l'élinde arrivait aussi près que possible de la paroi du caisson et fouillait le pied du talus des déblais.

Ce procédé a pu être appliqué pendant la descente sur 3^m,50 de hauteur environ. Au-delà de cette profondeur, comme il était interdit aux entrepreneurs de fouiller le fond du lit de la Seine au-dessous de la cote (22,50), l'éboulement des déblais hors du caisson ne se produisait plus, et la drague devenait inefficace.

L'extraction a été faite alors par les procédés ordinaires au moyen des moteurs actionnés par l'air comprimé.

Parmi les huit sas munis de moteurs, six étaient du type créé Fives-Lille, et les deux autres du système Pellerin.

Les sas à déblais se vidaient directement dans des wagonnets circulant sur un système de voies posées sur le plancher supérieur des échafaudages; ce plancher comportait, au droit de chaque paire de sas, un encorbellement faisant saillie en avant du caisson, et les wagons étaient vidés au-dessus d'orifices ménagés dans ces encorbellements. On a essayé d'abord de charger directement des bateaux au moyen de couloirs placés au-dessous des orifices, mais ce procédé a été rapidement abandonné : la main-d'œuvre nécessaire pour régaler les déblais dans les bateaux était très onéreuse, elle était de plus très dangereuse, les ouvriers étant sans cesse exposés à recevoir le choc des parties dures des déblais qui ricochaient dans la chute.

Les déblais ont donc été simplement vidés dans le lit de la rivière et repris ensuite à la drague.

Alimentation en air. — L'air comprimé, nécessaire tant pour l'extraction mécanique des déblais que pour le renouvellement de l'air du caisson, a été pris directement sur la canalisation Popp. Des branchements en égout greffés sur la conduite maîtresse qui passe au pont de la Concorde ont amené l'air à proximité du caisson sur la rive droite et sur la rive gauche.

Sur chaque branchement ont été installés deux compteurs et des robinets d'arrêt. Aux sorties des compteurs l'air pénétrait dans un réservoir en traversant un détenteur à ressort qui ramenait la pression, qui est de 5 kilogrammes dans la canalisation Popp, à la pression nécessaire soit pour faire marcher les moteurs, soit simplement pour alimenter le caisson. Sous ce réservoir, un fourneau permettait de réchauffer l'air pendant les temps froids, de manière à éviter la condensation dans les canalisations.

L'air comprimé était amené aux cloches par une conduite faisant le tour du plancher supérieur, conduite de laquelle partait, à chaque cloche, un branchement muni de robinets d'arrêt ; entre cette conduite et le réservoir, étaient intercalées deux conduites en tuyaux flexibles portées par une bielle, dont une des extrémités reposait sur le sol en un point fixe, et l'autre suivait les déplacements du plancher supérieur de l'échafaudage. L'alimentation pouvait ainsi toujours être assurée par l'une des conduites flexibles en cas de rupture de l'autre.

Éclairage. — L'éclairage électrique du caisson était imposé par le cahier des charges ; cet éclairage devait même être maintenu jusqu'à la fin du bétonnage. Les entrepreneurs avaient installé à cet effet une petite usine électrique qui, après quelques tâtonnements faits sur la rive droite, a fonctionné régulièrement sur la rive gauche dans les conditions suivantes :

Deux machines Raworth verticales à deux cylindres de 25 chevaux chacune, tournant à 500 tours par minute, actionnaient deux dynamos à courant continu. Un seul groupe suffisait pour l'éclairage, l'autre était en réserve.

La vapeur était fournie indifféremment à chacun des moteurs par deux générateurs, dont l'un en pression, et l'autre en réserve.

De cette manière, le service était assuré sans interruption pendant vingt-quatre heures, car il était toujours possible d'entretenir et de réparer l'un des générateurs ou l'un des groupes de moteurs et de dynamos.

Le courant était distribué au moyen de trois lignes dont l'une pour le service du caisson et deux pour l'éclairage extérieur.

Le courant étant donné à 140 volts et les lampes à incandescence groupées par deux en série, le nombre

des lampes dans l'intérieur du caisson était de 130 ; mais, en service courant, il n'y en avait guère plus d'une centaine allumées en même temps. Ces lampes étaient de 16 bougies chacune. A l'extérieur, l'éclairage sur la plateforme d'évacuation des déblais était donné par des bouquets de quatre lampes à incandescence de 50 bougies chacune placées auprès de chaque sas. Ces bouquets étaient alimentés par l'une des lignes extérieures, l'autre servant pour l'éclairage du plancher inférieur.

La consommation journalière était de 2.000 hectowatt-heure en moyenne, dont 1.600 pour le caisson, et 400 pour l'extérieur. L'éclairage extérieur durant environ douze heures, la consommation pouvait s'élever à 1.200 hectowatt-heure pendant la nuit (prix de l'hectowatt-heure : 0,06).

Le cahier des charges avait imposé, en outre, l'éclairage permanent des orifices des cheminées par une lanterne avec une bougie en prévision des cas d'extinction de la lumière électrique et des paniques.

Contrôle de la descente du caisson. — En raison du système de construction du caisson dont le plafond était constitué par des poutres à travées solidaires, il y avait lieu de se préoccuper des déformations des sommiers intermédiaires dont les dénivellations pouvaient entraîner une fatigue considérable du plancher et occasionner des fissurations dans les maçonneries.

L'observation de ces déformations a été faite par des opérations de nivellement quotidiennes, en relevant la cote de 18 points choisis aux abouts et au milieu de chacun des sommiers. Ces opérations permettaient de mesurer les descentes du caisson en même temps qu'on en suivait les mouvements et les déformations générales, mais elles n'offraient pas pour la conduite du travail une sécurité absolue ; le brouillard empêchait quelquefois d'y procéder ;

en outre, ces opérations étaient assez longues par elles-mêmes, et elles ne pouvaient donner de résultat précis qu'à la condition que le caisson pût être considéré comme sensiblement immobile pendant leur durée ; elles ne pouvaient rien donner pendant les mouvements de descente du caisson. Or c'était justement pendant ces descentes qu'il y avait le plus grand intérêt à éviter les déformations. Les entrepreneurs ont proposé, et nous avons accepté l'établissement à frais communs, dans la chambre de travail, d'un niveau d'eau général constitué par une conduite de plomb établie le long de la paroi du côté terre et portant un branchement le long de chacun des sommiers. Chaque branche était munie de burettes au milieu et aux extrémités ; des robinets d'arrêt permettaient, en outre, d'isoler chacune d'elles, ce qui devenait nécessaire lorsque le caisson prenait une forte inclinaison de l'amont vers l'aval, ou inversement.

Des lectures faites sur les trois burettes d'une même branche on pouvait déduire la flèche et l'inclinaison du sommier correspondant ; des lectures faites sur les burettes correspondantes de plusieurs branches on déduisait l'inclinaison générale du caisson.

Indépendamment des mouvements dans le sens vertical, le caisson a subi des déplacements horizontaux qui ont été observés au moyen de visées faites suivant des directions parallèles à l'axe longitudinal et à l'axe transversal du caisson. L'importance de ces déplacements n'étant pas considérable, les observations de cette nature n'ont été faites qu'une fois par semaine en moyenne.

Procédés employés pour faire descendre le caisson. — Les moyens de contrôle que nous venons d'indiquer ont été complétés par diverses mesures de détail dans la conduite des travaux de terrassements. Lorsqu'on procédait

à une opération de fonçage, les travaux d'évacuation des déblais étaient suspendus, et tous les ouvriers étaient exclusivement employés aux fouilles le long des sommiers; les terres provenant de ces fouilles étaient rejetées vers le milieu des chambres et reprises ultérieurement. Ces opérations ont presque toutes été faites en présence du chef de chantier ou de son suppléant pendant la nuit.

Pendant l'évacuation des déblais, il était rigoureusement interdit de fouiller au-dessous des sommiers, sauf aux points où se trouvaient des pieux à couper ou des pierres à retirer.

Pour provoquer le mouvement de descente du caisson, on ouvrait le long des parois extérieures et de chaque côté des sommiers intermédiaires des rigoles dont la paroi était tenue plus ou moins rapprochée des couteaux, selon la consistance des terrains; l'ouverture de ces rigoles déterminait un tassement du terrain sous les couteaux et un mouvement de descente du caisson.

Les rigoles étaient conduites en partant du milieu des sommiers et des parois amont et aval et en cheminant vers les parois parallèles à l'axe de la rivière; lorsque les rigoles étaient achevées dans la partie médiane des sommiers, on commençait à dégager aussi le milieu des petits côtés des chambres parallèles à la rivière.

Nous indiquons ainsi seulement le plan général suivi; dans les parties du terrassement qui ont été faites au début à l'air libre et, plus tard, dans les déblais qui s'asséchaient facilement, on pouvait procéder au fonçage en commençant par évacuer les déblais de la partie centrale des chambres au-dessous du niveau des couteaux et en laissant subsister sous ceux-ci des banquettes qu'on enlevait en suivant le plan général indiqué par le creusement des rigoles. A ce plan on a dû apporter des modifications assez fréquentes suivant les circonstances, en raison des incidents qui obligeaient à fouiller par avance certaines lon-

guez sous les couteaux : ainsi, pendant la période d'évacuation des déblais par dragage, le couteau du côté du large n'étant pas soutenu, il n'était pas nécessaire d'ouvrir des rigoles le long des sommiers du côté du large au-delà de quelques mètres à partir du milieu ; dans le caisson de rive droite, plusieurs sommiers intermédiaires consécutifs se sont trouvés à certains moments affouillés sur près de la moitié de la longueur pour permettre le recépage des pieux engagés sous les couteaux, et il a fallu les soutenir par des calages.

La marche générale suivie, tant pour le creusement des rigoles que pour l'enlèvement des banquettes, était justifiée par le système de construction du caisson ; les variations dans les réactions du sol produites par l'ouverture des rigoles tendaient en effet à faire augmenter les réactions au droit des parties les plus robustes des sommiers où cette augmentation des efforts présentait le moins d'inconvénients.

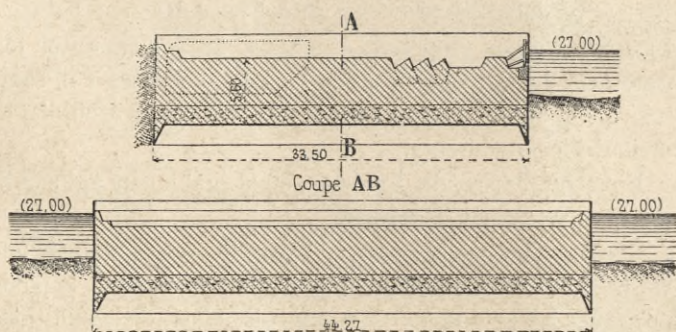
Pour régulariser la descente, on a également agi sur la charge portée par le caisson.

Chaque jour on calculait, d'après le cube de maçonnerie effectué et la pression de l'air dans le caisson, le poids porté par les couteaux ; on s'assurait, ainsi, des conditions générales de l'équilibre du caisson, de la nécessité de forcer ou le travail des maçonneries ou celui d'évacuation des déblais. On corrigeait en outre, par la distribution des charges, les effets que la lecture des flèches des sommiers permettait d'observer.

Ainsi, au début du fonçage, alors que le caisson reposait sur des couches de remblais d'une consistance médiocre, il ne suffisait pas de ne pas ouvrir de rigoles du côté du large pour empêcher les sommiers de plonger vers la rivière ou de prendre des flèches importantes. Un peu plus tard, les frottements latéraux avaient une tendance à arrêter la descente des parois extérieurs d'amont

et d'aval, tendance qui se manifestait par les contre-flèches de ces parois.

Ces divers effets de flexion ont été atténués par la disposition des charges. Les couches successives de béton ont été mises en place de la manière suivante. Au-dessus du plafond de la chambre de travail, on a commencé le bétonnage par une zone placée le long de la paroi du côté terre, parallèlement à cette paroi; puis on a couvert entièrement le plafond des chambres amont et aval, on a attaqué ensuite de nouvelles zones parallèles à la première et on a conduit ainsi le bétonnage jusqu'à 6 mètres environ de la paroi côté rivière. En même temps, on commençait la deuxième couche du côté de la



paroi terre, et on la conduisait de la même manière en lui donnant une forme de fer à cheval. La même marche était suivie pour la troisième couche et pour les premières couches de maçonnerie jusqu'au moment où le couteau du côté du large avait atteint le fond de la rivière.

A partir de ce moment, les charges nouvelles, par suite de la nécessité, tant de soutenir les hausses que de charger les parois extérieures, étaient disposées par zones concentriques de la périphérie au centre.

La partie du massif exécutée à la fin du fonçage présentait la forme indiquée sur les croquis ci-dessus représentant

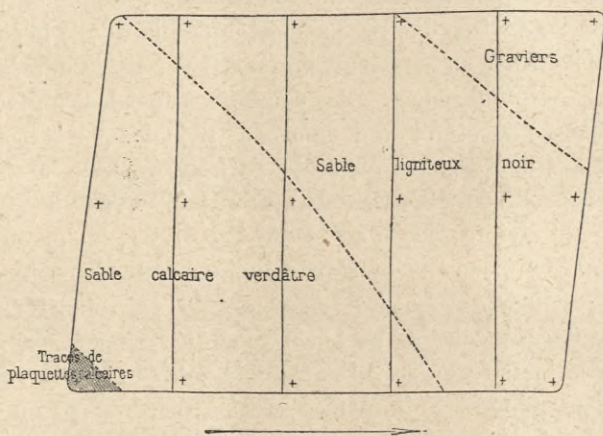
deux coupes passant par le milieu du caisson et parallèles, l'une à l'axe du pont, l'autre à celui de la voie navigable.

Obstacles et terrains traversés. — Les couches de terrains qui ont été rencontrées dans la descente ont été trouvées en concordance avec les indications des sondages, mais elles ont présenté une régularité d'allure que les sondages, dont les produits sont toujours plus ou moins mélangés ou dénaturés par les outils, n'auraient pas permis d'établir.

Sur la rive droite, la couche des alluvions anciennes était constituée par un banc de gravier à éléments moyens de 0^m,80 environ d'épaisseur, nettement limitée, à la partie supérieure, à un banc d'argile pure avec lit de débris et, à la partie inférieure, à des plaquettes de calcaire glauconieux, de dureté et de dimensions variables par bancs, et formant une assiette générale rocheuse. Cette assise a été rencontrée à la cote (21,30) du côté terre et à (20,60) du côté rivière. Elle n'a pas été traversée; la dureté des plaquettes rencontrées était devenue telle du côté aval que, pour provoquer la descente du caisson, il fallait entailler le calcaire au burin sous le couteau. On s'est arrêté lorsque le couteau a atteint la cote (18,75) du Nivellement général de la France, c'est-à-dire à 0^m,25 en contre-haut de la cote prévue au projet. Un sondage fait du côté d'amont, à 0^m,80 en contre-bas du fond, accusait encore la même nature du terrain.

Sur la rive gauche, les alluvions supérieures se sont d'abord présentées sous forme de couches de sable gris ou jaune avec nombreux ossements et débris de poteries, jusqu'à la cote (23,00) du Nivellement général de la France. Au-dessous de ces couches à ossements régnaient des bancs de sable et graviers d'épaisseur variable, agglutinés par place par un ciment calcaire, de manière à former une sorte de roche tendre blanchâtre. Ces alluvions se terminaient à la base par une couche très constante de

sable limoneux gris assez fin avec un lit de limon gris coquillé. A la cote (21,80), immédiatement en dessous, on rencontrait le gravier des alluvions anciennes à gros éléments. Comme sur la rive droite, le gravier reposait sur des plaquettes calcaires à la cote (21,30) environ, mais seulement sur une partie de la surface du caisson. Au-dessus de ces plaquettes il n'avait qu'une épaisseur assez faible de 0,50 en moyenne ; par contre, dans la partie où les plaquettes n'existaient plus, le gravier remplissait une poche profonde correspondant à un affouillement ancien



du fond du lit. Au-dessous des plaquettes existait partout un banc de sable verdâtre glauconieux coquillé contenant les éléments des plaquettes non cimentés, surmontant des sables ligniteux.

La figure ci-dessus représente, au niveau de la fondation, la constitution du fond dans la surface du caisson RG.

La régularité des couches de terrains rencontrées a facilité la descente du caisson ; les seuls obstacles qui l'aient gênée ont été les pieux provenant des fondations du mur de quai de la rive droite et des massifs des pylones du pont de Navier. Ces pieux se sont trouvés au

nombre de 300 dans le caisson de rive droite, au nombre de 110 dans le caisson de rive gauche. Ils étaient fichés dans le calcaire grossier ou dans les couches sous-jacentes et la pointe de leurs sabots avait atteint une cote voisine de la cote 19,50. L'état de conservation de ces pieux, en bois de chêne, était parfait.

Bétonnage dans les chambres de travail. — Le sol de la chambre de travail de la rive droite étant constitué par une sorte de dallage en plaquettes calcaires, on a d'abord débarrassé sa surface du sable un peu gras qui était interposé dans les joints. Après un grattage à vif et un balayage soigné, l'aspect du fond était celui d'une maçonnerie à très gros éléments.

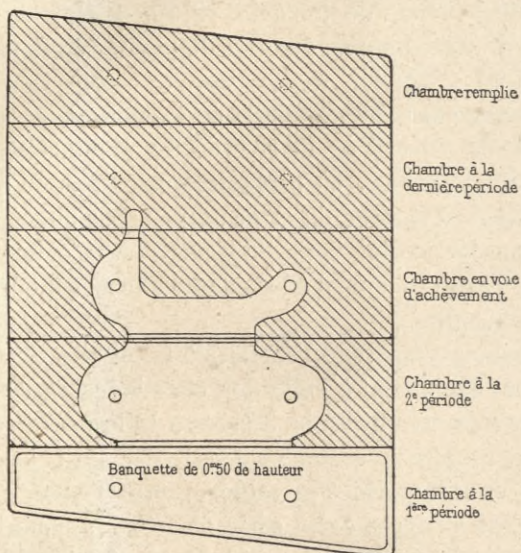
En même temps que l'on faisait la toilette du fond, on procédait également à celle des cheminées et du caisson dont les fers étaient lavés, brossés à la brosse de fil de fer et badigeonnés avec un coulis de ciment ; Les rigoles étaient ensuite garnies de sable propre.

Ce n'est qu'après cette série d'opérations que le béton était introduit et disposé sur le fond préalablement garni d'une couche de mortier.

Tout d'abord, on a établi des banquettes le long des parois et des sommiers pour asseoir le caisson ; on a ensuite rempli les chambres successivement en battant en retraite de l'une dans l'autre, d'après le plan indiqué ci-après. Cette marche a permis de conserver l'éclairage électrique jusqu'à la fin des opérations.

Le béton était disposé en talus à gradins de 0^m,40 de hauteur environ. Entre le dernier gradin et le plafond, on avait soin de laisser un intervalle dans lequel, lorsque le béton avait commencé à se raffermir soit par dessiccation, soit par l'effet de la prise, on venait serrer avec des bourroirs une petite quantité de béton frais additionné de mortier. Avec ces outils, simples barres de bois arrondies

à une extrémité pour former manche, et taillées en sifflet à l'autre, on comprimait cette couche supérieure de béton jusqu'à ce qu'elle ne se laissât plus pénétrer.



La fermeture d'une chambre était obtenue en refoulant, par-dessous l'âme de la membrure supérieure des sommiers, du mortier, puis des cailloux introduits un à un comme des garnis pour boucher les vides. On n'arrivait néanmoins pas à garnir intégralement l'âme jusqu'à sa partie supérieure ; les cavités ainsi abandonnées avaient environ la grosseur d'une tête humaine, et on reconnaissait leur existence au son, en frappant sur l'âme.

Sur la rive gauche, le fond était sablonneux ; on s'est contenté de le damer soigneusement et de répandre, au dessus, du mortier avant la pose du béton. On a procédé pour les autres opérations comme sur la rive droite ; on a simplifié et amélioré la fermeture des chambres en garnissant préalablement l'âme de la membrure supérieure des

sommiers au droit de l'orifice de fermeture, au moyen d'un prisme de béton qui tenait par adhérence au plafond et à l'âme. De cette manière, le vide restant à remplir, limité à un plan incliné à 45° vers la chambre de retraite, pouvait être bourré intégralement.

La dernière opération du bétonnage a été l'obturation des cheminées. Il convenait d'obtenir dans ce travail une très grande étanchéité : la surface des sections des dix cheminées étant en effet considérable, l'arrivée de l'eau par le fond pouvait entraîner de très lourds épaissements pendant l'achèvement des maçonneries à l'air libre au-dessus de la chambre de travail, maçonneries qui devaient se poursuivre plusieurs semaines en contre-bas du plan d'eau après la fin du fonçage.

Les entrepreneurs ont réussi à obtenir un degré d'étanchéité très satisfaisant de la manière suivante : dans chaque cheminée, au-dessus du béton qui dépassait de 0^m,40 le niveau du plafond, on a versé d'abord un coulis de ciment pur jusqu'à refus de pénétrer. Sur ce coulis, après sa prise, on a posé à bain de mortier un tampon en bois circulaire serré avec des coins, puis on a versé un second coulis et rempli la cheminée de béton gras jusqu'à 0^m,60 en contre-bas de la couronne de boulons fixant la partie supérieure de la cheminée.

Aussitôt que le coulis de ciment a été introduit dans la dernière cheminée, on a reconnu que l'étanchéité était réalisée par la chute de la consommation d'air.

La pression a été maintenue pendant quarante-huit heures après la fin du remplissage des chambres pour prévenir le délavage du béton ; on a procédé enfin au démontage des cheminées, à l'enlèvement des sas et des échafaudages.

Durée des travaux. — L'adjudication des travaux de fondation a eu lieu le 25 février 1897 ; elle a été approuvée le 27 du même mois. Le délai d'exécution fixé par le

cahier des charges était d'une année à partir de la date de l'ordre de service prescrivant de commencer les travaux, lequel a été délivré le 13 avril 1897, après la déviation des tramways sur le cours la Reine.

Les travaux préparatoires ont commencé immédiatement et le montage du caisson de rive droite a été entrepris dès le 28 mai, après l'enlèvement des murs de quai, le remblaiement de la fouille et l'établissement de la plateforme en rivière. Le montage du caisson était entièrement achevé dans les premiers jours de juillet, et son équipement les premiers jours d'août.

Pendant la durée de l'abaissement annuel du plan d'eau, le caisson a été foncé à l'air libre jusqu'à la cote (26,00) du Nivellement général de la France, et le bétonnage au-dessus du plafond a commencé le 11 août. L'air comprimé a été envoyé dans le caisson dans la matinée du 20 août, et le fonçage proprement dit a commencé aussitôt. Cette opération a duré du 20 août au 24 octobre, soit exactement soixante-quatre jours, pendant lesquels le caisson s'est enfoncé de la cote (25,80) à la cote (18,75), soit de 7,05, soit en moyenne de 0^m,11 par jour. Vingt-quatre heures après la fin du fonçage, le bétonnage du fond a été entrepris et a duré quatorze jours, jusqu'au 7 novembre. Le 9 novembre, l'admission de l'air comprimé a cessé, et on a procédé immédiatement à l'enlèvement des échafaudages. La durée totale du travail à l'air comprimé a été ainsi de soixante-dix-neuf jours.

Les travaux de préparation sur la rive gauche ont été entrepris au mois de juin 1897, et le caisson mis en montage à la fin de juillet. Ce montage était terminé le 10 septembre. Le caisson n'a pu être équipé qu'après l'achèvement du fonçage de celui de la rive droite, c'est-à-dire à partir du milieu de novembre. Cet équipement était achevé à la fin du mois de décembre, et le fonçage a commencé immédiatement après les fêtes du jour de l'an, le 3 jan-

vier 1898. Comme sur la rive droite, on a commencé par faire descendre à l'air libre le caisson jusqu'à la cote (26,40), en même temps que l'on commençait le béton sur le plafond. L'air comprimé a été envoyé dans la chambre de travail le 15 janvier, et le fonçage proprement dit a commencé ; cette opération a duré du 15 janvier au 13 mars, avec une interruption de trois jours, du 6 au 9 mars, en raison des menaces d'inondation. Pendant cette période de cinquante-sept jours le caisson est descendu de la cote (26,23) à la cote (19,40), soit de 6,83 avec une moyenne journalière de 12 centimètres. Cette moyenne s'élève à 0,126, si l'on tient compte de l'arrêt de trois jours occasionné par les menaces de crue.

Le bétonnage du caisson de rive gauche a été entrepris le 14 mars et terminé le 26.

La durée totale du travail à l'air comprimé a été de soixante-et-onze jours sur la rive gauche.

Sur les deux graphiques (Pl. 5), on a indiqué jour par jour les éléments divers qui peuvent intéresser l'histoire du travail. Nous n'entrerons pas dans de plus amples détails.

Le fonçage des caissons s'est effectué sans incidents, mais grâce à une surveillance minutieuse et délicate qui a demandé beaucoup d'efforts de la part du personnel chargé de l'exercer. Cette surveillance n'a pas duré moins de cent-cinquante journées en deux périodes, d'une manière ininterrompue, le jour et la nuit.

La conduite de ces travaux pénibles a été confiée à M. Lavallez, conducteur des Ponts et Chaussées, chef de chantier (*), qui a été secondé, pour le service de nuit et

(*) M. Lavallez est décédé le 21 avril 1899. Sa santé, déjà éprouvée par les travaux du pont Mirabeau, a été sérieusement atteinte à la fin du fonçage du second caisson du pont Alexandre III. Nous tenons à rendre hommage ici à la mémoire de ce dévoué collaborateur, frappé à la force de l'âge avant l'achèvement des travaux qu'il conduisait avec conscience et habileté.

pour les opérations de la surveillance des caissons, par MM. Grimaud et Retraint, conducteurs chargés plus spécialement du service des études, et par MM. Courtin, conducteur, et Mauny, commis des Ponts et Chaussées.

IV. — Maçonneries au-dessus du niveau des massifs de fondation.

Les maçonneries autres que celles des massifs des culées proprement dites ont été l'objet d'études faites en commun avec les architectes chargés de la décoration de l'ouvrage. Les dispositions n'ont pu être arrêtées que plusieurs mois après le commencement des travaux de ces massifs ; elles ont été comprises dans un projet complémentaire dont l'exécution a été confiée aux entrepreneurs des fondations par voie d'extension d'entreprise.

On a toutefois laissé au dehors la partie supérieure des grands motifs décoratifs dans lesquels la sculpture joue un rôle prépondérant, l'exécution de ces maçonneries devant être faite directement par les soins du service d'architecture.

Les différents ouvrages qui ont été compris dans le projet complémentaire des maçonneries du pont Alexandre III sont :

1° Le mur de fond qui borde du côté des terres la tranchée couverte donnant passage aux déviations provisoires des voies publiques ;

2° Le mur du quai en prolongement de l'alignement des murs de quais démolis ;

3° Les quatre massifs de soubassement des grands motifs décoratifs formant corps avec les murs de l'escalier et la voûte de tête du passage sur bas-port ;

4° Les deux murs à arcades reliant sur chaque culée les massifs de soubassement des motifs amont et aval ;

5° Les amorces des murs de bas-port de chaque côté des culées du pont Alexandre III.

Mur de fond. — Ce mur ne présente aucune particularité saillante, sa fondation seule mérite une mention.

L'aplomb du mur du côté rivière, correspondant à peu près à la face du caisson côté terre, la fondation du mur se trouve précisément au-dessus des parties de terrains dans lesquelles la descente du caisson a provoqué des crevasses. On a dû se préoccuper d'abord de boucher ces crevasses et de raffermir le sol : à cet effet on a commencé par combler tous les trous béants le long des parois du caisson au moyen de sable et on a battu, à quelques centimètres de ces parois, de petits pilots taillés dans les bois des anciens pieux retirés des fouilles ; ce battage avait pour but de damer énergiquement la surface et de faire descendre le sable au fond des crevasses. On a ensuite battu en arrière de la face de chacun des caissons deux files de pieux qui ont été poussés jusqu'à un niveau voisin de celui du fond des caissons. Le battage de ces pieux avait pour but principal de resserrer le terrain, de boucher les fissures qui n'avaient pu être comblées par le sable et d'établir un contact complet entre les terrains et le caisson de manière à rendre effective la butée des terres.

Les parties du mur situées en amont et en aval des massifs des caissons doivent reposer sur un sol assis et protégé du côté rivière par l'amorce du mur de quai dont la partie supérieure seule a été dérasée ; en conséquence, elles ont été fondées simplement sur le sol naturel à 0^m,50 au-dessous du niveau de la retenue, c'est-à-dire à la cote (26,50) du Nivellement général de la France.

Mur de quai. — Le mur de quai est porté tout entier soit par les maçonneries du caisson, soit par les fondations des anciens murs de quai en dehors du caisson.

Au-dessus du caisson il est percé de sept ouvertures formant arcades et destinées à donner du jour et de l'air dans la tranchée couverte de la déviation des voies publiques.

En dehors du caisson, il forme mur de fond au droit des escaliers et apparaît ainsi dans l'élévation générale de l'ouvrage ; cette partie vue est en pierre de taille de Souppes, elle se termine par une chaîne d'angle à bossages qui borde la baie d'ouverture de la tranchée. Une chaîne de même nature encadre la baie du côté opposé.

L'ouverture de la baie entre les deux chaînes est de 26 mètres ; elle affecte la forme d'un rectangle et sera masquée pendant la durée de l'Exposition par la grille de clôture sur les déviations de la voie publique.

Après l'Exposition, cette large baie sera fermée et on ne laissera subsister qu'une ouverture de 4 mètres, formant porté cintrée entre deux chaînes de pierres de taille.

Dispositions générales des massifs de soubassement des grands motifs décoratifs. — Les motifs décoratifs qui encadrent l'entrée du pont affectent en plan la forme d'un carré avec des colonnes engagées aux angles ; les directions des côtés de ce carré sont parallèles ou normales à celles de l'axe de la rivière ; elles sont, par suite, obliques par rapport à l'axe du pont. Cette disposition a entraîné nécessairement une dissymétrie entre les dispositions du plan à l'amont et à l'aval de chacune des culées.

On a supposé que de chaque côté du pont les murs de quai s'élargissaient en terrasse jusqu'au droit du passage ménagé sur le bas-port. Le tablier métallique pénètre dans le quai à partir du mur qui borde ce passage, tout en conservant sa direction ; mais les maçonneries sont redressées ; les parties extérieures visibles des maçonneries situées entre la rive et l'axe longitudinal du mur sont symétriques par rapport au plan normal à la direction de cet axe passant en son milieu. Les maçonneries placées en avant de cet axe, et qui comprennent uniquement les

voûtes de tête du passage sur le bas-port, sont au contraire construites parallèlement à la direction de l'axe du pont.

Les différents éléments des maçonneries intérieures en arrière du passage du bas-port ont été disposés avec leurs faces normales ou parallèles à la direction des quais ; mais, comme on a tenu à conserver aux poutres du viaduc la direction générale des fermes du pont, les points d'appui de ces poutres ont été placés dans le prolongement de ces fermes, de même que l'axe des arcades ; il en est résulté un chevauchement des murs à arcades et des inégalités dans les longueurs des raccordements, inégalités dont l'œil jugera vraisemblablement assez peu dans la demi-lumière d'un sous-sol coupé par de très nombreux piliers et arceaux.

Soubassements des parties décoratives. — Les soubassements de la partie décorative comprennent à chaque angle du pont d'abord le socle carré qui supporte le grand motif à colonnes, ensuite le mur de face de l'escalier relié audit socle par une arcade percée dans un mur en quart de cercle, enfin l'arceau de tête du passage sur bas-port dont le pilier du côté rivière comporte un motif de décoration faisant face à la rivière.

Tous les parements de ces éléments du côté extérieur au pont sont, jusques et y compris la corniche, en pierre de taille granitique, de même provenance que celles qui forment le parement de la culée.

Des bossages à profil elliptique et semblables à ceux des chaînes du mur de quai courent tout le long de ce parement.

La porte en tour ronde comporte une grande voussure en coquille.

Le grand motif à colonnes se projetant en plan partiellement sur le caisson, partiellement en dehors, on a dû

établir en dehors de chaque caisson des massifs de fondation dont la stabilité fût comparable à celle du caisson lui-même. A cet effet on a battu des pieux en bois de pitchpin dont le nombre et les conditions principales de battage sont résumés au tableau suivant :

	NOMBRE de PIEUX	ÉQUARRISSAGE	REFUS sur la dernière volée de 10 coups	COTE de la pointe du sabot	POIDS du MOUTON	HAUTEUR de CHUTE
Massif du soubassement. Amont rive droite.....	51	$\frac{30}{30}$	20 à 30 millimètres	(18,85) à (21,83) (19,74) en moyenne	1.200	1,80
Massif de soubassement. Aval rive droite.....	58	$\frac{30}{30}$	20 à 30	(19,75) à (21,67) (20,57) en moyenne	1.200	1,80
Massif du soubassement. Amont rive gauche.....	71	$\frac{30}{30}$	10 à 30	(20,10) à (21,30) (20,57) en moyenne	1.200	1,80
Massif du soubassement. Aval rive gauche.....	64	$\frac{30}{30}$	10 à 20	(19,00) à (20,70) (19,51) en moyenne	1.200	1,80

D'autre part, l'évaluation du poids des motifs décoratifs donne au total une charge de 1.600 à 1.700 tonnes.

La charge des pieux peut atteindre environ 32 tonnes sur la rive droite et 26 sur la rive gauche, en la supposant entièrement supportée par les pieux. Le travail des bois correspondants serait de 35 kilogrammes par centimètre carré dans un cas et de 29 dans l'autre.

Bien que la stabilité des grands motifs paraisse assurée dans de bonnes conditions, il y a lieu de prévoir que le tassement des maçonneries portées par les pilotis ne sera pas identique à celui des maçonneries portées par le caisson, et ces inégalités de tassements pourraient déterminer des fissurations dans les pierres de taille. Pour

les éviter, le soubassement des grands motifs n'a été relié au pylone qu'après l'achèvement des maçonneries en élévation. A cet effet, à 1^m,50 au-dessus du nu de la culée, les maçonneries du soubassement ont été construites en encorbellement du côté du caisson et supportées provisoirement par des étais avec des calages permettant de suivre le mouvement d'abaissement des motifs. L'encorbellement a présenté une saillie suffisante pour que l'implantation des motifs pût être faite au-dessus du niveau de la corniche.

Les escaliers ne présentent aucun détail particulier; le mur de fond est fondé sur arcades et massifs de pieux isolés, les marches sont portées par deux arcs dont les retombées correspondent à ces massifs de pieux.

Les soubassements des grands motifs sont reliés au mur de quai par des voûtes en plein cintre d'inégale longueur; ces voûtes établissent la communication entre la porte à voussure et le sous-sol du viaduc.

Murs à arcades. — Ces soubassements sont également reliés entre eux par des murs à arcades supportant les poutres droites qui forment l'ossature du tablier du viaduc.

Les dispositions générales de ces murs à arcades ont été indiquées plus haut. Le mur en façade sur le passage sur bas-port est entièrement appareillé en pierre de taille de Souppes avec refends et bossages du côté extérieur. Après l'Exposition, les arcades de ce mur seront fermées par des grilles, le sous-sol du viaduc ne pouvant, pour un motif de sécurité, être laissé à l'usage du public.

Les parements de ces murs du côté intérieur ont été traités simplement avec angles et têtes de voûtes en pierre de Souppes, remplissages en moellons piqués ou en mosaïque.

La construction de ces murs à arcades a été rejetée à la fin des travaux pour un double motif: en premier lieu, le

raccord de ces murs avec les soubassements ne peut être fait qu'après l'établissement de la liaison de ces massifs avec le corps de la culée ; en second lieu, la présence de ces murs entraverait la manutention des pièces destinées aux arcs métalliques.

Il en est de même de l'arceau de tête du passage du viaduc et du massif qui contrebut cet arceau du côté rivière reposant en partie sur la culée, en partie sur le mur du bas-port.

Mur du bas-port. — La décoration de ce massif du côté de la rivière consiste en un dauphin taillé dans la pierre granitique et formant saillie sur les bossages. Ce motif de sculpture appelle un socle qui se distingue aussi bien du mur du bas-port que du massif de la culée ; ce socle comprend une base cylindrique demi-circulaire surmontée d'un fût avec bandeau de couronnement.

La base de ce socle plonge dans l'eau et se détache en saillie sur un élément de mur vertical légèrement en retraite sur l'alignement général de la crête du mur du bas-port.

Le bandeau du socle se prolonge au-dessus de cet élément jusqu'au droit d'une chaîne d'angle à bossages qui se raccorde avec le profil normal à fruit du mur de quai.

Au-dessus de cette chaîne d'angle, le bandeau de couronnement s'arrête et supporte un pieux d'amarrage en fonte décorée.

La partie monumentale se trouve ainsi liée graduellement avec les murs de bas-ports voisins.

Le parement de la partie verticale du mur, de même que la chaîne d'angle, doivent être en pierre de taille granitique ; à partir de la chaîne d'angle le profil du mur devient conforme au type courant.

La fondation des amorces des murs de bas-port ne pouvait guère être faite au moyen de batardeaux, à cause

de la proximité du grand caisson. On n'a pas estimé qu'il y eût lieu de recourir à l'air comprimé, à cause du rôle très secondaire au point de vue de la résistance, que ces amorces sont appelées à jouer.

On a simplement battu des pieux de pitchpin ; on les a recepés sous l'eau à la cote (23,80) ou à la cote (24,50) du Nivellement général de la France. Autour de ces pieux a été battue une enceinte en pieux et palplanches de sapin.

Dans cette enceinte on a coulé sous l'eau du béton d'abord jusqu'à la cote (23,80) du Nivellement général de la France, puis jusqu'à la cote de la première assise de pierre de taille, soit la cote (25,50) du Nivellement général.

Pendant la période annuelle d'abaissement du plan d'eau les premières assises de pierres de taille ont été posées à l'aide de faibles épaissements.

De la cote (23,80) à la cote (25,50) le mur est entièrement en béton. Afin d'éviter la dégradation des parements, le béton a été protégé au moyen de panneaux de tôle.

DEUXIÈME PARTIE.

TRAVAUX MÉTALLIQUES PRÉPARATOIRES.

V. — Pont roulant de montage.

Le programme des travaux du pont Alexandre III a dû être établi de manière que la navigation n'éprouvât pendant la période de construction que la moindre gêne possible.

A cet effet, tout système de montage entraînant l'établissement de cintres ou même d'une simple palée dans le milieu du lit de la rivière a été écarté. Le cahier des charges prescrit que les cintres nécessaires au montage des arcs seront portés par un pont supérieur qui se déplacera et viendra occuper successivement l'emplacement de chacun des arcs.

Pour mettre ce pont roulant à l'abri de toute chance d'accident par suite des grandes crues et surtout des glaces, la voie de roulement a été placée sur les culées.

Le cahier des charges de la partie métallique du pont Alexandre III définit le mode d'emploi et les conditions principales d'établissement de cet outil; mais il en a laissé l'étude détaillée à la charge des entrepreneurs, sous la réserve de la présentation à l'agrément des ingénieurs d'un programme détaillé des opérations de montage et des dessins complets d'exécution du pont avec calculs justificatifs à l'appui.

Bases du programme adopté. — Il a été reconnu dès la première étude que les besoins de la navigation recevraient une satisfaction suffisante, si on lui assurait la liberté complète de circulation dans une passe de 50 mètres

au milieu de la rivière. Dans ces conditions, la naissance des arcs pouvait être montée sur des cintres fixes portés par des pieux battus hors de la passe centrale, et il devenait possible, sinon de faire reposer le pont supérieur d'une manière permanente sur des appuis en rivière, du moins de le soulager pendant la période du montage des arcs, c'est-à-dire au moment où il doit supporter sa charge maximum.

Cette double faculté laissée à l'entrepreneur entraînait pour lui la nécessité, en cas de grosses eaux ou de glaces, d'avoir à démonter et à mettre en retraite les portions d'arcs qui se seraient trouvées en montage à ces moments critiques.

Elle lui permettait, d'autre part, d'établir sans excès de dépense le pont roulant en vue du montage simultané de deux arcs; ce mode de procéder présente aussi bien pour la régularité du travail que pour sa prompte exécution, des avantages sérieux qu'il est à peine besoin d'expliquer et qui ont déterminé l'adoption du programme sur les bases exposées ci-après.

La distance entre les points d'appui sur les chevalets roulants est de 120 mètres. C'est la portée du pont lorsqu'on procède à son déplacement ou dans le cas où le montage est interrompu par des menaces de crues ou de glaces et qu'il se trouve ainsi sans surcharge. Deux palées reposant sur des pieux battus en rivière de part et d'autre de la passe réservée à la navigation reçoivent des appareils d'appui qui partagent ainsi, pendant la période du montage des arcs, l'ouverture totale de 120 mètres en trois travées de 33^m,50 pour les deux extrêmes et de 53 mètres pour celle du milieu. L'ouvrage est donc considéré comme un pont à travée unique pendant ses déplacements, et comme un pont à trois travées lorsqu'il est chargé par les arcs.

Il doit être en mesure, en outre, dans le premier cas,

de supporter, indépendamment de son propre poids, l'effet du vent.

La pression horizontale exercée par le vent a été supposée de 120 kilogrammes par mètre carré, chiffre pris pour base des calculs des échafaudages employés dans les travaux de l'Exposition de 1889.

Telles sont les bases du programme adopté après discussion avec les entrepreneurs.

L'étude de détail du pont a été confiée aux ateliers de Châlon-sur-Saône dits du Petit-Creusot; elle a été faite sous la direction de M. Schmidt, directeur de ces ateliers, par M. l'Ingénieur Rochebois.

Description du pont roulant. — Le pont roulant se compose de deux poutres droites à treillis de 120 mètres de longueur entre montants extrêmes et de 7^m,50 de hauteur. L'écartement de ces poutres mesuré normalement à leur direction est de 5^m,714 (Pl. 7).

La section des membrures est à simple I; le treillis est à double maille.

Les montants verticaux ont un espacement égal à la longueur des projections horizontales des voussoirs des arcs, soit de 3^m,625; au milieu du pont, les trois intervalles correspondant à la clé du pont ont été réduits, à cause de la moindre longueur des voussoirs de clé.

Aux abouts, à cause du biais et en raison de l'angle formé par la direction du chevalet avec celle du pont, les panneaux extrêmes n'ont pas la même dimension sur les poutres amont et aval. Les montants extrêmes forment un cadre dont la direction fait avec les cadres de la division courante l'angle du biais. Les montants spéciaux au-dessus des palées n'ont, au contraire, pas été déplacés; la ligne des appuis forme un angle avec la direction de la palée.

Les treillis sont formés par des cornières doubles.

Les deux poutres sont reliées entre elles par une série

de cadres comprenant deux montants verticaux reliés au milieu de leur hauteur par une entretoise horizontale ; cette entretoise et les faces intérieures des montants portent des consoles sur lesquelles sont posées deux voies de roulement des chariots de manœuvre des arcs. Au-dessus de l'entretoise, les cadres sont contreventés par des barres horizontales au niveau des membrures supérieures et des croix de Saint-André.

Au-dessous de l'entretoise on a dû laisser le passage libre pour le transport des pièces des arcs.

Dans les travées latérales, la partie inférieure des montants verticaux s'incline de manière à venir s'arrêter sur les semelles des membrures. Dans la travée centrale, au contraire, les parties inférieures de ces montants, de même que celle des cadres de support des consoles des voies de roulement, sont disposées de manière à recevoir l'attache des tiges de suspension des cintres au niveau des semelles inférieures des membrures.

L'ossature ainsi formée ne présenterait pas de garanties suffisantes pour résister à l'effet du vent, qui est considérable en raison de la surface offerte à sa prise non seulement par le pont, mais aussi par le tablier et par les arcs en montage qu'ils supportent. Aussi a-t-elle été complétée par une poutre à treillis disposée horizontalement au milieu de la hauteur, dont la membrure en forme de I relie les montants au point de croisement du treillis.

Les cadres extrêmes du pont au-dessus des chevalets sont contreventés par des croix de Saint-André sur toute leur hauteur. Les différents aspects des coupes du pont sont figurés sur les planches n^{os} 8 et 9.

L'appui du pont sur les palées en rivière a dû être étudié avec un soin tout spécial.

Les appareils d'appui sont reçus par de forts chevêtres, poutres à âme triple, parallèles à la direction du pont et portés par un chevalet ou pylône métallique dont les

montants sont directement au-dessus des files de pieux.

Ces chevalets sont placés dans les intervalles contigus de celui des deux arcs de montage; ils sont démontés après la mise en place de chaque groupe d'arcs, et ils reposent non pas directement sur les pieux, mais sur un longeron métallique qui coiffe la tête des pieux de manière à intéresser six pieux de chaque file à la fois. Ces dispositions, qui paraissent, à première vue, hors de proportion avec la charge verticale à transmettre (un groupe de 12 pieux pouvant aisément supporter une charge de 300 tonnes), sont rendues nécessaires par les effets du vent, qui déplacent dans de très fortes proportions le point de passage de la résultante des efforts appliqués aux cadres d'appui intermédiaires.

Sur les rives, les appuis du pont sont portés par une chevêtre à âme triple, parallèle à la direction de la rivière. Ce chevêtre est l'arête supérieure du chevalet. Au-dessous du chevêtre, au droit de chacun des appareils d'appui, viennent s'attacher six montants qui forment deux pyramides partant de chacun des points d'appui et reportant les charges sur le cadre du chariot roulant au droit des galets.

La hauteur de ces pyramides est de 5^m,85; la largeur de la voie de roulement, de 4 mètres; la distance entre les galets extrêmes d'une même file, de 11^m,50. Les galets sont au nombre de dix, ceux du milieu de chacune des rangées recevant l'about des montants appartenant aux deux pyramides. Au droit de chaque paire de galets, le chariot de roulement est entretoisé.

Cet ensemble est complété par deux autres systèmes d'entretoises, l'un reliant les montants des pyramides à mi-hauteur et formant une ceinture horizontale autour du chevalet, l'autre reliant le milieu du chevêtre au milieu des cadres du chariot de roulement.

La nature du métal employé dans la charpente du pont

roulant est exclusivement l'acier laminé pour les barres et plats, moulé pour les pièces d'appui.

Les conditions d'essais de résistance de l'acier laminé ont été les mêmes que pour les matières employées dans la construction des ponts fixes, savoir 42 kilogrammes de résistance par millimètre carré à la rupture avec 22 0/0 d'allongement.

Les poids des matières entrant dans la construction du pont roulant se décomposent de la manière suivante :

Pont roulant proprement dit avec ses appareils d'appui..	238 ^r ,5
Chevalets sur rives.....	47
Plate-forme des treuils, poutres supportant les poulies, attaches, palonniers.....	25,5
Deux treuils à vapeur.....	14
Total de la partie mobile.....	<u>325^r</u>
Pylônes en rivière.....	58,5
TOTAL.....	383 ^r ,0

Au poids du métal de la partie mobile viendra s'ajouter pendant le montage celui du plancher suspendu, soit 26,7 tonnes, dont 10 pour les bois.

Stabilité du pont roulant. — Le pont roulant a été étudié de manière à résister non seulement à l'effet des charges verticales, mais encore à celui d'un vent exerçant une pression horizontale de 120 kilogrammes. Dans les calculs qui sont contenus dans la Note annexe n° IV, on a admis que le travail de l'acier pouvait s'élever jusqu'à 12 kilogrammes par millimètre carré de section brute, sous l'effet des charges verticales et qu'il pouvait atteindre 13 kilogrammes sous l'effet du vent.

Le coefficient de 12 kilogrammes pour les poutres verticales se trouve dépassé, si l'on envisage les sections nettes, car les valeurs du module de résistance $\frac{I}{n}$ se

trouvent réduites d'environ 10 0/0 en passant d'une section à l'autre, ainsi que le fait ressortir le tableau ci-dessous.

TABLEAU COMPARATIF DES VALEURS DE $\frac{I}{n} \times 10^6$.

NATURE DE LA SECTION	SECTION BRUTE	SECTION NETTE
Une plate-bande.....	81.806	75.882
Deux plates-bandes.....	105.684	97.153
Trois plates-bandes.....	129.562	118.372
Quatre plates-bandes.....	153.442	139.618
Cinq plates-bandes.....	177.323	160.866

C'est sous l'action de son propre poids, augmenté au milieu de la charge des cintres, que les moments de flexion atteignent leur plus haute valeur et que le coefficient de 12 kilogrammes par millimètre carré de section brute se trouve atteint. Il convient de remarquer que le pont n'aura à supporter ces efforts que pendant les courts instants pendant lesquels on le déplacera d'un groupe d'arcs au suivant. En déduisant l'effet des cintres, le moment fléchissant maximum au milieu se trouve réduit de $\frac{1}{5}$. Il en est de même lorsque le pont, pendant le montage des arcs, se trouve soulagé au droit des appuis intermédiaires.

Le moment de flexion maximum dans la poutre de contreventement est également produit lorsque le pont se déplace et que la portée de la poutre de contreventement est de 120 mètres. Cette hypothèse ne se réalisera pas en cours normal de travail, car on ne choisira pas une journée de vent violent pour déplacer le pont roulant ; elle se réaliserait dans le cas suivant : le travail étant interrompu par suite de grandes eaux ou de glaces et le pont étant décalé sur ses appuis, une tempête de vent surgit. Dans ce cas, le plus défavorable qui puisse se produire, car l'ouvrage serait soumis aux efforts maxima aussi bien sous l'effet des charges verti-

cales que des pressions horizontales, la circulation sur la rivière se trouverait interrompue ; d'ailleurs, il est vraisemblable de penser qu'on aurait retiré au moins partiellement les cintres du milieu et que les maxima prévus dans les calculs ne se trouveraient pas ainsi réalisés.

Mise en place du pont roulant. — Le pont roulant ne pouvait pas être monté directement en place pour la raison même qui avait déterminé sa construction, et le programme adopté avait en conséquence prévu qu'il serait monté sur la rive droite et mis en place par voie de lancement. D'ailleurs, l'exiguïté des emplacements ne permettait pas d'établir entre la palée de rive droite et la clôture du chantier sur le Cours la Reine une plate-forme assez longue pour le montage du pont tout entier ni même d'un tronçon assez long pour franchir en une seule fois la passe centrale de 53 mètres.

On a dû fractionner le lancement en trois opérations, qui sont représentées schématiquement sur la planche page 64 *bis*.

Afin de réduire les efforts développés dans l'ossature du pont pendant le porte-à-faux de la deuxième opération de lancement, l'about du pont rive gauche a été pourvu d'un avant-bec léger de 15 mètres de longueur.

Les calculs justificatifs concernant le travail des diverses parties de l'ouvrage pendant le lancement se trouvent développés dans la Note annexe n° V.

Le point le plus important de ces calculs touche la question des flexions locales de la membrure inférieure des poutres.

Pendant le lancement, les membrures inférieures des poutres ont à transmettre aux barres de treillis les réactions des appuis, lorsque ces barres ne se trouvent pas directement au-dessus de ceux-ci. Elles ont, en conséquence, dans chaque panneau successivement, au fur et à

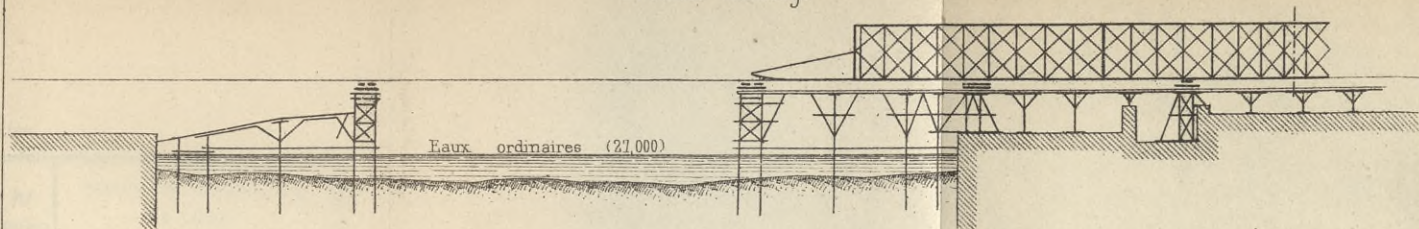
mesure de leur passage au-dessus des appuis, à supporter des efforts locaux qui en augmentent la fatigue dans des proportions considérables.

L'importance des flexions locales des membrures inférieures a entraîné leur renforcement; la hauteur des âmes de ces membrures avait été portée de 450 à 550 millimètres, et des épontilles en bois devaient relier la partie centrale de ces membrures au nœud de treillis situé au droit du milieu de chaque panneau. Ces dispositions n'ont pas été jugées suffisantes, et le renforcement a été complété par l'adjonction d'une cornière à la partie supérieure de l'âme de ces membrures dans les panneaux les plus fatigués. Les renseignements les plus détaillés sur ce renforcement sont donnés dans la note de calculs de M. Rochebois. Voir aussi Pl. 10 et 11.

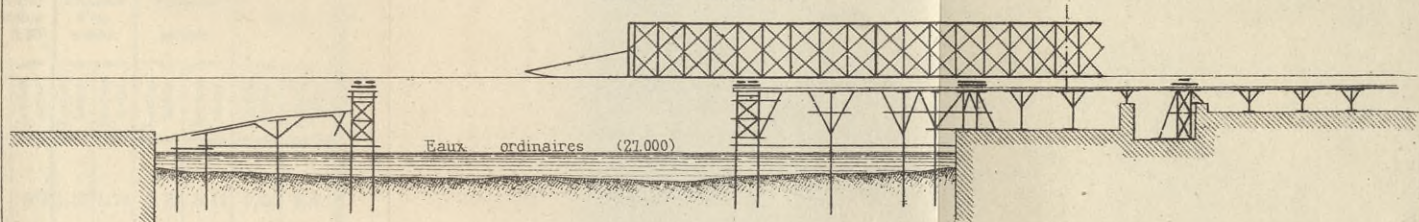
Ces calculs font ressortir que le travail du métal peut atteindre 15^{kg},80 par millimètre carré. Il y a lieu de remarquer que les calculs du lancement ont tous été faits en partant des sections brutes, et nous avons recherché quels résultats on obtiendrait en partant des sections nettes.

Le tableau suivant donne les résultats obtenus.

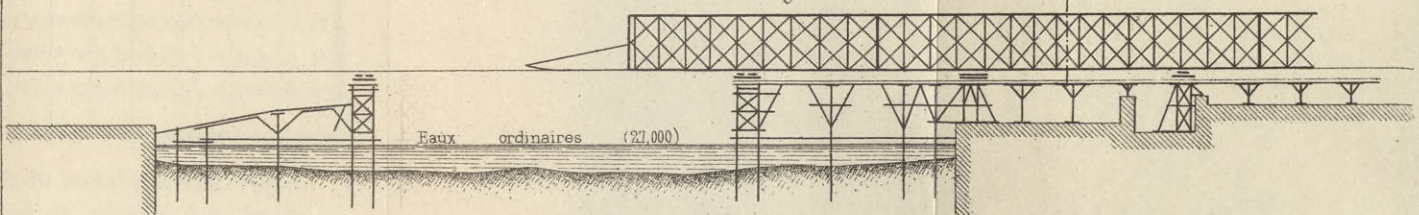
Premier montage



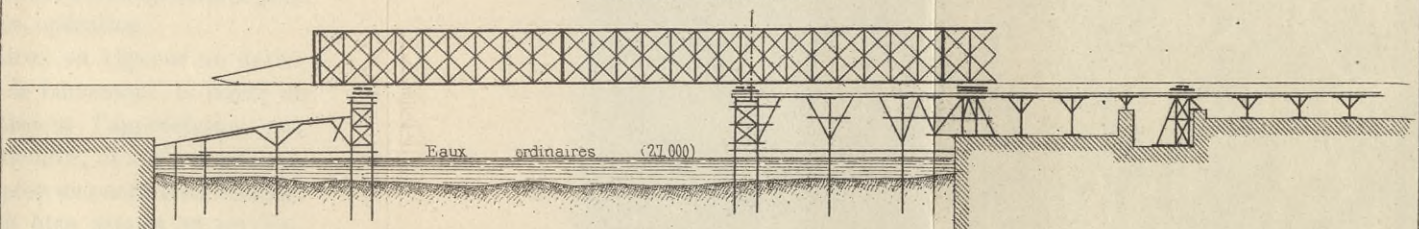
Premier lancement



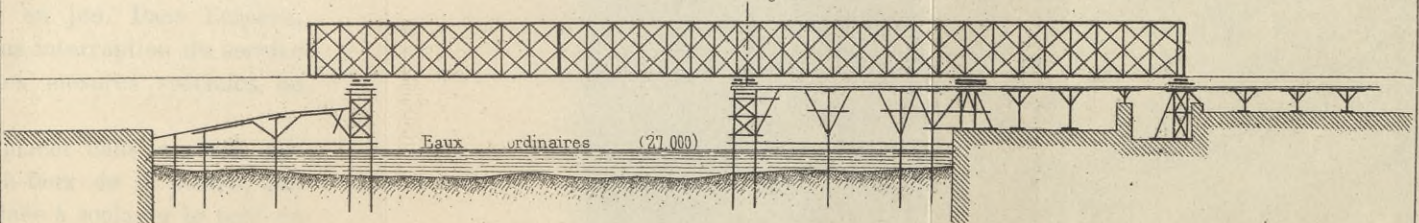
Deuxième montage



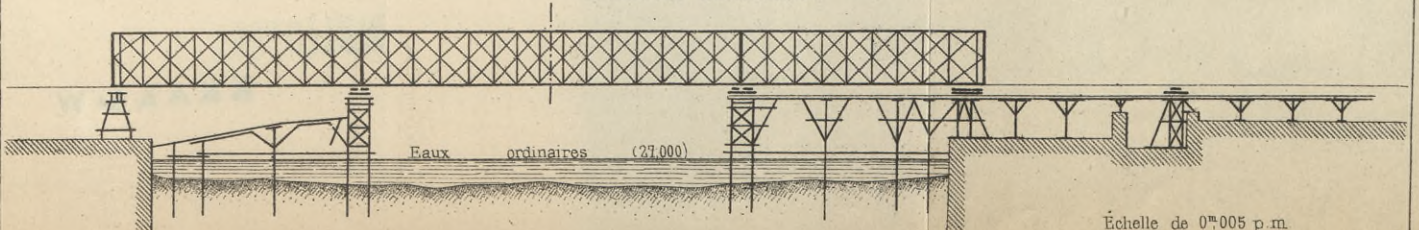
Deuxième lancement



Troisième montage



Troisième lancement



Échelle de 0^m005 p.m.

BIBLIOTEKA
KRAKÓW

NATURE DE LA SECTION	$\frac{I}{n} \times 10^6$ de la section complète des poutres ($n = 3.30$)		$\frac{I}{n} \times 10^6$ de la section des membrures supérieures renforcées ($n = 3.30$)		TRAVAIL PAR MILLIMÈTRE CARRÉ DE SECTION					
					Flexions d'en- semble		Flexions locales		Total	
	Section brute	Section nette	Section brute	Section nette	Section brute	Section nette	Section brute	Section nette	Section brute	Section nette
Une plate-bande, âme inférieure sans renforcement.....	93.395	86.414	842	807	1,57	1,70	7,79	8,12	9,46	9,82
Panneau 3										
Une plate-bande.....	93.395	86.414	1375,5	1321	2,25	2,43	6,29	6,55	8,54	8,98
Panneau 4										
Deux plates-bandes.....	120.960	110.842	1459	1410	3,05	3,30	9,10	9,41	12,15	12,71
Panneau 6										
Trois plates-bandes.....	148.525	135.374	1584,6	1453	3,88	4,25	10,75	10,96	14,63	15,21
Panneau 8										
Quatre plates-bandes.....	176.090	160.011	1872	1820	4,73	5,19	9,64	9,71	14,37	14,90
Panneau 10										
Cinq plates-bandes.....	203.652	184.752	1920	1873	4,82	5,32	10,98	11,27	15,80	16,59
Panneau 11										

On trouve ainsi que le travail du métal pourrait dépasser $16^{ks},5$ par millimètre carré de section à la fin du second lancement et qu'il dépasserait 15 kilogrammes pendant une notable partie de cette opération.

Les prescriptions réglementaires en vigueur ne déterminent pas, pour les opérations de lancement, la limite du travail du métal; elles en laissent l'appréciation aux Ingénieurs dans chaque cas particulier, et il n'y a généralement pas d'inconvénient à adopter un coefficient notablement supérieur à celui qui doit être atteint en service, parce qu'il n'y a pas, au moment du lancement, de questions de sécurité importantes en jeu. Dans l'espèce, l'opération devant avoir lieu sans interruption du service des Bateaux-Parisiens, quelques mesures spéciales de précaution ont été prises.

Ces mesures ont consisté à placer dans la passe, au-dessous de la partie en porte-à-faux de la poutre, une palée flottante de secours destinée à soulager le pont en

cas d'accident survenant soit par un défaut du métal, soit par un défaut de montage. Cette palée était réglée à un niveau tel qu'au moyen de quelques calages il fût possible de la mettre en contact avec la semelle inférieure du pont.

L'étude de la stabilité de cette palée a également fait l'objet d'une note de calculs qui est reproduite dans la *Note annexe n° VI*.

Un autre point intéressant a été également examiné : c'est l'abaissement de l'about de l'ouvrage au moment du plus grand porte-à-faux.

L'abaissement de l'about de la poutre dépendait de plusieurs facteurs : 1° de la flexion propre de la poutre sous l'effet des charges et des réactions des appuis ; 2° des variations de la direction de la ligne des appuis ; 3° enfin de la déformation locale produite dans la membrure inférieure.

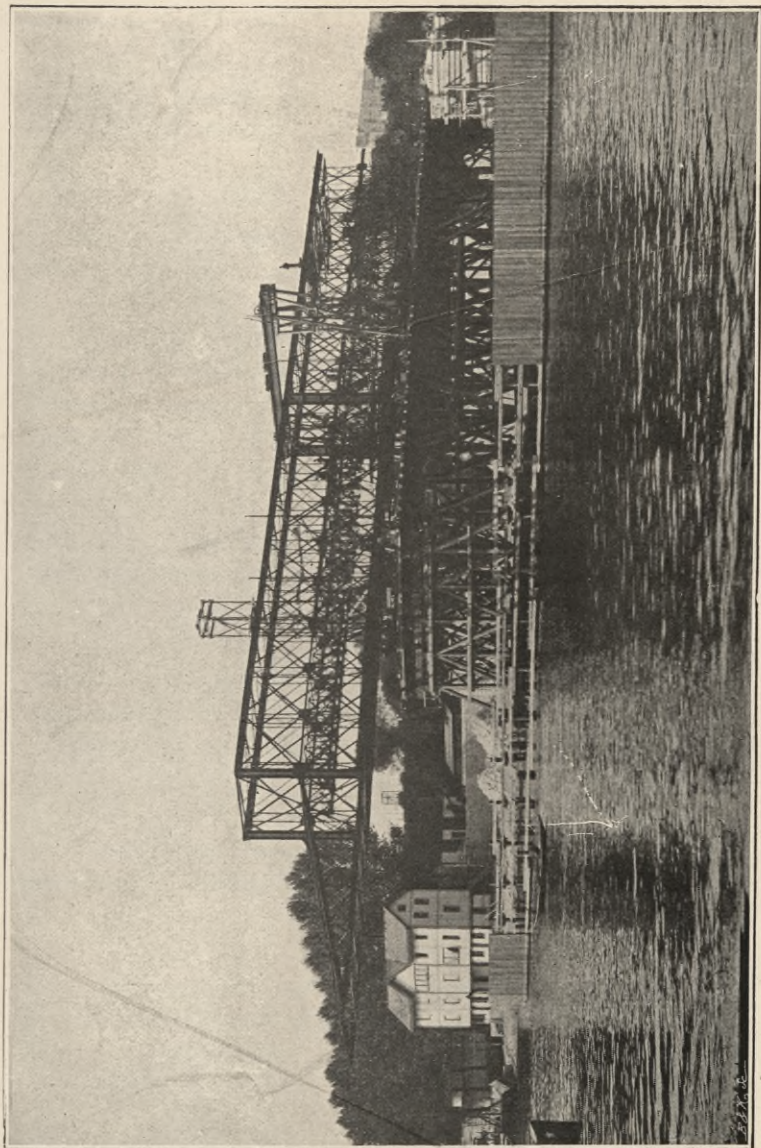
Le premier élément peut être évalué avec approximation par l'une des méthodes qui seront indiquées plus loin au sujet de l'étude des flexions du pont roulant.

Par la méthode suivie à Chalon cet abaissement a été évalué à 0^m,14.

La méthode graphique a fourni un résultat légèrement différent, 0,156.

La dénivellation des appuis, le second élément, est une quantité qui ne peut être évaluée ; elle dépend du tassement des échafaudages, du raccourcissement élastique des bois sous l'effet des poids, qui vont croissant depuis le commencement jusqu'à la fin de l'opération. Ces appuis étant réglés de niveau au début de l'opération, et y représentant leur dénivellation, la flèche normale de l'extrémité se trouve augmentée à chaque instant de $\frac{30 + 53}{30} y$.

L'effet de la flexion locale est malaisé à évaluer avec quelque précision : on connaît simplement le sens dans



VUE DU PONT ROULANT DE MONTAGE
après la première opération de lancement, le 20 août 1898.

lequel il se produit, il doit être accusé par une diminution du rayon de courbure de la pièce fléchie au droit de l'appui.

Pour tenir compte de ces divers éléments pendant l'opération de lancement, l'extrémité de l'avant-bec a été relevée de 0^m,20.

Marche des opérations. — Le programme de construction du pont roulant et des opérations de montage a été arrêté dans diverses conférences, dans le courant de l'automne 1897, et le projet de l'ouvrage a été présenté à la fin de janvier 1898. Le montage a été entrepris dans les ateliers de Chalon dès le mois d'avril, et les premiers tronçons sont arrivés sur le chantier au milieu du mois de juillet. Le montage sur place a été commencé le 22 juillet et la moitié de l'ouvrage était achevée et prête à lancer le 20 août 1898. C'est à cette date que la première opération a été faite ; la seconde a eu lieu le 8 septembre, et la dernière le 30 du même mois.

Toutes ces opérations ont été faites sans incidents, chacune dans l'espace d'une demi-journée. Pendant la durée de la seconde la circulation des bateaux de commerce a été interrompue entre le pont de la Concorde et celui des Invalides durant deux heures, de cinq à sept heures du matin.

Les mouvements du pont ont été obtenus au moyen de deux treuils agissant sur deux palans attachés à la palée de rive droite. Les appareils de roulement étaient à balancier et comportaient deux ou quatre galets, selon l'importance des charges à transmettre aux échafaudages.

L'ossature du pont, de même que les charpentes en bois, se sont bien comportées. Au moment du plus grand porte-à-faux, on a constaté un tassement de 16 millimètres sur l'appui placé au-dessus de la palée de départ et un tasse-

ment de 5 millimètres sur l'appui en arrière, et un abaissement de l'about du pont de 136 millimètres.

L'avant-bec s'est engagé sur les appareils récepteurs sans secousse et sans qu'il fût nécessaire de le relever avec des vérins ; la mise en prise a eu lieu sans arrêt de la marche de l'opération. Par surcroît de précautions, on avait eu soin de raidir au moyen de madriers les montants des panneaux les plus fatigués, et de placer des épontilles en bois dans leur milieu.

Le montage et la mise en place du pont roulant ont été faits sous la direction de MM. Schmidt, directeur, et Rochebois, ingénieur des chantiers du Petit-Creusot, par le chef monteur Camus.

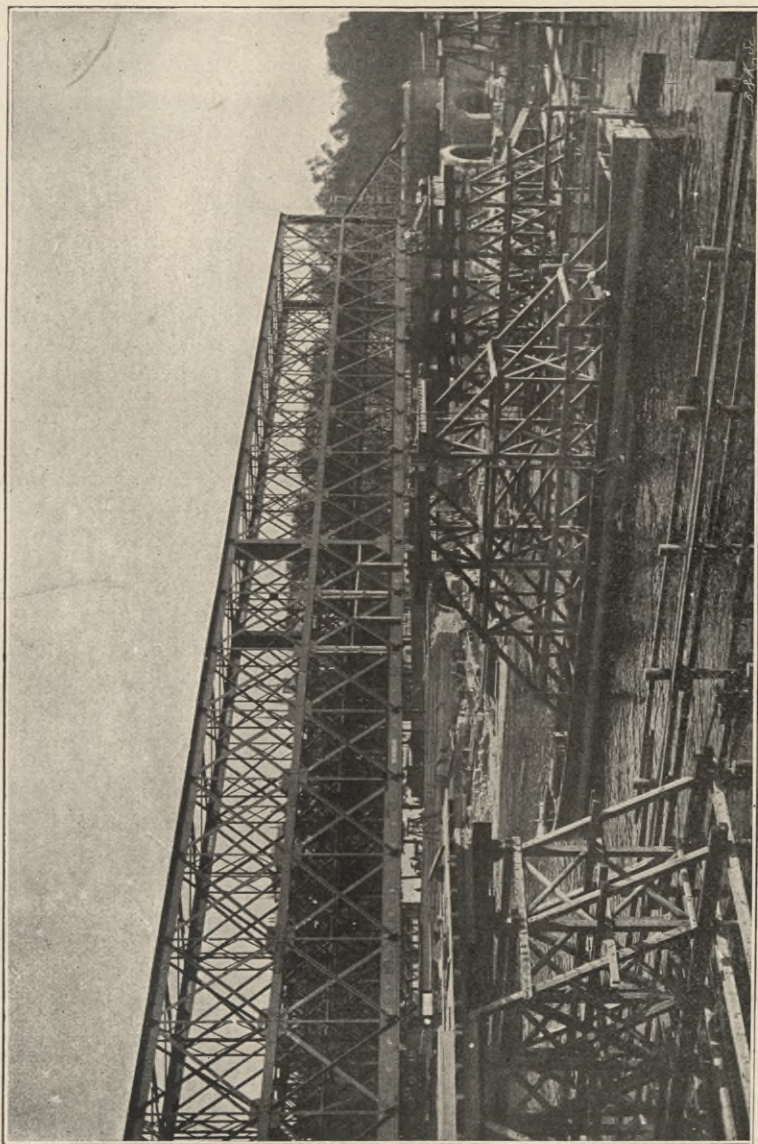
Flexion du pont roulant. — Aussitôt que le pont roulant a été mis en place, on s'est préoccupé de reconnaître si cette ossature métallique se comportait normalement, en comparant aux flèches calculées les flèches observées, tant pendant le lancement qu'après.

Les calculs des flèches ont été faits par les soins des bureaux d'études du petit Creusot, en partant des formules générales des trois moments.

Les résultats de ces calculs sont développés dans la *Note annexe n° VII*.

L'application de la formule des trois moments suppose que la valeur de EI est constante pour toute la longueur de la poutre, ce qui n'est pas exact. En prenant pour EI la moyenne des valeurs correspondant aux diverses sections transversales de la poutre, on fait une approximation.

L'étude de la flexion de la poutre par la méthode graphique permet de tenir compte, sans difficulté, des variations de la valeur de EI ; l'épure de la Pl. 12, *fig. 2*, a été établie de manière à permettre la détermination rapide de la flexion de la poutre sous l'effet de charges



VUE DU PONT ROULANT DE MONTAGE
après la deuxième opération de lancement, le 8 septembre 1898.

variables dans la partie centrale du pont et de réactions également variables au-dessus des pylones; elle suppose seulement la symétrie dans la disposition des forces.

Les valeurs de EI ont été calculées avec les sections nettes en prenant pour E la valeur 16×10^9 .

On a tracé d'abord la courbe de flexion correspondant à une charge uniforme de 930 kilogrammes par mètre courant de poutre, *courbe* (1), Pl. 12;

Puis la courbe de flexion qu'on obtiendrait en chargeant, à raison de 1.000 kilogrammes par mètre courant, la travée centrale;

Enfin la courbe de flexion qu'on obtiendrait avec deux poids de 20.000 kilogrammes placés symétriquement au-dessus des pylones.

Avec ces éléments on détermine immédiatement la courbe de flexion de la poutre, lorsque la partie centrale se trouve surchargée par les cintres, à raison de 360 kilogrammes par mètre.

En appelant F, f , les ordonnées correspondant à une même abscisse sur les deux premières courbes, l'ordonnée de la courbe cherchée sera égale à $F + 0,36f$.

La courbe de flexion correspondant aux valeurs $F + 0,36f$ a été tracée sur l'épure, *courbe* (2), Pl. 39.

La troisième courbe, dont les ordonnées seront désignées par φ , permet de résoudre l'un des deux problèmes suivants : calculer la flexion de la poutre correspondant à des valeurs données de la surcharge dans la partie centrale et de la réaction sur les appuis, et inversement calculer la réaction des appuis, connaissant la surcharge dans la partie centrale et la flèche en un point donné.

La valeur de la surcharge de la partie centrale étant représentée par 1.000α , et celle de la réaction par 20.000β , les ordonnées de la courbe de flexion correspondant à ces valeurs sont :

$$F + \alpha f - \beta \varphi.$$

Si l'on veut caler le pont de manière à réduire le moment de flexion sur l'appui ou au milieu à une valeur donnée μ , la réaction a pour valeur, m étant la valeur du moment de flexion produit par l'ensemble de toutes les forces, sauf la réaction cherchée :

$$\frac{m - \mu}{33,50},$$

et β aura comme expression :

$$\frac{m - \mu}{20.000 \times 33,50};$$

les ordonnées de la courbe de flexion correspondante auront comme expression :

$$F + af - \frac{m - \mu}{20.000 \times 33,50} \varphi.$$

On a tracé la courbe de flexion correspondant (3) à la valeur de la réaction qui ramène à 750.000 le moment au-dessus des appuis, lorsque le pont porte la surcharge des cintres et des voussoirs, qui est de 1.710 kilogrammes par mètre courant de poutre :

$$\alpha = 1,71,$$

$$\beta = \frac{m - 750.000}{20.000 \times 33,50}$$

$$\frac{\frac{1}{2}930 \times 86,50 \times 33,50 + \frac{1}{2}1.710 \times 53 \times 33,50 - 750.000}{20.000 \times 33,50} = \frac{63.150}{20.000} = 3,1575$$

Inversement, le pont étant calé de manière que le moment soit de 750.000 kilogrammes, lorsque les voussoirs sont sur cintres, on calculera la flèche au milieu et la réaction sur l'appui, lorsque la surcharge du milieu ne sera plus que de 360 kilogrammes, au lieu de 1.710 par

mètre après décintrement d'un arc. Les flèches étant les mêmes au-dessus des appuis B, on a :

$$F_B + 1,71f_B - 3,1575\varphi_B = F_B + 0,36f_B - \beta_B\varphi,$$

$$\beta = 3,1575 - (1,71 - 0,36) \frac{f_B}{\varphi_B}.$$

Comme les ordonnées de la courbe $F + 0,36f$ (2) sont tracées, on peut mesurer directement la différence $(F + 1,71f - 3,1575\varphi - (F + 0,36\varphi))$; le rapport de cette différence à φ donne la valeur de β , 1.410; en retranchant des ordonnées de la courbe (2) les valeurs des coordonnées de la courbe des (φ) multipliée par 1,410, on obtient la courbe de flexion cherchée.

Nous avons groupé dans le tableau suivant les principaux résultats intéressant la flexion du pont et la disposition des charges. On a inscrit au dessous et souligné les valeurs obtenues par l'application de la méthode approchée des ateliers de Châlon.

La même méthode graphique permet la détermination des flèches qui se produisent lorsque le pont ne se trouve calé que sur l'un des appuis et pendant le lancement. Dans ce cas il n'y a plus symétrie dans la position des charges, et il faut faire intervenir toutes les sections de l'ouvrage.

On a d'abord étudié la flexion du pont sous l'effet d'une charge unique, de 50.000 kilogrammes, placée au-dessus de l'appui B.

Cette étude fait l'objet de l'épure de la Pl. 12, *fig. 3.*

	MOMENT au- dessus de l'appui	MOMENT au milieu	RÉACTION au- dessus de l'appui	FLÈCHE au- dessus de l'appui B	FLÈCHE au milieu	OBSERVATIONS
<i>Courbe (1)</i>						
Portée de 120 mètres.....	1.347.454	1.674.000		235	292	Flèches observées $\left\{ \begin{array}{l} 244 \\ 196-187 \end{array} \right.$
Charge de 930 kilogrammes par mètre.....						
<i>Courbe (2)</i>						
Portée de 120 mètres avec cintres.....	1.667.044	2.119.995		291	363	$\alpha = 0.36$
Surcharge de 360 kilogrammes au milieu.....				0.295	0.382	
Surcharge de 250 kilogrammes.				274	342	
<i>Courbe (3)</i>						
Trois travées avec cintre et voussoirs.....	750.000	1.676.979	63.150	177	232	Flèches observées $\left\{ \begin{array}{l} 278 \\ 224-212 \end{array} \right.$
Surcharge de 1.710 kilo- grammes au milieu.....				0.188	0.253	
<i>Courbe (4)</i>						
Trois travées avec cintre sans voussoirs.....	923.344	1.376.295	22.200	177	222	$\alpha = 0,36$
Surcharge de 360 kilogrammes au milieu.....	971.783	1.424.734	20.754	188	246	
<i>Courbe auxiliaire f</i>						
Surcharge de 1.000 kilo- grammes au milieu.....	587.750	1.238.875		157	199	$\beta = 1.110$
<i>Courbe auxiliaire φ</i>						
Charge de 20.000 kilogrammes aux points B.....	670.000	670.000	20.000	103	127	

Il n'y a rien de spécial à dire sur ce tracé. La connaissance des flèches produites par une réaction, en un seul des points B, permet de calculer les réactions lorsque la ligne des calages n'est pas parallèle à celle des appuis. Soient en effet Δ_1 et Δ_2 les différences observées aux points B_1 et B_2 , entre les flèches mesurées et les flèches que prendrait l'ouvrage en ce point sous l'effet des charges symétriques qui ont pour expression $F_B + \alpha/f_B$; soient φ et φ'_B les flèches produites en B_1 et B_2 par une

charge de 50.000 kilogrammes placée en B_1 :

$$\frac{\varphi_B}{50.000} = \gamma \quad \frac{\varphi'_B}{50.000} = \delta \text{ (*)};$$

Les flèches produites par les réactions R_1 , appliquées en B_1 , auront pour expression : en B_1 , $R_1\gamma$; et en B_2 , $R_1\delta$.
celles produites par les réactions R_2 appliquées en B_2 :

$$R_2\delta \quad \text{et} \quad R_2\gamma$$

d'où l'on tire :

$$\Delta_1 = R_1\gamma + R_2\delta,$$

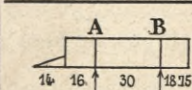
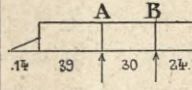
$$\Delta_2 = R_1\delta + R_2\gamma,$$

et en résolvant :

$$R_1 = \frac{\Delta_2\delta - \Delta_1\gamma}{(\delta - \gamma)(\delta + \gamma)}, \quad R_2 = \frac{\Delta_1\delta - \Delta_2\gamma}{(\delta + \gamma)(\delta - \gamma)}.$$

Pour étudier les flèches pendant le lancement, on a envisagé les positions du pont après la première opération et au moment du plus grand porte-à-faux (Pl. 12, *fig. 1*).

Dans ces positions il n'y a que deux points d'appui.

	MOMENT au-dessus de l'appui A	MOMENT au-dessus de l'appui B	ABAISSEMENT de l'about	OBSERVATIONS
Courbe de flexion après le premier lancement.	257.040	163.480	0,025	 <p>Flèche observée, 21 millim.</p>
Courbe de flexion après le deuxième lance- ment.....	983.265	284.840	0,156 0,140	 <p>Flèche observée, 144 millim.</p>

(*) D'après les résultats de l'épure $\varphi_B = 0,143$, $\varphi'_B = 0,113$, d'où l'on déduit :

$$\gamma = 0,00000290, \quad \delta = 0,00000226.$$

Les flèches qui ont pu faire l'objet d'observations sont d'abord celles que l'ouvrage a prises pendant le lancement.

Ces flèches se sont élevées respectivement à 21 millimètres et à 144 pour chacun des cas étudiés ; ces flèches correspondent d'ailleurs à des abaissements bruts des abouts de 78 et de 136 millimètres, auxquels les corrections nécessaires ont été faites pour tenir compte des dénivellations des appuis ; on a seulement négligé l'effet de la cambrure de construction (faible d'ailleurs, car il ne s'agit que d'une partie de l'ouvrage). Les valeurs de 21 et de 144 millimètres sont un peu au-dessous de la réalité, et on peut avancer que les valeurs exactes diffèrent très peu des valeurs calculées.

On a également fait des observations de flèche, lorsque le pont reposait librement sur ses appuis extrêmes et ne supportait aucune surcharge. Ces observations ont révélé des flèches s'élevant, en moyenne, au milieu à 244 millimètres et, au droit des appuis, à 192 millimètres, soit 187 vers l'appui rive gauche et 196 vers l'appui rive droite (*).

En comparant ces flèches aux flèches calculées que l'on a trouvées égales respectivement, dans cette hypothèse, à 292 et à 235 millimètres, on remarque que les flèches observées ne sont que les $\frac{84}{100}$ des flèches calculées, circonstance qui s'explique soit par la trop faible valeur du moment d'inertie, la membrure inférieure étant un peu plus forte que les calculs ne l'ont supposée, soit par la trop faible valeur du coefficient d'élasticité choisi 16×10^9 ; ce résultat se concilie très bien, d'ailleurs, avec ceux

(*) Cette inégalité a peut-être pour cause une augmentation de la cambrure sur la moitié rive gauche du pont, par suite de l'effet du lancement.

observés pendant le lancement, la différence s'expliquant par l'influence de la flèche locale que nous avons signalée plus haut.

D'autres observations ont été faites sur le pont reposant sur ses deux appuis extrêmes et portant la charge des cintres débarrassés préalablement de tous poids inutiles, tels que bois de calages, vérins, etc. La charge portée par la travée centrale s'élève ainsi à 26^t,5 correspondant exactement à une surcharge de 250 kilogrammes par mètre courant de poutre.

Les flèches observées se sont élevées en moyenne à 278 millimètres au milieu et à 218 au-dessus des appuis, soit 212 vers l'appui de rive gauche et 224 vers l'appui de rive droite.

Les flèches calculées dans la Note de calculs des constructeurs et dans la présente Note, à titre de comparaison, correspondent à une surcharge de 360 kilogrammes dans la travée centrale; mais il est facile d'évaluer la flèche correspondant à la surcharge de 250 kilogrammes; il suffit de donner à α la valeur 0,25. On trouve ainsi les flèches théoriques de 342 au centre, et de 274 sur les appuis.

Le rapport des flèches observées aux flèches calculées est de 0,81. La différence entre ce résultat et celui que nous venons de trouver plus haut prouve que la surcharge n'a pas produit l'effet qu'on devait attendre, et on peut se l'expliquer par cette circonstance, qu'elle n'est pas appliquée directement aux poutres, mais à un système qui offre, par lui-même, une certaine rigidité et qui, dès lors, répartit l'effet de la surcharge sur une longueur supérieure à celle de la travée centrale.

L'augmentation de la flèche au milieu, observée sous l'effet de la surcharge, est de 278 — 244, soit de 34 millimètres; elle aurait dû être de $50^{\text{mm}} \times 0^{\text{m}},84$, soit de 42 millimètres; elle n'a été que les $\frac{4}{5}$ de cette valeur.

On voit ainsi que l'ouvrage s'est trouvé dans des conditions de résistance bien supérieures à celles que le calcul avait indiquées.

On a observé aussi les flèches prises par le pont reposant sur les appuis intermédiaires et portant la charge des voussoirs.

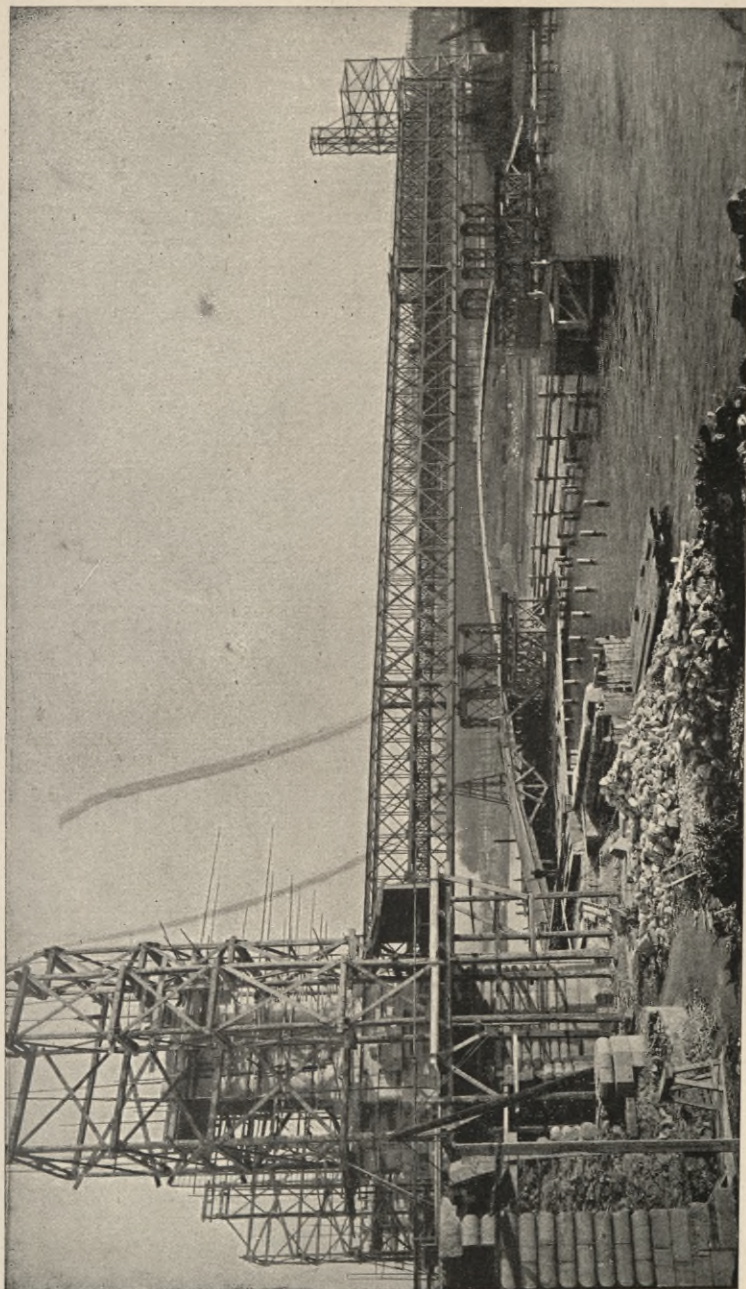
La flèche moyenne observée au milieu a été de 249 millimètres et, au droit des appuis, de 189^{mm},5, soit de 180 du côté des appuis de rive gauche et 199 millimètres au droit des appuis de rive droite. Nous avons expliqué plus haut comment on pouvait déduire de la connaissance des flèches celle des réactions des appuis; nous avons fait l'application de la méthode développée page 63, en tenant compte des corrections nécessaires que l'étude des observations précédentes a fait ressortir.

Les valeurs de la flèche $F + \alpha f$ sous l'effet du poids propre du pont et de la surcharge de 1.710 kilogrammes, s'obtiendront en ajoutant, aux valeurs de F observées, les valeurs de αf , calculées en prenant pour α le coefficient 1,71 multiplié par le rapport $\frac{0,34}{0,50}$, résultant des observations faites sur le pont reposant sur deux appuis; ces valeurs sont indiquées ci-dessous :

	Appui rive droite.	Milieu.	Appui rive gauche.
F observée	196	244	187
αf calculée.....	183	231	183
	<hr/>	<hr/>	<hr/>
	379	475	370
Flèches observées....	199	249	180
	<hr/>		<hr/>
Différence.... $\Delta_1 =$	180		$\Delta_2 =$ 190

D'autre part, les coefficients γ et δ mesurés sur l'épure ont pour valeur : $\frac{145}{50.000}$ et $\frac{113}{50.000}$.

Il convient de multiplier ces coefficients théoriques par



Extrait de la revue « Le 1900 ».

CINTRES DU PONT ALEXANDRE III (novembre 1898).

BIBLIOTEKA POLITECHNICZNA
KRAKÓW

le rapport de 0,84 trouvé entre les valeurs des flèches calculées et observées, et de considérer dans le calcul les valeurs suivantes :

$$0,84 \frac{145}{50.000} = 0,002436, \quad 0,84 \frac{113}{50.000} = 0,0018984.$$

Les valeurs des réactions sur l'appui de rive droite R_1 et sur l'appui de rive gauche R_2 auront donc finalement pour expressions :

$$R_1 = \frac{180 \cdot 0,002436 - 190 \cdot 0,0018984}{0,002436^2 - 0,0018984^2} = 31.380.$$

$$R_2 = \frac{190 \cdot 0,002436 - 180 \cdot 0,0018984}{0,002436^2 - 0,0018984^2} = 51.980.$$

La valeur de la flèche correspondant à ces réactions au milieu du pont a, d'autre part, pour expression :

$$0,84 \frac{1}{4} 127 (5.198 + 3.338),$$

soit 228 millimètres, et, en retranchant cette flèche de la flèche de 475 millimètres évaluée plus haut, nous obtenons une flèche résultante de 247 millimètres différant de 2 millimètres seulement de celle qui a été observée.

Ce résultat confirme donc, dans la limite d'approximation que peuvent donner les opérations, les déductions tirées des autres observations.

Stabilité des supports du pont roulant. — La stabilité des chevalets roulants fait l'objet de la *Note annexe n° VIII*. Les différents efforts que ces chevalets sont appelés à supporter sont dus aux poids, au vent, à la dilatation de l'ouvrage. Le vent produit un double effet : en premier lieu, il modifie la direction de la résultante des charges du pont et détermine, entre les deux pyramides qui forment le support, une répartition inégale des poids; en outre, la

pression qu'il exerce au sommet des pyramides détermine des couples de renversement qui, dans chacune d'elles, modifient encore la répartition des charges verticales entre les différents montants.

La dilatation produit une poussée dont le sens est variable et qui est supposée agir dans le même sens que le vent ; son effet se combiné avec celui du vent.

L'hypothèse la plus défavorable à envisager est celle où l'action du vent est maximum ; elle correspond au cas où le pont n'a qu'une travée et n'est pas chargé de voussoirs. On a établi d'abord, pour chaque sommet de pyramides, la valeur des efforts verticaux et horizontaux qui lui sont transmis, puis les couples de renversement et les réactions verticales qui en résultent dans les différents groupes de barres, enfin la répartition dans chaque groupe de barres des forces verticales ainsi évaluées. On arrive à trouver ainsi que, parmi les douze montants des pyramides, certains peuvent ne supporter aucun travail, tandis que d'autres peuvent supporter une charge égale à $1/4$ du poids du pont, soit plus de 30 tonnes.

La stabilité des chevalets sur pylones donne lieu à des calculs tout à fait analogues. Ils sont développés dans la *Note annexe n° IX*.

Les calculs ont été faits dans deux hypothèses : dans l'une, le plancher suspendu est chargé de voussoirs ; dans l'autre, il ne l'est pas.

La valeur de la charge verticale supportée par les appuis, de même que la pression du vent, sont très différentes dans l'un et l'autre cas. Dans le premier cas, les charges verticales positives qui correspondent aux effets de compression des montants sont plus considérables ; mais, dans le second cas, les charges négatives qui correspondent à des efforts de traction sont plus importantes.

Ce second cas est particulièrement intéressant, parce que les efforts de traction des montants correspondent à des

efforts d'arrachement sur les supports des chevalets qu'il a fallu constituer, en conséquence, d'une manière spéciale.

Les pièces sur lesquelles les chevalets reposent sont des sommiers en métal qui intéressent six pieux dans chaque file ; chaque pièce est composée de deux éléments intéressant trois pieux et éclissés ensemble ; sous l'effet du vent, les abouts de ces poutres tendraient à se relever, aussi les a-t-on ancrés sur les pieux extrêmes.

On a, de plus, relié par des contre-fiches aux têtes de pieux voisins les appuis les plus chargés, de manière à soulager les pieux placés directement sous ces appuis. Les calculs font ressortir, en effet, que les réactions de certains appuis des sommiers peuvent atteindre jusqu'à 65 tonnes, chiffre qui dépasserait de beaucoup la charge normale d'un pieu.

Si l'on remarque que ce chiffre de 65 tonnes correspond à la réaction verticale d'un appui de poutre pendant le montage, on est conduit à cette remarque que l'effet du vent et de la poussée due à la dilatation pourrait faire supporter, par un seul pieu, l'effort qui, dans des conditions normales, serait réparti sur six pieux.

En résumé, les études détaillées du pont roulant ont mis en relief l'énorme influence des effets du vent sur la stabilité de cet ouvrage et surtout de ses supports, qui ont dû être établis avec des dimensions qui auraient suffi pour un ouvrage beaucoup plus lourd.

Les calculs de stabilité des diverses barres, longrines, solives, poutres, qui servent à supporter les cintres et les voies de roulement des chariots de service, de même que ceux relatifs à l'avant-bec du pont roulant, ne présentent aucun intérêt spécial.

Pour achever l'étude du pont roulant, nous devons signaler le service qu'il a rendu avant la mise en montage des arcs pour résoudre la question délicate du mesurage des longueurs.

La mesure des distances de points inaccessibles, opérée avec les instruments assez élémentaires en usage sur les chantiers, chaines et cercles, laisse toujours quelques légères incertitudes ; le parallélisme rigoureux des lignes tracées avec ces instruments n'est pas certain et, pour une largeur d'ouvrage de 40 mètres, l'erreur de l'amont à l'aval pourrait atteindre plusieurs centimètres, quantité qui n'est pas négligeable.

Le pont roulant a permis de contrôler les opérations de tracé de la manière la plus simple. On a choisi deux repères sur l'ossature métallique, à chaque extrémité de l'ouvrage, et on a reporté ces repères sur les deux culées en déplaçant le pont de l'amont à l'aval et de l'aval à l'amont : On a ainsi déterminé sur les deux culées une série de points dont les distances mutuelles seraient, à l'erreur près commise dans le report, erreur très faible, rigoureusement égales, si le pont ne se dilatait pas.

On a mesuré ensuite la distance de ces points à deux lignes de bases tracées sur les culées. En ajoutant ces distances à la longueur du pont entre repères ramenée à une même température de 10° , on connaît, à quelques millimètres près, la distance des points correspondants des lignes de base, mesurées à une température de 10° .

On possède ainsi une base suffisamment précise pour l'implantation des arcs métalliques.

TROISIÈME PARTIE.

TRAVAUX MÉTALLIQUES.

VI. — Structure et stabilité des arcs métalliques. Nature du métal et conditions de recette.

Difficultés spéciales du moulage de l'acier. — La partie métallique du pont Alexandre III comprend deux éléments qui seront examinés successivement : les arcs en acier moulé qui franchissent la rivière, le tablier métallique en acier laminé supporté par ces arcs, qui se prolonge au-dessus des bas ports.

Les raisons qui ont fait proposer l'emploi de l'acier moulé ont été indiquées au moment où ont été décrites les dispositions d'ensemble ; les résultats satisfaisants obtenus dans l'emploi de cette matière par la Marine en ont déterminé l'adoption. Longtemps le prix élevé de ce métal en a limité l'emploi dans les travaux publics à certaines pièces de sujétion ; la première question qui s'est présentée et qu'il a fallu résoudre a donc été celle de l'emploi économique du métal moulé.

Cette considération a été l'idée directrice dans toutes les études des arcs : elle en a inspiré les dispositions d'ensemble et même de détail ; elle a déterminé les traits essentiels de l'ossature même du tablier en acier laminé ; aussi convient-il de la mettre en relief au début de l'étude des travaux métalliques du pont Alexandre III, qu'elle domine complètement.

Le moulage d'acier diffère sensiblement, au point de vue industriel du moulage de fonte ; son prix de revient est nécessairement beaucoup plus élevé. Le point de fusion de la fonte de moulage est compris entre les tempé-

ratures de 1.150 à 1.250°, et son retrait linéaire entre 0,0102 et 0,0105.

« Quand la pièce à obtenir n'est pas massive (*), mais
« présente des évidements et des saillies accusées, il
« importe d'attribuer autant qu'on le peut une épaisseur
« uniforme à ses différentes parties, parois, cloisons,
« nervures, etc. Dans ces conditions, l'objet démoulé
« conserve exactement la forme attribuée au vide du
« moule. Mais, dans l'hypothèse contraire, les parties les
« plus minces se refroidissent plus rapidement que les
« plus épaisses ; il y a discordance dans les effets du
« retrait, et l'on retire du moule une pièce gauchie et
« déformée.

« L'inégalité du retrait nuit, d'autre part, à la solidité de
« la pièce, en raison des actions moléculaires développées
« à la jonction de chaque paroi mince avec une paroi
« épaisse dont la contraction s'est effectuée plus lente-
« ment. Il faut en conclure qu'il y a intérêt, au point de
« vue de la stabilité des constructions, à réaliser l'unifor-
« mité d'épaisseur dans les différentes parties d'une pièce
« moulée, surtout si elle est compliquée. »

Le point de fusion des aciers varie, en général, de 1.350 à 1.480°, et le retrait linéaire de 0,014 à 0,02. Les observations qui précèdent s'appliquent donc à l'acier moulé d'une manière plus rigoureuse encore.

Les effets de retassement qui ne sont pas mentionnés dans ces observations, et que l'on parvient assez facilement à combattre dans les moulages de fonte, dont la solidification est relativement lente, prennent, en matière de moulage d'acier, une très grande importance.

« Lorsqu'on vient de remplir un moule ou une lingo-
« tière (**), la partie de métal qui se trouve en contact

(*) RÉSAL, *Fer, Fonte et Acier*, p. 240.

(**) LEDEBUHR, *Manuel de la métallurgie du fer*, t. II, p. 410.

« avec les parois froides se solidifie immédiatement en
« prenant le retrait dont elle est susceptible ; il se forme
« donc une croûte enveloppant la masse encore liquide,
« croûte qui a pris à peu près tout son retrait, tandis que
« la partie encore en fusion qui s'y trouve encore ren-
« fermée, comme en un vase d'une capacité invariable, n'a
« pas encore subi le sien ; elle se contracte cependant
« à son tour par le refroidissement et se solidifie en
« venant augmenter peu à peu l'épaisseur de l'enveloppe ;
« le métal passe donc à l'état solide par couches succes-
« sives, en prenant son retrait, si bien qu'il se forme un
« vide là où la solidification s'est faite en dernier lieu,
« c'est-à-dire plus généralement dans l'axe du lingot, si
« celui-ci est prismatique, et dans les parties présentant
« le maximum d'épaisseur, lorsque la pièce a des formes
« plus compliquées.

« Le manque de continuité provenant du retrait auquel,
« en fonderie, on donne le nom de retassement, est bien
« connu des mouleurs en fonte ; on y remédie en alimen-
« tant le moule à plusieurs reprises, s'il est nécessaire et
« en pompant, c'est-à-dire en empêchant (au moyen de
« barres métalliques recourbées appelées pompes) la for-
« mation d'une couche superficielle qui s'opposerait à ce
« que la fonte ajoutée pût combler le vide. Cette pratique
« ne peut être employée dans l'acier dont la solidification
« est beaucoup plus rapide, et c'est aux dépens de la mas-
« selotte que l'alimentation doit se faire spontanément. »

Dans les moulages compliqués, où il peut y avoir plu-
sieurs centres de retassement, on doit recourir à divers
artifices, soit pour les alimenter, soit pour en prévenir la
formation, par exemple en augmentant la conductibilité de
certaines régions du moule par des masses métalliques qui
régularisent le refroidissement de l'acier.

Les effets de retassement ne sont pas les seuls qui
rendent le moulage d'acier plus difficile à réaliser que

celui de la fonte ; le fer et l'acier à l'état liquide ont la propriété de dissoudre un certain nombre de gaz et de les laisser dégager en partie à mesure que le métal se refroidit ; en même temps que les gaz dissous sont mis en liberté, il se forme de l'oxyde de carbone qui s'échappe également.

Lorsque, pendant le refroidissement, la surface du métal s'est solidifiée, l'échappement du gaz ne peut plus se produire que par l'intérieur de la masse. Ces dégagements gazeux sont la cause des soufflures, ou cavités à parois lisses, que l'on rencontre dans l'acier moulé.

On réduit la production des gaz en agissant sur la composition chimique du métal par des additions convenables de manganèse, de silicium ou d'aluminium ; on facilite leur évacuation en produisant le métal à une température suffisamment élevée qui lui permette de conserver plus longtemps sa fluidité et en disposant des masselottes où les gaz peuvent s'échapper, lorsque la croûte extérieure s'est solidifiée. Ces masselottes, dont la pression contribue à réduire la dimension des bulles qui n'ont pu traverser le métal, jouent, dans le moulage d'acier, un rôle complexe en vue duquel il convient qu'elles soient étudiées avec soin.

La température de fusion et le retrait de l'acier rendent, d'autre part, la constitution même du moule plus délicate pour l'acier que pour la fonte.

Le choix des matières à employer pour le moulage exige des soins particuliers ; on ne peut, par exemple, recourir aux moules en sable vert, couramment employés dans la fonte, qui ne passent pas par l'étuve ; ceux destinés à l'acier doivent être séchés et portés à haute température avant la coulée, si on veut qu'ils ne soient pas exposés à se désagréger. On emploie généralement pour leur confection, en France, du sable de moulage ordinaire, amaigri par un mélange de coke pulvérisé qui facilite le dégagement de la vapeur d'eau pendant le séchage et des

gaz pendant la coulée. Une couche mince de matières très réfractaires, graphite de cornue à gaz, débris de creusets à acier, fer chromé pulvérisé, rendue faiblement plastique, recouvre intérieurement les parties qui doivent être en contact du métal.

Enfin les noyaux et toutes les parties du moule qui pourraient gêner le retrait doivent être ou assez fragiles pour se briser spontanément sous les effets de contraction du métal ou bien assez élastiques pour se déformer avant que le métal lui-même puisse arriver à sa limite de rupture. Pour augmenter, d'ailleurs, la résistance des pièces, les angles et les parties de pièces à section surépaissie sont garnis de petites nervures qui en assurent la résistance pendant le refroidissement et qu'on enlève au burin ultérieurement.

On voit ainsi que, tant au point de vue des effets de retassement et de dégagement des gaz qu'à celui de la constitution du moule, le moulage d'acier présente des difficultés toutes spéciales qui réclament l'attention d'un personnel particulièrement exercé.

Si, à ces diverses causes qui rendent l'étude d'un moulage d'acier bien plus difficile que celle d'un moulage de fonte et le résultat plus aléatoire, on ajoute encore la nécessité du recuit pour détruire les tensions développées dans le métal pendant son refroidissement, le décapage après recuit, le burinage des nervures additionnelles, on se rend compte de la distance qui doit nécessairement séparer la fonte de l'acier moulé dans l'échelle des prix.

L'un des moyens propres à atténuer cette différence pour une fourniture comportant un grand nombre de pièces consiste à rendre ces pièces aussi faciles à mouler que l'ouvrage le comporte et aussi peu différentes que possible les unes des autres, afin de réduire les aléas de fabrication, l'expérience acquise pour la réussite d'une pièce devant permettre de réussir les autres. Un autre consiste à

diminuer les chances de rebut, en déterminant les conditions de recette, tant au point de vue de la nature du métal que de la forme des pièces, de manière à écarter toute exigence superflue.

Dans ce but, l'étude des dispositions principales des arcs a été faite, au moment de la préparation des projets, d'après les indications mêmes fournies par les représentants des principales usines de production de moulage d'acier. Les conditions des essais de résistance du métal et des tolérances de fabrication sur les pièces ont également fait l'objet d'un examen des mêmes représentants ; elles n'ont été insérées au cahier des charges qu'après des discussions très approfondies.

Description des arcs (*). — La forme générale de l'arc se trouve déterminée par son mode même de construction : la fibre neutre d'un arc à trois articulations doit rationnellement suivre d'aussi près que possible les courbes de pression, et le métal se distribuer symétriquement autour de cette fibre neutre, en présentant un renflement aux points où les moments de flexion prennent le plus d'importance sous l'effet des charges dissymétriques, c'est-à-dire aux reins.

D'autre part, la double obligation de ne pas dépasser, pour le niveau de la chaussée, les cotes imposées et de donner en même temps à l'intrados la plus grande flèche possible, conduisait à réduire l'épaisseur à la clef jusqu'à la dernière limite.

On a obtenu un résultat satisfaisant à l'œil en partant d'une hauteur de 1^m,50 à la partie renflée pour arriver à 1 mètre près des naissances et 0^m,90 à la clef ; ce sont ces données qui ont servi à établir le tracé des arcs de rive, pour lesquels, grâce à la dénivellation et à la pente transversale des trottoirs, la hauteur disponible permet

(*) Voir planches 13, 14 et 15.

encore de placer au-dessus de l'arc un profil de corniche de 0^m,55 d'épaisseur.

Pour réaliser le tracé, on a déterminé d'abord par le calcul les ordonnées d'une courbe moyenne des pressions, ordonnées qui sont les moyennes entre celles des courbes des pressions sous l'effet de la charge permanente et de la charge totale par poids mort. On a ensuite fait passer un arc de cercle par les points situés sur les verticales des articulations de naissance et de clé, respectivement à 0^m,50 et 0^m,45 des axes, en choisissant le rayon de 275 mètres, de telle manière que la hauteur comprise entre cet arc de cercle et la courbe moyenne des pressions fût de 0^m,75 aux reins. L'extrados a été obtenu par points, en portant au-dessus de la courbe moyenne des hauteurs égales à celles interceptées entre la courbe d'intrados et la courbe moyenne.

Pour les arcs intermédiaires dont l'extrados est caché dans la partie médiane, on a suivi le même tracé d'intrados; mais on a réduit la hauteur à la clé à 0^m,85 en déformant légèrement l'extrados qui suit parallèlement, sur quelques mètres le profil de la chaussée. Le niveau de l'articulation n'est, d'ailleurs, pas modifié pour ces arcs; seulement l'articulation de clé ne se trouve pas placée au milieu de la section, mais 0^m,025 au-dessus. Il n'y a pas coïncidence entre la fibre neutre et la courbe des pressions près de la clé; mais, en raison de la faible distance de ces courbes, les moments de flexion prennent peu d'importance, et les conditions de stabilité ne se trouvent pas sensiblement modifiées.

La forme de la section des arcs intermédiaires est celle d'un double I symétrique; cette forme est avantageuse pour la résistance aux moments de flexion; elle a été jugée favorable dès le début pour la fonderie.

Pour les arcs de rive, cette forme n'a pas paru d'un effet décoratif satisfaisant. Ces arcs ont été traités d'une

manière spéciale, en vue de la décoration de l'ouvrage, et leur prix de revient a été plus élevé; les dispositions spéciales adoptées pour les arcs de rive feront l'objet, plus loin, d'une étude particulière.

Ces points principaux étant posés, le nombre des arcs, leur division en voussoirs, la largeur des voussoirs, le tracé de la section ont été réglés d'après les exigences de la fabrication.

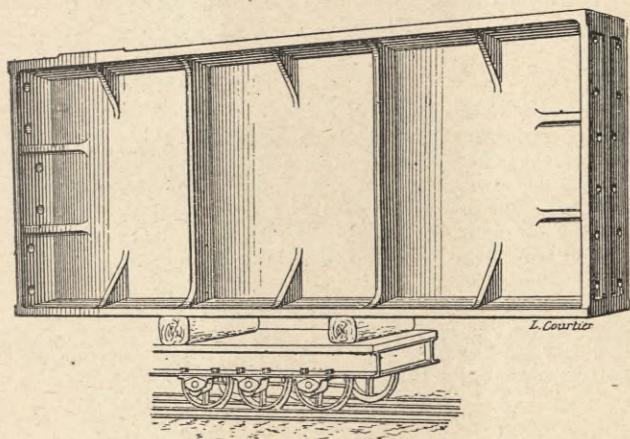
La largeur des semelles a été, dès l'abord, limitée à 0^m,60 pour éviter le gauchissement; il y avait à craindre l'effet du retrait de l'âme, des nervures et des tables de joint qui aurait entraîné d'une manière inégale les diverses parties des semelles et provoqué des gondolements de surfaces d'autant plus accentués que la largeur eût été plus considérable.

La hauteur et la largeur des arcs étant déterminées et l'épaisseur des sections devant, d'autre part, pour les besoins de la fonderie, ne pas descendre au-dessous de 50 millimètres, tout en restant très voisines dans l'âme et les semelles, l'espacement le plus avantageux à donner aux arcs se trouvait déterminé lui-même par la considération du coefficient de travail. C'est ainsi que, pour ne pas alourdir inutilement le pont, on a été conduit à porter l'écartement des arcs de 2^m,50 prévu à l'avant-projet à 2^m,857, en réduisant le nombre des arcs de dix-sept à quinze.

La longueur des voussoirs a été limitée par la considération des effets du retrait. La demi-corde de l'arc a été divisée en seize tronçons, dont quatorze sont égaux et présentent une longueur de 3^m,625, les deux extrêmes étant de moindre dimension. La longueur correspondante des tronçons d'arcs varie de 3^m,615 à 3^m,725; l'importance du retrait peut atteindre près de 8 centimètres sur des pièces de cette dimension et rend nécessaires les précautions les plus minutieuses pour éviter les criques

aux joints des âmes et des nervures pendant le refroidissement.

Chaque voussoir est terminé, à chacune de ses extrémités, par une table de joint rectangulaire, qui occupe toute la largeur de la section ; les semelles sont ainsi reliées ensemble aux extrémités ; elles le sont encore en deux points intermédiaires par deux grandes nervures ou cloisons dont les ailes sont en retrait de $0^m,100$ sur les plans qui limitent les semelles. En outre, l'âme est reliée aux semelles de même qu'aux tables de joints par des nervures triangulaires réparties dans les intervalles entre les cloisons ou entre les semelles.



L'épaisseur de l'âme est uniformément de 50 millimètres pour tous les voussoirs ; l'épaisseur moyenne des semelles varie de $52^{mm},5$ à 55 et 60 millimètres de la naissance de l'arc à la clé.

L'épaisseur moyenne des nervures et des tables de joints est de 40 millimètres. Les semelles et les nervures sont profilées avec dépouille de $0^m,01$; les angles sont garnis par des congés de faible rayon : 30 millimètres

pour le raccord de l'âme avec les semelles ou les tables de joints, 15 millimètres pour le raccord des nervures.

Les rayons des congés sont réduits en vue du retassement qui pourrait se produire dans la masse métallique accumulée près des raccords.

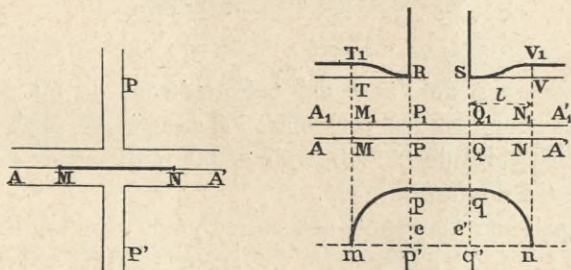
Joints des voussoirs entre eux. — Les voussoirs successifs d'un même arc viennent en contact par des portées rabotées avec soin et polies même, après rabotage, s'il y a lieu.

Ces portées sont formées par des baguettes faisant saillie sur les tables de joints et présentant 120 millimètres de largeur au droit de l'âme et 100 millimètres au droit des semelles (*).

(*) *Calcul de l'assemblage à brides transmettant un effort de compression.* — Considérons deux parois comprimées P et P' situées dans le prolongement l'une de l'autre et assemblées par deux brides ou nervures transversales en contact mutuel, suivant un plan AA' perpendiculaire aux deux parois; il peut être intéressant de déterminer la dimension MN de la portion utile du plan de contact par laquelle est transmis l'effort total de compression d'une paroi à l'autre.

On reconnaît aisément *a priori* :

1° Que le travail à la compression sur la surface utile de contact MN a une valeur à peu près constante, c , sur l'épaisseur PQ de la paroi; puis que ce travail présente, de Q en N, des valeurs γ décroissant progressivement, de façon continue, depuis c en Q jusqu'à zéro en N.



2° Le rectangle RSPQ en prolongement de la paroi est soumis à un travail de compression uniforme, c , qui réduit sa hauteur primitive e

Des baguettes de 52^{mm},5 suivent également les bords extérieurs des tables de joints ; mais elles ne viennent

égale à l'épaisseur de la bride de la quantité $\frac{ce}{E}$, ou y représentée en QQ_1 .

3° En raison de la symétrie, la surface de contact AA' reste plane et se transporte en $A_1A'_1$; par conséquent tous les points de la droite MN éprouvent le même déplacement vertical :

$$BB_1 = QQ_1 = \frac{ce}{E}.$$

Ce déplacement uniforme est la somme de deux déplacements partiels y' et y'' variables l'un et l'autre avec la distance x du point considéré sur le segment QN à l'origine Q .

a) Le déplacement y' est dû à la compression simple du métal : au point Q il est égal à $\frac{ce}{E}$; au point N il est nul. Il est proportionnel à la

compression γ et peut être représenté par $\frac{\gamma e}{E} \varphi(x)$, en désignant par $\varphi(x)$ une fonction inconnue *a priori*, dont la valeur, égale à l'unité en Q pour $x = 0$, va en décroissant jusqu'en N . Il est évident, en effet, que, pour la bride, la compression ne s'exerce pas sur toute l'épaisseur e , puisque la face supérieure SV est libre et ne supporte aucune charge. Mais nous savons toutefois que la valeur numérique de $\varphi(x)$, décroissante de Q en N , ne peut tomber au-dessous de $1/2$ en N .

b) Le déplacement y'' est dû à la flexion de la bride considérée comme solide, encastrée en SQ et libre à son extrémité VN . La résultante des actions moléculaires γ est en effet transmise par la section SQ à la paroi comprimée, par conséquent une section transversale quelconque B de la bride définie par sa distance BQ en x' à la section d'encastrement est soumise à un moment de flexion fourni par la relation :

$$X = - \int_{x'}^l \gamma (x' - x) dx.$$

Le déplacement y'' dû à la flexion de la bride a comme expression analytique :

$$y'' = \int_0^{x'} \frac{X(x' - x) dx}{EI}.$$

Nous avons finalement l'équation de condition

$$(1) \quad \int_0^{x'} \frac{X(x' - x) dx}{EI} + \frac{\gamma e \varphi(x)}{E} = \frac{ce}{E}.$$

Il ne paraît pas possible de déterminer, par un calcul rigoureux, les fonctions de x désignées par γ et $\varphi(x)$. Mais il est aisé de reconnaître

pas en contact ; un vide de 2 millimètres est ménagé entre elles dans chaque joint.

qu'on satisfait d'une façon remarquablement exacte à l'équation de condition (1), en posant :

$$\gamma = c \frac{\cos \pi x}{2l}$$

et

$$\varphi(x) = \frac{\cos \pi x}{4l}.$$

On trouve en ce cas

$$X = - \int_x^l \gamma (x' - x) dx = c \left[\frac{2l}{\pi} (l - x') - \frac{4l^2}{\pi^2} \cos \frac{\pi x'}{2l} \right]$$

$$y'' = \int_0^{x'} \frac{X(x' - x) dx}{EI} = \frac{c}{EI} \left[\frac{l^2 x'^2}{\pi} - \frac{1}{3} \frac{l x'^3}{\pi} - \frac{16l^4}{\pi^4} \left(1 - \cos \frac{\pi x'}{2l} \right) \right],$$

et puisque $I = \frac{1}{12} e^3$:

$$y'' = \frac{12c}{Ee^3} \left[\frac{l^2 x'^2}{\pi} - \frac{1}{3} \frac{l x'^3}{\pi} - \frac{16l^4}{\pi^4} \left(1 - \cos \frac{\pi x'}{2l} \right) \right]$$

et

$$y' = \frac{\gamma c}{E} \varphi(x) = \frac{c}{E} \cos \frac{\pi x'}{2l} \cos \frac{\pi x'}{4l}.$$

La condition $y' + y'' = y = \frac{ce}{E}$ s'écrit donc :

$$12 \frac{l^4}{e^4} \left[\frac{x^2}{\pi l^2} - \frac{1}{3} \frac{x^3}{\pi l^3} - \frac{16}{\pi^4} \left(1 - \cos \frac{\pi x}{2l} \right) \right] + \cos \frac{\pi x}{2l} \cos \frac{\pi x}{4l} = 1.$$

On a :

$$(2) \quad 12 \frac{l^4}{e^4} \left[0,318310 \frac{x^2}{l^2} - 0,406103 \frac{x^3}{l^3} - 0,464256 \left(1 - \cos \frac{\pi x}{2l} \right) \right] + \cos \frac{\pi x}{2l} \cos \frac{\pi x}{4l} = 1.$$

Nous déterminerons les valeurs de la longueur inconnue *a priori* QN ou *l*, de façon que cette équation de condition soit satisfaite pour $x = l$.

On trouve $l^4 = 1,737885e^4$, ou

$$l = 1,44817e;$$

et l'équation (2) devient :

$$(3) \quad 6,63823 \frac{x^2}{l^2} - 2,21274 \frac{x^3}{l^3} - 3,42549 \left(1 - \cos \frac{\pi x}{2l} \right) + \cos \frac{\pi x}{2l} \cos \frac{\pi x}{4l} = 1.$$

Or, en traçant la courbe représentative du premier membre, on constate qu'elle diffère extrêmement peu de l'horizontale $y = 1$ dans les

Ces baguettes de joints, dont la saillie est variable, permettent de racheter les irrégularités de fabrication

limites $x = 0$ et $x = l$. L'écart entre les valeurs numériques du premier membre et l'unité est toujours inférieur à 0,04, et la valeur moyenne de l'écart ne dépasse pas 0,016.

Nous en concluons que les expressions analytiques admises pour les variables γ et $\varphi(x)$, si elles ne sont pas exactes au point de vue mathématique, ne s'écartent de la vérité que dans une mesure insignifiante et négligeable et que l'on doit tenir pour bons les renseignements que l'on en pourra déduire en ce qui touche les conditions d'équilibre élastique du système.

Les résultats essentiels de cette étude sont les suivants :

1° La longueur utile l de la bride de chaque côté de la paroi est à peu près égale à $1,48e$ et certainement inférieure aux $\frac{6}{5}$ de l'épaisseur e . Il est, par suite, complètement inutile de donner à la bride une plus grande saillie sur la paroi, puisque le surplus de la surface de contact ainsi réalisé ne servirait pas à la transmission de l'effort de compression.

C'est en augmentant l'épaisseur de la bride, et non sa saillie, que l'on peut réduire à volonté la pression maximum c sur le plan de contact.

2° L'intégrale $\int_0^l \gamma dx$ a pour valeur numérique $\frac{2cl}{\pi}$ ou $0,73ce$.

Par conséquent, en munissant la paroi de deux brides latérales d'épaisseur e , on obtient au point de vue de la réduction du travail sur le plan de contact le même résultat que si l'on augmentait de $1,46e$ l'épaisseur de cette paroi ; soit F l'effort total transmis par l'assemblage. Le travail maximum a pour valeur $\frac{F}{a + 1,46e}$.

Avec une tige ronde ayant un diamètre a , une bride formant collette de pourtour avec une épaisseur e , équivaut à un accroissement de diamètre égal à $1,46e$.

Le travail de compression est réduit dans le rapport $\frac{a^2}{(a + 1,46e)^2}$.

La valeur de c est fournie par le rapport $\frac{F}{\pi(a + 1,46e)^2}$, alors que dans le corps de la tige le travail est $\frac{F}{\pi a^2}$.

3° L'efficacité de la bride dépend de son épaisseur e , et non pas de sa saillie, à condition, bien entendu, que celle-ci ne soit pas inférieure à $1,48e$.

Dans l'hypothèse contraire, on ne retirerait pas de la bride tout l'effet utile qu'on peut attendre de son épaisseur, en raison de son insuffisance de longueur. Mais, comme la valeur numérique de la pression γ est très faible dans le voisinage du point N, on ne diminue pas sensiblement l'effet total transmis $\int_0^l \gamma dx$, tant que la saillie n'est pas très inférieure à $1,48e$.

des voussoirs et de leur donner une longueur très voisine de la longueur théorique. Néanmoins la division des

Si, par exemple, on prend seulement $l = \frac{4}{5} e$, on trouve, par un calcul sommaire, que nous jugeons inutile de reproduire ici, que γ peut être représenté assez exactement par la formule :

$$\gamma = \frac{c}{2} + \frac{c}{2} \cos \frac{\pi x}{2l};$$

γ varie de c dans la section d'encastrement à $\frac{c}{2}$ sur la bordure de la bride.

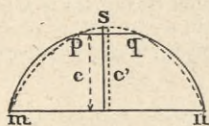
D'où :

$$\int_0^l \gamma dx = c0,818310l = 0,65ec.$$

Les deux brides sont équivalentes, comme effet produit, à un accroissement supérieur de la paroi égal à $1,30e$, au lieu de $1,46e$, résultat correspondant à la bride de largeur indéfinie.

On peut donc, sans grand inconvénient, se tenir un peu au-dessous de la dimension théorique $l = 1,148e$.

Nous avons dit plus haut que le travail à la compression sur la face de contact avait une valeur à peu près constante c sur l'épaisseur PQ ou a de la paroi. Si l'on voulait tenir compte de la déformation due à



l'effort tranchant, $\int_x^l \gamma dx$ qui, agissant sur chaque section transversale de la bride, détermine des phénomènes de glissement, on arriverait à cette conclusion plus rigoureuse que la courbe représentative du travail n'est pas composée d'une droite horizontale pq raccordant les deux lignes pm et qn . C'est, en réalité, une courbe continue, msn , qui a son sommet sur l'âme de la paroi; c'est dans la direction de cet axe que se manifeste le travail de compression maximum c' sur la face de contact. Cette remarque n'a qu'un intérêt spéculatif, l'écart entre la valeur fictive c du travail maximum à la compression et sa valeur réelle c' ne pouvant être qu'insignifiant.

Pour l'assemblage des âmes des voussoirs du pont Alexandre III, on a réduit à $0,035$ la saillie utile de chaque bride dont l'épaisseur est d'environ $0,05$. On peut estimer que l'effet utile de la surface de contact supplémentaire fourni par la bride est d'environ $0,62e$, alors qu'en élargissant à $0,056$ la zone de contact, on aurait obtenu un effet utile de $0,73e$. On voit que le bénéfice eût été bien peu important.

Pour les semelles, la région de contact des brides est variable de $0,475$ à $0,40$. L'effet utile varie de $0,70$ à $0,65e$; en augmentant de 16 millimètres la largeur de la zone d'appui, on n'eût augmenté l'effet utile que de $\frac{0,08}{0,65}$, soit 13 0,0 seulement.

joint n'a pas été mise en correspondance avec la division de la superstructure; elle en est indépendante, et les axes des montants verticaux qui servent de support au tablier tombent à une distance horizontale de $0^m,60$ de la division théorique des joints sur l'extrados.

Les voussoirs sont assemblés entre eux au moyen de douze boulons de 35 millimètres de diamètre.

Chaque joint comprend deux boulons broches qui ne présentent aucun jeu, de manière que le montage à pied-d'œuvre puisse se faire avec précision; les autres boulons ont un jeu de $0^m,0005$.

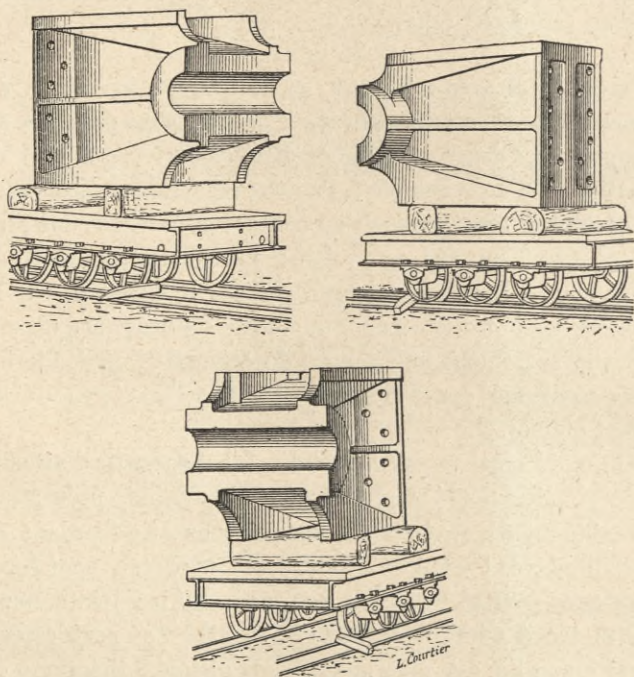
Liaison des arcs entre eux. — En raison des effets de gauchissement et de retrait, il n'était pas possible de compter sur des formes géométriquement régulières et identiques d'un voussoir à l'autre; on a renoncé, en conséquence, à tout système de contreventement réunissant directement un arc au voisin; un contreventement de cette nature aurait d'ailleurs entraîné la création, sur la surface des âmes, de tenons ou autres saillies, qui auraient été non seulement une source de difficultés en fonderie, mais aussi une cause d'incertitude sur l'homogénéité du métal obtenu.

On a été ainsi amené à réduire les dispositifs d'attache à de simples portées placées sur l'extrados, présentant 12 millimètres environ de surépaisseur et débordant de 10 millimètres l'arête de l'extrados. Ces portées sont rabotées avec soin et repérées non pas sur les joints, mais sur le tracé général de l'arc; l'axe de ces portées est, ainsi qu'on l'a dit plus haut, à une distance théorique de $0^m,60$ des joints sur l'extrados, distance mesurée horizontalement du joint à la verticale du montant.

Dans la partie centrale où, en raison de la faible hauteur disponible, on a dû supprimer tous intermédiaires entre les pièces de pont et les arcs, on a été

conduit à établir sur les bords de la semelle supérieure à l'extrados une baguette continue et dressée au rabot, sur laquelle ces pièces de pont sont fixées à l'aide de boulons. Ce dispositif, un peu plus compliqué que les prévisions primitives, dérive du précédent et ne présente pas plus d'inconvénients.

Voussoirs spéciaux. — Les voussoirs extrêmes de chaque demi-arc qui transmettent aux rotules les efforts de l'arc

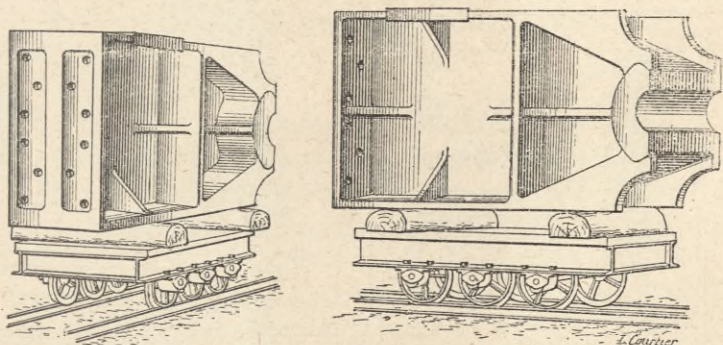


tout entier sont nécessairement différents des voussoirs intermédiaires. Les extrémités de ces voussoirs forment coussinet autour des cylindres des rotules; les semelles inférieures et supérieures de l'arc s'infléchissent et se con-

fondent dans la masse métallique du coussinet ; au droit du point où elles s'infléchissent, les semelles sont reliées entre elles par une nervure de 50 millimètres d'épaisseur ; une nervure d'égale épaisseur, perpendiculaire à la précédente, relie le coussinet au milieu de celle-ci.

L'épaisseur du coussinet est de 120 millimètres à la clé, de 150 à la naissance ; sa longueur est de 800 millimètres dans les deux cas.

Le voussoir de clé correspond à une division horizontale de la corde de 1^m,20 ; il ne comprend qu'une seule cloison reliant les semelles, qui est sa face de joint avec le premier voussoir courant.

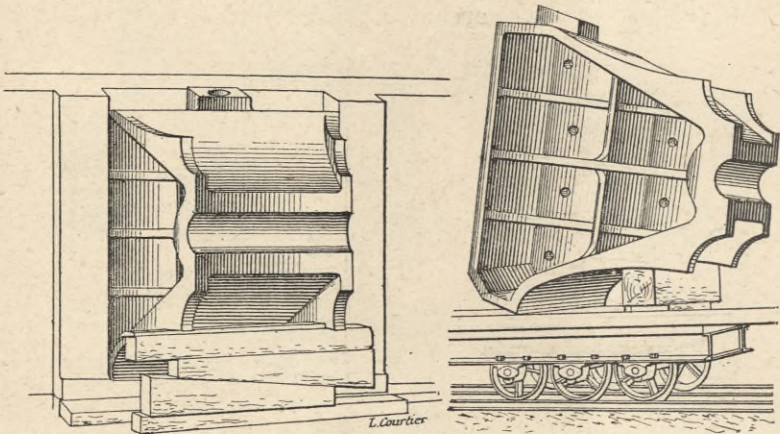


Le voussoir de naissance correspond à une division horizontale de la corde de 1^m,80, et il présente, sur 1^m,40 environ, une section identique à la section courante. Les semelles de ce voussoir, en même temps qu'elles s'infléchissent vers l'articulation de naissance, s'élargissent de manière à atteindre 0^m,80 de largeur sur le coussinet.

Pour éviter en élévation l'effet assez disgracieux que produit l'infléchissement des semelles, celles-ci, dans leur partie infléchie, portent des ailes de 60 millimètres d'épaisseur dont l'arête prolonge à l'œil celle de l'intrados et de l'extrados de l'arc.

Ces ailes sont échancrées circulairement aux bouts au droit des rotules.

Sommiers de retombée. — Les dispositions principales des voussoirs de retombée se reproduisent symétriquement dans les sommiers de retombée sur culée dont la forme générale est triangulaire. L'évasement des semelles de l'arc se prolonge sur ces pièces, de telle sorte que la largeur de celles-ci, qui est de 0^m,800 près du coussinet est de 1^m,30 au droit de la face de joint, c'est-à-dire au droit de la face en contact avec la pierre.



Ces semelles, d'ailleurs, se retournent avant d'atteindre la face de joint, la semelle supérieure parallèlement à la pente de l'arc, et la semelle inférieure verticalement, en décrivant un arc de cercle à tangente extrême verticale ; cet élément circulaire prolonge la ligne dessinée par les arêtes des ailes portées par les semelles des sommiers, comme par celles des voussoirs extrêmes de l'arc.

Le raccordement de la semelle inférieure avec la face de joint est complété par un double pan coupé dont une des faces est horizontale et s'appuie sur le bandeau en

pierre de taille. La face de joint est un carré de 1^m,30 de côté; la nervure, parallèle au coussinet qui la relie à celui-ci selon la direction de la poussée, aboutit en son milieu.

L'ensemble formé par le coussinet, les semelles, la face de joint et la nervure d'axe, est complété d'abord par une nervure intermédiaire parallèle à la face de joint et, en outre, par deux nervures secondaires parallèles à la direction de la poussée.

Enfin l'âme de chaque sommier est double, chacun d'eux étant composé de deux flasques symétriques, réunies par douze boulons et assemblées définitivement à l'atelier.

Le sommier de retombée porte, venue de fonte, la partie femelle du sabot d'appui du premier montant du viaduc sur le bas port.

Calages. — La longueur des voussoirs ne pouvant pas être rigoureusement conforme aux cotes théoriques, il était indispensable de laisser sur l'ensemble d'un demi-arc une tolérance de longueur. Cette tolérance a eu pour corollaire obligé l'établissement d'un moyen permettant de régler les arcs, malgré les différences de longueurs provenant de leur fabrication, malgré aussi les petites inégalités de tassement provenant du dressage plus ou moins parfait des joints, ou bien malgré les petites erreurs de l'implantation des pièces de retombée.

A cet effet, on a supposé qu'une cale de 15 millimètres d'épaisseur théorique serait placée entre le voussoir de clé de chaque demi-arc et le voussoir voisin, cette cale devant être mesurée à la demande sur chaque arc en particulier au moment du réglage.

Stabilité de l'arc intermédiaire. — La stabilité de l'arc a été étudiée pour l'arc intermédiaire sous chaussée, qui porte la plus forte charge permanente.

Les calculs dont le détail est expliqué plus loin, et dont les développements sont compris dans une série de tableaux groupés dans la *Note annexe n° X*, ont été faits en partant de la surcharge par poids mort de 400 kilogrammes par mètre carré.

En ce qui touche les surcharges d'épreuves réalisables au moyen de véhicules lourds, il y a lieu de remarquer que la charge produite par huit files de tombereaux de 6.000 kilogrammes sur la chaussée du pont, large de 20 mètres, n'atteint que 370 kilogrammes par mètre carré, et que celle produite par huit files de chariots de 16.000 kilogrammes atteindrait 560 kilogrammes. Mais l'expérience a fait connaître que, sur une chaussée de 20 mètres de largeur inclinée avec une pente de 0^m,02 par mètre, on ne peut faire circuler au grand maximum que cinq files de chariots de 16 tonnes avec des chevaux exceptionnellement robustes et bien dressés et des conducteurs choisis parmi les plus habiles, sous peine de s'exposer à des accidents graves dont les entrepreneurs de transport refusent de prendre la responsabilité(*). On ne pourra donc obtenir en fait qu'une surcharge de 300 à 350 kilogrammes par mètre carré, inférieure à celle réalisée avec le poids mort.

Les calculs ont porté non seulement sur la stabilité des arcs proprement dits, mais aussi sur leur déformation; cette dernière étude a été prescrite spécialement par l'Administration supérieure (**).

(*) Au moment des épreuves du pont Mirabeau, dont la chaussée présente 12 mètres de largeur et sur laquelle, d'après le règlement, cinq files de chariots pourraient trouver place, les entrepreneurs de camionnage, quoique intéressés à la location du plus grand nombre possible de véhicules et d'attelages, ont énergiquement refusé de laisser s'engager sur le pont plus de trois files de véhicules; encore a-t-il été très difficile d'en obtenir la marche simultanée et régulière.

(**) Les tableaux de calculs contenus dans la *Note annexe n° X* sont ceux qui ont figuré au projet du pont, modifié en tout ce qui touche la stabilité des arcs, pour tenir compte des modifications de la section

Le tracé de l'arc a été choisi de telle manière que la fibre neutre coïncidât, autant que possible, avec la courbe moyenne entre les courbes des poussées déterminées par la charge permanente et la charge totale.

On a donc commencé par établir la valeur des poussées, des ordonnées des courbes de poussées, de la courbe moyenne, des courbes d'intrados et d'extrados, de la fibre neutre dans les parties où elle ne coïncide plus exactement avec la courbe moyenne des poussées, ainsi que la valeur des autres constantes, telles que I , $\frac{I}{v}$, Ω , etc.

La charge permanente s'élève au total de 150^T,980 pour un demi-arc, répartie, savoir : en 66.870 kilogrammes pour l'arc, 33.710 kilogrammes pour la charpente et 50.400 kilogrammes pour le tablier proprement dit.

La surcharge est de 400 kilogrammes par mètre carré de pont.

On a calculé d'abord le travail du métal sous l'effet de la charge permanente seule et ensuite sous l'effet de la surcharge placée suivant les règles fixées pour les épreuves par poids mort par la circulaire ministérielle du 29 août 1891.

On a ensuite supposé une surcharge de 400 kilogrammes par mètre carré, placée de la manière la plus défavorable sur l'ouvrage, et on a déterminé le travail des membrures dans cette nouvelle hypothèse.

Les dimensions de l'arc ont été établies de manière que le travail, dans aucune de ces hypothèses, ne fût une tension et qu'en outre il demeurât très voisin de 9 kilogrammes par millimètre carré, sous l'effet des surcharges par poids mort, et de 10 kilogrammes sous l'effet des surcharges les plus défavorables.

des voussoirs de clé, dont la hauteur a été portée de 0^m,75 à 0^m,85 en vue de diminuer l'épaisseur excessive des semelles supérieures. Les calculs relatifs aux déformations n'ont pas été retouchés.

Calcul des poussées. — Courbes moyennes des pressions.

— La charge permanente a été supposée partagée en poids isolés, placés en quinze points correspondant à la division en montants de l'élévation.

En appelant P l'un quelconque de ces poids, et x sa distance horizontale à l'articulation de naissance, la poussée due à la charge permanente est donnée par la formule suivante, f étant la flèche de l'arc,

$$(1) \quad Q_p f = \Sigma_0^a P x.$$

En appelant P' les différents éléments de la surcharge groupés de la même manière, la poussée totale est donnée par l'expression (2) :

$$(2) \quad Q_T f = \Sigma_0^a (P + P') x.$$

La poussée due à la surcharge est la différence des deux poussées ci-dessus ; elle peut s'obtenir directement :

$$Q_p' f = p' \frac{a^2}{2},$$

où a est la demi-ouverture, et p' le poids par mètre courant de la surcharge portée par l'arc.

Les ordonnées x_n, y_n des points de la courbe des pressions sous l'effet de la charge permanente dans la section de rang n sont définies par l'équation

$$Q_p (f - y_n) = \Sigma_n^a P (a - x).$$

On a calculé de la même manière les ordonnées de la courbe des pressions sous l'effet de la charge totale.

Les résultats du calcul des poussées et des courbes moyennes sont consignés au tableau n° I (Voir *Note annexe n° X*) ; la moyenne des ordonnées des courbes des pressions sous l'effet de la charge permanente et sous l'effet de la charge totale est l'ordonnée de la courbe

moyenne des poussées qui a servi de point de départ pour le tracé des arcs.

Dans le tableau n° II sont groupées les constantes des éléments de l'arc, qui serviront à tous les calculs ultérieurs.

Calcul des moments fléchissants et de l'effort normal. — Les moments fléchissants ont été calculés en multipliant la poussée par la distance verticale Z de la fibre neutre à la courbe des pressions, comptée positivement au-dessus de la fibre neutre et négativement au-dessous.

Dans le cas de charges symétriques, les moments fléchissants sont très faibles, la fibre neutre s'écartant peu des courbes des poussées.

Les moments dus aux surcharges dissymétriques sont calculés de la même manière; aux moments produits par la charge permanente on a ajouté ceux produits par les surcharges dissymétriques, les courbes des pressions dues à ces surcharges étant représentées par la droite qui joint l'articulation de clé à celle de naissance et par la parabole tangente à cette droite, qui a pour équation :

$$y = \frac{4f}{a^2} \frac{x}{2} \left(\frac{3a}{2} - x \right).$$

L'effort normal est la projection sur la normale à la direction de chaque section de la résultante des forces extérieures agissant sur cette section.

La composante horizontale de cette résultante est la poussée dont la projection est $Q \cos \theta$; la composante verticale est la somme des poids et des réactions comprises entre cette section et la clé; sa projection est : $\sin \theta \Sigma_x^a P$ ou $\sin \theta \Sigma_x^a (P + P')$, dans le cas de la charge symétrique, et $\sin \theta \left[\Sigma_x^a P - \frac{p'a}{4} \right]$ ou $+\sin \theta \frac{p'a}{4}$, dans le cas des demi-travées surchargées.

Le calcul des moments fléchissants et des efforts normaux dans les hypothèses de la charge permanente, de la charge totale et des travées chargées par moitié est résumé dans les tableaux III et IV.

Calcul du travail du métal. — Le travail du métal est donné dans chaque section par la formule :

$$R = \frac{F}{\Omega} \pm \frac{Xv}{I}.$$

Si, d'ailleurs, on remarque que l'effet de l'effort normal est une compression qui correspond à un travail négatif, et que les moments fléchissants, calculés d'après l'hypothèse admise, donnent lieu à un travail de compression quand le signe de z est positif, il conviendra de choisir le signe — pour la membrure supérieure, et le signe + pour la membrure inférieure, le premier terme étant toujours négatif.

Dans le tableau n° V le travail du métal est donné dans chacune des quatre hypothèses de charge par poids morts réglementaires.

Dans des colonnes spéciales on a mis en relief le maximum et le minimum du travail dans chacune des membrures.

L'examen de ce tableau fait ressortir que toutes les sections travaillent à la compression et que le maximum atteint dans la section la plus fatiguée ne dépasse pas 9^{kg},592 (membrure supérieure).

Sous l'action de la charge permanente seule, le travail ne dépasse pas 6^{kg},524, et sous celle de la surcharge complète il atteint seulement 9^{kg},276.

Effet de la surcharge placée dans la situation la plus défavorable. — On a recherché d'abord la répartition de la surcharge dissymétrique, qui donne les résultats les plus

défavorables, en partant d'une surcharge de 1.000 kilogrammes par mètre courant d'arc.

A cet effet, on a tracé sur une épure la fibre neutre et les courbes des pressions correspondant à la série des poids isolés, dans lesquels on a supposé la surcharge décomposée; ces courbes des pressions sont toutes constituées par deux droites se coupant sur la verticale de chacun des poids, dont l'une passant par deux des points d'articulation à une direction constante.

Sur cette épure (*) on a relevé les distances z de chacune des courbes des pressions à la fibre neutre et inscrit leur valeur sur un tableau à double entrée, dont chaque ligne horizontale correspond à une section, chaque colonne à un poids.

Tous les poids situés dans la demi-travée opposée à celle considérée donnent le même z dans chaque section, et ce z est négatif; il est inscrit dans la colonne 16.

Si maintenant on multiplie chaque valeur de z par la poussée correspondant à chaque poids, donnée par la relation $\frac{Q}{P} = \frac{x}{2f}$, et qu'on somme par ligne horizontale, on aura dans chaque ligne horizontale le moment dû à l'ensemble des charges (dans la colonne 16, la poussée ayant pour valeur la somme des poussées dues aux poids de la demi-travée opposée, soit $\frac{1}{4} \frac{p'a^2}{f}$). Mais, si on somme séparément les moments positifs et les moments négatifs, on aura des maxima supérieurs aux chiffres obtenus, en considérant soit le total des quinze premières colonnes, soit la colonne 16 toute seule.

Dans un tableau spécial, nous avons calculé les valeurs de Qz ; sur un second tableau, on a inscrit les moments maxima positifs et négatifs dans chaque section avec les

(*) Voir planche 16.

valeurs correspondantes des sommes des poussées partielles et des sommes des expressions $\frac{P'x}{2a}$, ainsi que les sommes $\Sigma_x P'$, destinées à permettre le calcul de l'effort normal; on a également inscrit l'effort normal et le travail du métal dans chacune des membrures. Il en ressort que l'effort maximum supporté par le métal peut atteindre $10^{\text{kg}},286$ dans la section 6, pour les membrures inférieures, et $9^{\text{kg}},586$ dans la section 13, pour la membrure supérieure, et que le minimum peut descendre à $1^{\text{kg}},172$ pour la première, et à $1^{\text{kg}},816$ pour la seconde.

On a reporté sur le graphique ci-joint (p. 106 bis) les résultats principaux intéressant l'une et l'autre membrure : travail du métal sous l'effet de la charge permanente, de la surcharge totale, de la surcharge sur une demi-travée et de la surcharge placée de la manière la plus défavorable, au point de vue des moments de flexion. Le coefficient de travail le plus élevé ne correspond pas toujours à cette dernière hypothèse; l'effort normal est prépondérant près des articulations; aussi est-ce dans l'hypothèse de la surcharge totale que l'on trouve le coefficient de travail le plus élevé près des rotules.

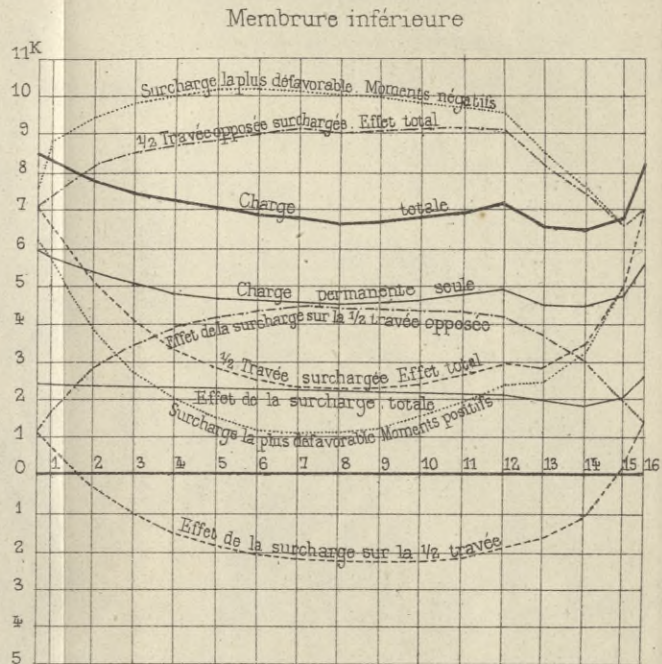
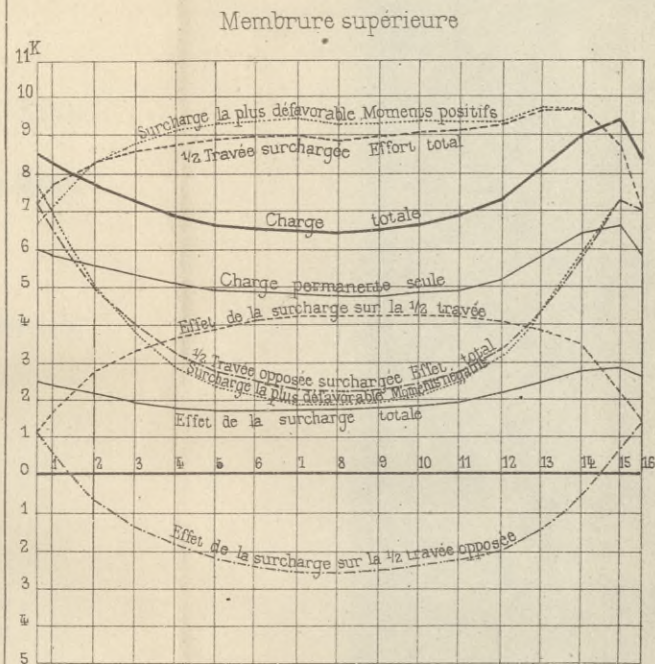
On a enfin tracé à part les lignes qui déterminent, dans chaque section, les limites extrêmes du travail et qui se déduisent des tracés précédents.

Effet de la température. — La température a pour effet de faire varier la flèche. La variation de la flèche affecte la poussée qui lui est inversement proportionnelle, mais ne fait pas varier les moments fléchissants.

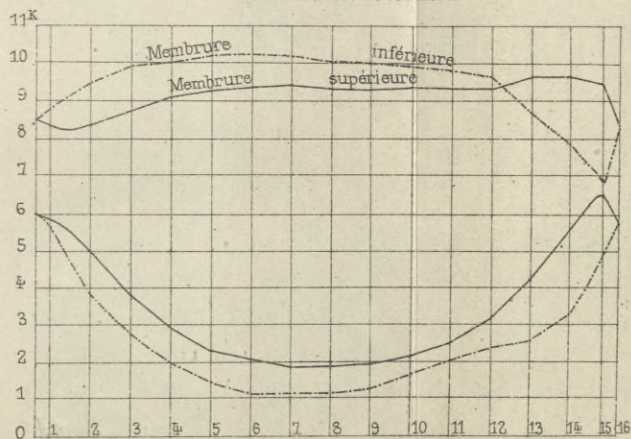
La variation de l'effort normal sera la même que celle de la poussée multipliée par $\cos \theta$.

Il sera dès lors facile de voir dans quelle proportion le travail du métal pourra se trouver augmenté dans chacune des sections.

Tableau résumé du travail du métal.



Limite de la variation du travail du métal dans les différentes sections



La variation de la flèche a pour expression :

$$\Delta f = \frac{a^2 + f^2}{f} \alpha t,$$

αt étant l'allongement linéaire proportionnel d'une barre d'acier (qui serait, pour $t = \pm 26^\circ$, de 0,0003).

En remplaçant a et f par leurs valeurs, f étant la flèche normale à la température de $+ 10^\circ$, on trouve :

$$\Delta f = \pm 0,0003 \times 4,66 = \pm 0,1398.$$

La variation proportionnelle de la poussée sera de $+\frac{0,1398}{6,28}$, soit 0,022 ou 2,2 0/0. Dans les sections les plus fatiguées, où le travail dû à l'effort normal est d'environ 6 kilogrammes et dans les hypothèses les moins favorables, un abaissement de température de 26° augmenterait à peine le coefficient de travail de 0^{kg},132 (en négligeant la *réduction due au facteur* $\cos \theta$, très voisin de l'unité).

L'effet de la température est donc insignifiant. Par contre, le niveau du pont sera sensiblement affecté par les changements de température, l'amplitude de l'oscillation de la clé étant de 0,00535 par degré.

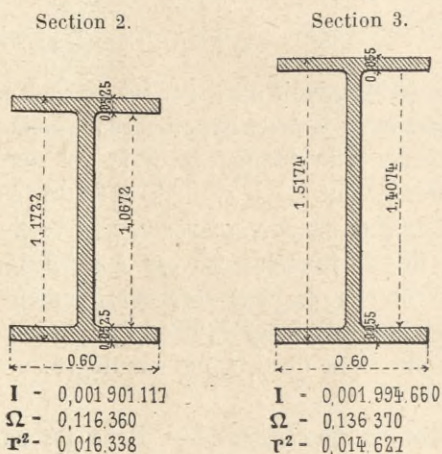
Résistance au flambement. — Dans les calculs expliqués ci-dessus, on n'a pas tenu compte de la tendance au flambement qui se développe dans l'arc sous l'action de l'effort normal. Le travail du métal sous l'influence de cet effort a été considéré comme rigoureusement égal à $\frac{F}{\Omega}$. Cela n'est exact que près de la clé sous la chaussée, dans la région où l'arc se trouve encasté d'une manière presque continue par les entretoises. Sur les reins, cet encastrement n'a lieu qu'au droit des montants verticaux, qui sont espacés de 3^m,625 d'axe en axe. Dans l'intervalle de chacun des montants, les tronçons d'arc successifs doivent

être assimilés à des pièces chargées debout et encastrées à leurs deux extrémités.

La formule qui donne l'effet de l'effort normal n'est donc plus $\frac{F}{\Omega}$, mais :

$$\frac{F}{\Omega} \left(1 + \frac{N}{E} \frac{l^2}{S^2 \pi^2 j^2} \right) \quad \text{avec} \quad \begin{array}{l} N = 25 \times 10^6. \\ E = 16 \times 10^9 (*). \\ S^2 = 4. \end{array}$$

Dans le cas le plus défavorable où l'effort normal atteint un chiffre de 6 kilogrammes, il conviendrait de multiplier



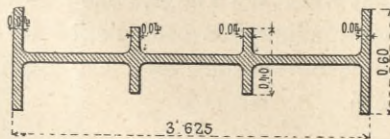
la valeur du travail dû à l'effort normal par un coefficient de correction qui serait de 1,036 dans la section 2, et 1,032 dans la section 8.

Influence du vent. — Sous l'action d'un vent agissant horizontalement sur les arcs, chaque tronçon peut être

(*) La valeur choisie pour E dans tous les calculs est inférieure à celle qui est généralement admise pour l'acier; elle a été adoptée par mesure de prudence, pour tenir compte du tassement qui pourrait se produire dans les joints.

considéré comme une console encastrée dans le tablier ou dans les montants, et supportant une charge uniformément répartie de 270 kilogrammes par mètre carré.

Le moment maximum est près du point d'encastrement, et sa valeur est $\frac{1}{2} pl^2$.



Pour le voussoir le plus élevé, de 1^m,50 de hauteur moyenne, on aura sensiblement :

$$p = 3.625 \times 270,$$

$$l = 1.50,$$

$$M = \frac{1}{2} 3.625 \times 270 \times 1.5^2 = 1.101 \text{ kilogrammes.}$$

Le moment d'inertie de la section résistante, sans tenir compte des petites nervures, a pour valeur :

$$\frac{1}{12} 3.465 \times 0,05^3 + \frac{1}{12} 0,08 \times 0,6^3 + \frac{1}{12} 0,08 \times 0,40^3 = 0^{\text{kg}},001908$$

Le module de résistance $\frac{I}{v}$ est 0,006360, et le travail du métal par millimètre carré :

$$\frac{1.101}{6.360}, \quad \text{soit} \quad 0^{\text{kg}},17.$$

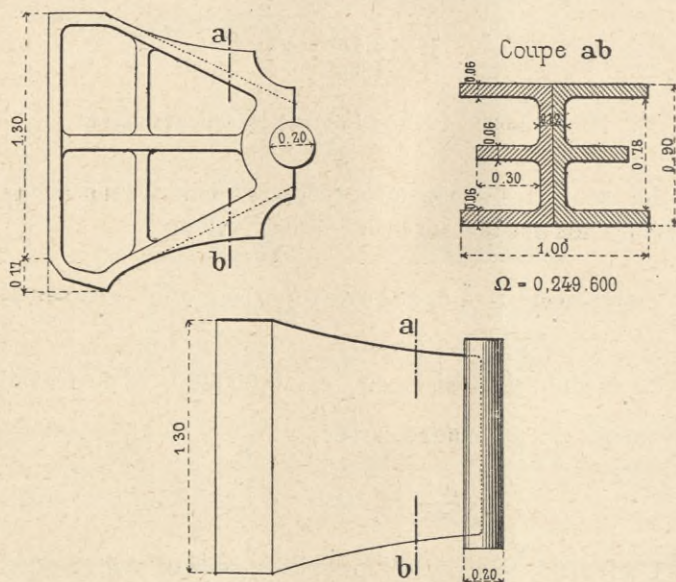
L'effet du vent s'exerce sur les nervures et ne doit pas être considéré comme s'ajoutant à l'effet de la compression que supporte la section principale ; pour calculer ce qui doit être ajouté au travail du métal dans la membrure, il faudrait considérer le moment d'inertie dans

la section d'encastrement, qui a 3^m,625 de largeur sur 0^m,60 de hauteur.

Le module de résistance devient égal, dans ce cas, à 0^m,2175, et le travail du métal n'est plus que $\frac{217.500}{1.101}$, soit 0^{kg},005 par millimètre carré.

Le règlement fixant à 1 kilogramme l'augmentation du travail du métal admissible sous l'effet du vent, nous sommes en droit de conclure qu'il est négligeable dans le cas considéré.

Pression sur les coussinets et les rotules. — L'effort normal le plus considérable à transmettre est celui que sup-



portent les articulations de naissance ; il est égal à 909.027 kilogrammes, dans le cas où le pont porte la charge complète. La section des tourillons de 0^m,20

de diamètre et de 0^m,80 de longueur est égale à 0^m,80 \times 0^m,20, soit 0^m,16 ou 160.000 millimètres carrés; la pression maximum sera, en conséquence, de $\frac{909.027}{160.000}$, soit 5^{kg},52 par millimètre carré de section.

L'effort normal se transmet aux flasques d'appui, dont la section droite la plus faible est de 249.600 millimètres carrés; le travail du métal n'atteint que :

$$\frac{909.027}{249.600} = 3^{\text{kg}},64.$$

La face principale d'appui sur les sommiers présente une section totale de 16.900 centimètres carrés; en ajoutant la projection sur la direction de cette face du double pan coupé situé à la base du sommier, on obtient une surface totale d'appui de 19.110 centimètres carrés, sur laquelle la pression moyenne atteint $\frac{909.027}{19.110}$, soit 48 par centimètre carré (*).

Déformation. — La décision ministérielle du 8 décembre 1896 approuvant l'avant-projet du pont Alexandre III a spécifié que les ingénieurs fourniraient l'étude des déformations de la section de clé et d'une section sur les reins par la méthode dite des lignes d'influence.

On appelle ligne d'influence, pour une section donnée, une courbe dont les ordonnées représentent l'effet dans la section considérée, produit par le poids dont l'abscisse est la même que celle du point de la courbe.

Dans le tableau des valeurs de Qz , les valeurs ins-

(*) Il convient de rappeler que la pression exercée sur les sommiers de retombée est transmise par un bloc de granit à une pyramide de libages granitiques, et que la pression sur les maçonneries ordinaires en contact avec la base de cette pyramide ne dépasse pas 18 kilogrammes dans les conditions les plus défavorables (Voir *Note annexe n° II*).

crites sur chaque ligne horizontale ne sont autre chose que les ordonnées de la ligne d'influence des moments fléchissants pour chacune des sections.

La simple inspection du tableau est assez suggestive pour que le tracé des lignes d'influence ne présente aucun intérêt dans l'étude des moments fléchissants.

Nous allons déterminer ces lignes pour les déformations dans la section comprise entre les sections 8 et 9 et la clé.

En partant des formules générales de la déformation des pièces courbes et en les appliquant au système de coordonnées que nous avons adopté, le déplacement d'un point (x_1, y_1) a pour expression :

$$\delta x_1 = -d\theta_0 y_1 - \int_0^{s_1} \frac{X(y_1 - y)}{EI} ds + \int_0^{x_1} \frac{F}{E\Omega} dx$$

$$\delta y_1 = d\theta_0 x_1 + \int_0^{s_1} \frac{X(x_1 - x)}{EI} ds + \int_0^{y_1} \frac{F}{E\Omega} dy (*).$$

Si l'on remplace F par $-\frac{Q}{\cos \theta}$, ce qui peut se faire sans erreur appréciable, et dx par $ds \cos \theta$, dy par $ds \sin \theta$, les derniers termes deviennent :

$$-\int_0^{s_1} \frac{Q}{E\Omega} ds, \quad -\int_0^{s_1} \frac{Q}{E\Omega} ds \operatorname{tang} \theta.$$

D'autre part, nous avons déjà fait voir que les moments produits par un poids isolé avaient pour expression Qz , z ayant la signification que nous lui avons donnée dans la recherche des surcharges les plus défavorables.

(*) Voir RÉSAL, *Ponts métalliques*, t. I, p. 396 et p. 382.

En opérant la substitution, on trouve finalement que les déplacements produits dans la section, dont les coordonnées sont x_1, y_1 sur la fibre neutre, par un poids isolé, ont pour expression :

$$\delta x_1 = -d\theta_0 y_1 - Q y_1 \int_0^{s_1} \frac{z ds}{EI} + Q \int_0^{s_1} \frac{z y ds}{EI} - Q \int_0^{s_1} \frac{ds}{E\Omega}$$

$$\delta y_1 = d\theta_0 x_1 + Q x_1 \int_0^{s_1} \frac{s dz}{EI} - Q \int_0^{s_1} \frac{z x ds}{EI} - Q \int_0^{s_1} \frac{ds \operatorname{tang} \theta}{E\Omega}.$$

En appelant m les éléments d'arc correspondant à chaque section considérée, on a calculé dans une série de tableaux à double entrée, disposés comme le tableau des z , les valeurs de :

$$\frac{mz}{100.000I}, \frac{mzx}{100.000I}, \frac{mzy}{100.000I}, \frac{m}{100.000\Omega}, \frac{m \operatorname{tang} \theta}{100.000\Omega} (*).$$

On a ensuite effectué les sommations de 0 à 8 et de 0 à 15 des nombres ainsi obtenus et calculé pour chaque poids les quantités :

$$u = -\Sigma_1^{15} \frac{m}{100.000\Omega} - f \Sigma_1^{15} \frac{mz}{100.000I} + \Sigma_1^{15} \frac{mzy}{100.000I},$$

$$v = -\Sigma_1^{15} \frac{m \operatorname{tang} \theta}{100.000\Omega} + a \Sigma_1^{15} \frac{mz}{100.000I} - \Sigma_1^{15} \frac{xz}{100.000I},$$

puis les valeurs de U et V égales à $\frac{Qu}{P}$ et $\frac{Qv}{P}$.

Les déplacements de la clé ont pour expression :

$$\delta x_{15} = -d\theta_0 f + \frac{100.000Q}{E} u = -d\theta_0 f + \frac{100.000P}{E} U,$$

$$\delta y_{15} = d\theta_0 a + \frac{100.000Q}{E} v = d\theta_0 a + \frac{100.000P}{E} V.$$

(*) Le coefficient $\frac{1}{100.000}$ n'a été introduit dans les calculs que pour une question d'échelle, afin d'arriver à un tracé en vraie grandeur acceptable des lignes d'influence.

Divisons ces deux nombres par $\frac{E}{100.000P}$, et on a :

$$\frac{E}{100.000} \frac{\delta x_{15}}{P} = U - \frac{d\theta_0 f E}{100.000P}$$

$$\frac{E}{100.000} \frac{\delta y_{15}}{P} = V + \frac{d\theta_0 a E}{100.000P}$$

Pour connaître $\frac{\delta x_{15}}{P}$ et $\frac{\delta y_{15}}{P}$, il ne reste plus qu'à déterminer la valeur de $d\theta_0$. On peut y arriver très simplement en considérant les déplacements dus aux poids placés symétriquement et en écrivant que les δx_{15} sont égaux et de signe contraire, tandis que les δy_{15} sont égaux et de même signe.

En appelant U' et V' le produit de $\frac{Q}{P}$ par la valeur de la sommation faite dans la colonne 16 dont les nombres représentent les valeurs des diverses expressions considérées pour tous les poids placés au-delà de l'articulation de clé $d\theta_0$, le déplacement angulaire correspondant, on aura les relations suivantes :

$$U - \frac{d\theta_0 f E}{100.000P} = -U' + \frac{d\theta_0' f E}{100.000P}$$

$$V + \frac{d\theta_0 a E}{100.000P} = V' + \frac{d\theta_0' a E}{100.000P}$$

Posons :

$$\frac{d\theta_0 E}{100.000P} = \alpha, \quad \frac{d\theta_0' a E}{100.000P} = \alpha'$$

$$U - \alpha f = \alpha' f - U'$$

$$V + \alpha a = V' + \alpha a',$$

d'où l'on déduit :

$$\alpha = \frac{V + V'}{2f} - \frac{V - V'}{2a}$$

$$\alpha' = \frac{V + V'}{2f} - \frac{V - V'}{2a}$$

Les résultats de ces calculs sont donnés dans un premier tableau.

Les raisonnements qui viennent d'être faits pour la section de clé se répètent identiquement pour une section quelconque. Les valeurs de α et de α' , qui ont été trouvées pour la clé, sont indépendantes de la position de la section envisagée.

On obtient en même temps les déplacements pour deux positions symétriques de la charge, qui sont donnés par les relations :

$$\frac{E}{100.000P} \delta x_{(8-9)} = U - \alpha y_{(8-9)} \cdot \frac{E}{100.000P} \delta x'_{(8-9)} = U' - \alpha' y'_{(8-9)},$$

$$\frac{E}{100.000P} dy_{(8-9)} = V + \alpha x_{(8-9)} \cdot \frac{E}{100.000P} \delta y'_{(8-9)} = V' + \alpha' x'_{(8-9)}.$$

On a tracé, à l'aide des résultats obtenus, des courbes dont les ordonnées sont proportionnelles à $\frac{\delta x}{P}$ et à $\frac{\delta y}{P}$, qui sont les lignes d'influence pour la déformation de la section de clé et de la section intermédiaire entre les sections 8 et 9, calculées pour des poids égaux à $\frac{E}{100.000}$, soit, en supposant $E = 16 \times 10^9$, à 160.000 kilogrammes (*).

A l'aide de ces courbes, on a d'abord calculé les déplacements de la section de clé et de la section (8-9) sous l'action des charges par poids mort.

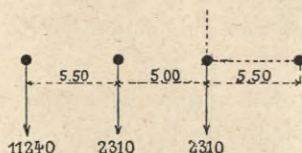
Il suffit, à cet effet, de multiplier chacune des ordonnées de la courbe d'influence par un coefficient qui n'est autre que le rapport de chacun des poids P' dont se compose la surcharge considérée à 160.000, et d'additionner les valeurs ainsi trouvées pour la série de poids envisagée.

On a également calculé les déplacements et tracé la courbe représentant les déplacements de la clé et de la section (8-9) sous le passage d'une file de chariots de

(*) Voir planche 16.

16 tonnes. La file de chariots suit l'axe d'un arc; le poids du chariot est supposé concentré à son centre de gravité, de même que celui de chaque groupe de quatre chevaux.

Un chariot avec ses équipages forme ainsi une charge



roulante composée de trois poids respectivement de 11.240, 2.310, 2.310 kilogrammes espacés comme l'indique le croquis ci-dessus.

Pour ne pas multiplier les calculs, on n'a considéré que treize positions différentes du convoi correspondant au passage du centre de gravité du chariot de tête dans des sections équidistantes de 8 mètres, distances comptées à partir de la clé.

Lorsque le chariot arrive dans la dernière section, le pont est entièrement couvert, et un chariot se trouve sur la clé.

Le départ des charges reproduit, en ordre inverse, des déplacements identiques à ceux déjà calculés, et on s'est contenté de reproduire symétriquement les résultats obtenus pour donner une idée du diagramme que traceront les appareils enregistreurs (Pl. 43).

Bielles. — On s'est également préoccupé de la déformation que produirait le passage d'un lourd véhicule, et on a choisi le rouleau compresseur n° 1 de la ville de Paris. Les deux essieux de ce rouleau produisent des charges isolées, distantes de 4^m,20, qui peuvent atteindre respectivement 13.083 et 9.727 kilogrammes au-dessus d'un arc.

On a représenté les résultats de cette épreuve sur un

graphique spécial ; chaque ordonnée correspondant à une position de l'essieu arrière est égale à la somme des ordonnées correspondantes des courbes d'influence de la déformation produite par chacun des essieux.

Les déformations produites par le passage de ce véhicule sont considérables : elles atteignent presque 12 centimètres à la clé, c'est-à-dire plus de la moitié du bombement de la chaussée. On a recherché l'importance de la dépression totale produite et le moyen d'y remédier. Lorsque le cylindre compresseur n° 1 de la ville de Paris passe au-dessus d'un arc, cet arc porte directement un poids égal à 13.083 + 9.727 kilogrammes, soit 22.810 ; chacun des arcs voisins porte un poids égal à la moitié de la différence entre ce poids et le poids total, soit : 4.595 kilogrammes, qui se divise en deux charges, l'une de 3.792 kilogrammes, l'autre de 803 au droit du cylindre avant.

Ces charges produisent des abaissements ou relèvements consignés au tableau ci-après :

	SECTION DE CLÉ	SECTION DES REINS
Arc le plus chargé.....	— 0,115	— 0,0695 + 0,0455
Arc voisin.....	— 0,0248	— 0,0141 + 0,0002
Dénivellation.....	0,0902	0,0554 0,0363

Pour la section des reins, les résultats bruts sont très exagérés, parce que, grâce à l'intermédiaire des longérons, la charge du rouleau se répartira sur une zone étendue ; les arcs sont d'ailleurs réunis aux reins par un entretoisement suffisamment rigide pour que les déplacements d'un arc entraînent celui de l'arc voisin. On peut donc compter que, sur les reins, la déformation de la chaussée

sée sera très faible. Il n'en est pas de même à la clé, car en ce point les longerons sont supprimés sous chaussée, et les arcs portent directement le tablier, dont la rigidité est très faible au droit des arcs, de telle sorte que, tout en maintenant leur écartement, il ne s'oppose pas à leurs déplacements relatifs dans le sens vertical.

Pour remédier à cet inconvénient et rétablir entre les arcs une solidarité que le tablier est insuffisant à maintenir, on a disposé des liaisons entre les arcs et le tablier, au moyen de bielles obliques attachées, d'une part, aux nervures triangulaires de la semelle inférieure et, d'autre part, à un longeron fixé au milieu des pièces de pont.

De cette manière, un arc ne peut s'abaisser sans entraîner dans son mouvement les arcs voisins par l'intermédiaire des pièces de pont, au milieu desquelles une partie de la charge se trouve reportée par les bielles.

Cambrure de construction. — L'étude des déformations permet d'évaluer l'abaissement qui doit se produire dans l'arc sous l'effet des charges diverses du pont et, par suite, la surélévation ou cambrure qu'il convient de donner en construction pour avoir finalement la courbe que l'on se propose d'obtenir.

L'abaissement provoqué par la charge permanente seule est égal à $0^m,1345$, et l'abaissement provoqué par la surcharge, de $0^m,0677$; l'abaissement total atteindrait environ $0^m,2022$. Ces chiffres sont calculés en partant d'une valeur de E , égale à 16×10^9 , mais sans tenir compte du raccourcissement élastique des maçonneries, assez difficile à évaluer *a priori*.

La décision ministérielle qui approuve le projet a fait état de toutes les causes d'abaissement du pont et, pour prévenir l'augmentation éventuelle du surbaissement qui pourrait provenir de l'écartement des points d'appui, par suite du raccourcissement élastique des maçonneries, elle

a prescrit de porter à $0^m,26$ la cambrure de construction.

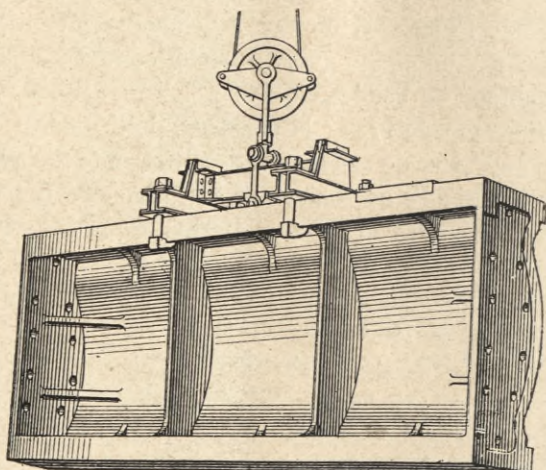
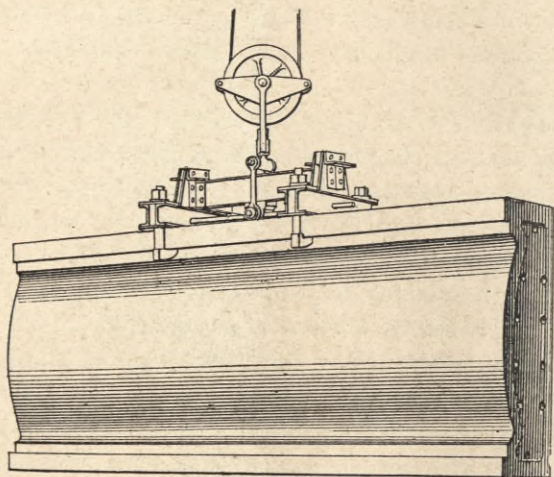
Le tableau n° XIV de la *Note annexe n° X* est consacré aux calculs des déplacements de la section de clé et de la section des reins sous l'effet de la charge permanente et des diverses surcharges d'épreuves réglementaires.

Arcs de rive. — Le profil des arcs de rive a été étudié de manière que chaque demi-arc offrit l'aspect d'une pièce unique, accusant ainsi le rôle qu'il joue dans la stabilité générale de l'ouvrage ; il fallait pour cela donner à l'âme un profil général en \square avec l'âme tournée vers l'extérieur. Les tables de joints et les boulons d'attache cessent ainsi d'être apparents. Il convenait, d'ailleurs, d'accuser nettement, à la partie supérieure et à la partie inférieure, la présence des semelles, qui constituent un élément de résistance ; on y est arrivé en donnant à l'âme une forme courbe tournant sa convexité vers l'extérieur et en faisant régner, tout le long de l'intrados et de l'extrados, un bandeau formant saillie sur un champ vertical, qui se raccorde par un congé avec la partie convexe de l'âme.

La hauteur du bandeau est le $1/12$ de celle de l'arc ; celle du champ, le $1/24$; la courbure de l'âme est circulaire ; la surface de cette âme est tangente au plan de la face extérieure des bandeaux au milieu de la hauteur de l'arc ; et les arcs de cercle, déterminés par la section de cette surface par des plans perpendiculaires à l'axe longitudinal de l'arc, coupent la trace des surfaces d'intrados et d'extrados en leur milieu.

Au droit des voussoirs extrêmes, la direction du champ qui accompagne le bandeau s'infléchit vers les articulations, accusant ainsi la convergence des semelles ; en même temps les bandeaux s'élargissent et finissent par se confondre, formant autour de chacune des articulations un champ circulaire de $0^m,50$ de rayon, sur lequel se détache le motif de décoration porté par les rotules.

La face et les arêtes extérieures de l'arc de rive ne pouvant recevoir aucune pièce d'attache, on a été conduit,



L. Courtier

pour assurer la liaison de cet arc avec l'arc voisin d'une manière effective, à prolonger les semelles du côté inté-

rieur par des éléments verticaux de 15 centimètres, sur lesquels peuvent être boulonnées les pièces de contre-ventement.

Les dispositions des tables de joint des arcs de rive sont semblables à celles des arcs intermédiaires. La liaison des semelles, entre elles et à l'âme, est assurée dans chacun des voussoirs par deux grandes nervures ou cloisons et par des nervures secondaires dans l'intervalle des premières; l'âme est également reliée à chacune des tables de joints par des nervures de forme arrondie en quart de cercle.

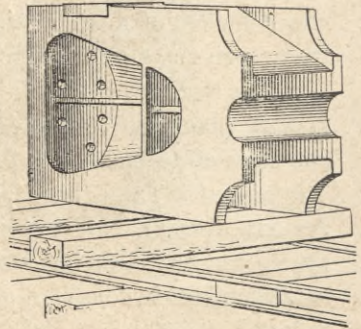
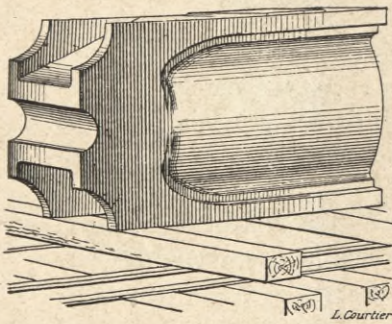
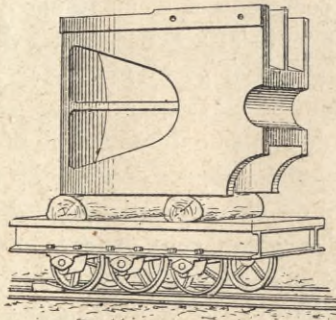
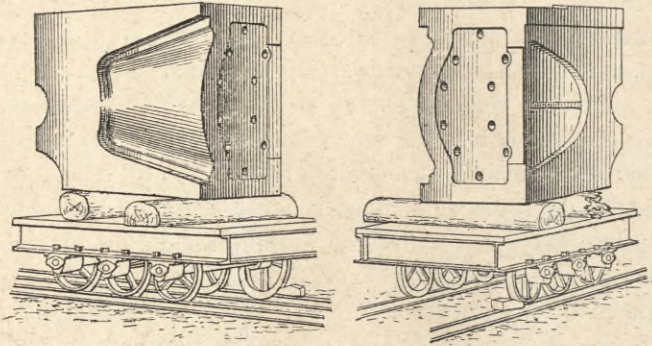
La division en voussoirs de l'arc de rive est identique à celle des arcs intermédiaires; la surface de l'extrados de chacun d'eux comprend également une portée rabotée sur laquelle viennent s'attacher les pièces de retombée des montants verticaux. Ces portées rabotées n'occupent pas toute la largeur de l'extrados; elles se terminent à 12 centimètres de l'arête extérieure, de manière à ne pas troubler la continuité d'aspect de cette arête.

Les voussoirs de clé et de naissance des arcs de rive ne s'évasent point comme ceux des arcs intermédiaires, et les rotules n'ont qu'une longueur de portée de 0^m,60 égale à la largeur de l'arc.

Dans chacun de ces voussoirs spéciaux, la disposition des semelles et des coussinets, celle des cloisons ou nervures principales, est identique à celle qui a été indiquée à propos des arcs intermédiaires; les éléments d'âme verticaux, placés du côté intérieur de ces voussoirs, ont été développés de manière à former une cloison placée symétriquement à l'âme principale; on a simplement conservé les ouvertures nécessaires pour le dégagement des noyaux, en échancrant aussi bien cette âme intérieure que les nervures reliant le coussinet aux grandes nervures transversales.

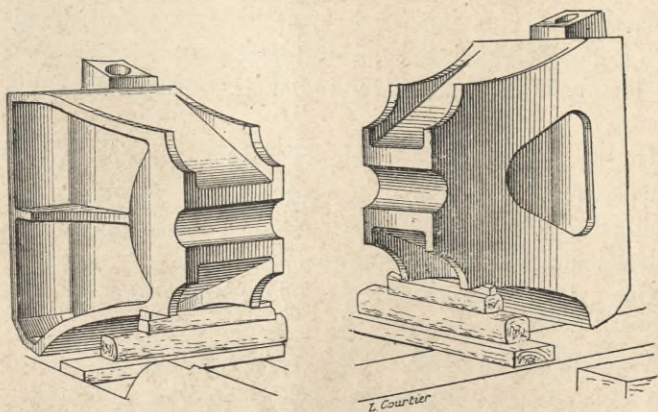
Le sommier d'appui sur les culées est en une seule

pièce pour les arcs de rive ; les dispositions des semelles



du coussinet de la table de joint sur les maçonneries ne

différent de celles décrites au sujet des arcs intermédiaires que par la suppression de l'évasement du côté intérieur; la largeur de surface d'appui se trouve réduite ainsi de $1^m,30$ à $0^m,950$, la hauteur restant la même.



Les semelles sont reliées entre elles, de même qu'à la table de joint et au coussinet, par trois cloisons dont l'une, dans le prolongement de l'âme de l'arc, est pleine, tandis que les autres comportent des évidements; l'âme pleine porte, en outre, en son milieu, du côté extérieur, une nervure qui suit le mouvement d'évasement des semelles.

Stabilité de l'arc de rive. — Les dispositions des arcs de rive sont assez différentes de celles des arcs intermédiaires; il en est de même des conditions de stabilité.

Cet arc ne porte, en effet, qu'une surface de tablier égale à la moitié de celle portée par les arcs intermédiaires; mais, par contre, il supporte intégralement le poids d'une décoration en fonte très importante, de telle sorte qu'au total la charge permanente qu'il supporte est plus considérable que celle de ses voisins.

D'autre part, la surcharge est réduite de moitié, et la fibre neutre ne se sépare pas de la courbe moyenne des pressions, de telle sorte que, pour cette double raison, les moments fléchissants se trouvent réduits dans une forte proportion. Enfin les sections de l'arc de rive sont sensiblement plus importantes, de manière qu'en définitive le coefficient de travail du métal reste sensiblement au-dessous de la limite atteinte dans les arcs sous chaussées.

On a groupé, dans quelques tableaux spéciaux, les calculs relatifs à l'arc de rive, en ne répétant pas, d'ailleurs, les chiffres déjà inscrits dans les tableaux relatifs aux arcs intermédiaires.

Ces calculs sont groupés dans la *Note annexe n° XI*.

Conditions de recette. — 1° *Nature du métal.* — Les conditions de recette choisies pour la nature du métal ne sont autres que celles demandées pour les fournitures de la Marine; elles correspondent à des conditions de fabrication courante.

Les essais que l'acier moulé doit subir sont de deux sortes : essais de résistance à la traction et essais de choc.

A la traction, la qualité du métal choisi doit donner, normalement après recuit, 45 kilogrammes de résistance par millimètre carré à la rupture, avec 12 0/0 d'allongement, les essais étant faits sur barrettes normales de 100 millimètres tournées au diamètre de 13^{mm},8; la limite d'élasticité ne doit pas, d'ailleurs, être inférieure à 24 kilogrammes.

Ces limites comportent des tolérances : on a admis qu'un métal, un peu plus ou un peu moins dur, pouvait convenir, à condition qu'il fût bien fabriqué et homogène. On a donc admis que la résistance à la rupture pourrait descendre à 42 kilogrammes, et la limite d'élasticité à

22 kilogrammes, à condition que l'allongement fût au minimum de 15 0/0. On a admis également que l'allongement pourrait descendre à 10 0/0, à condition que la résistance à la rupture atteignit au moins 48 kilogrammes.

Cette tolérance facilite beaucoup la fourniture sans compromettre, en aucune manière, la stabilité de l'ouvrage.

Les essais de choc sont faits sur barreaux d'acier de section carrée de 30 millimètres de côté sur 0^m,20 de longueur.

Le poids du mouton est de 18 kilogrammes, et la hauteur de chute initiale de 1 mètre, l'écartement des points d'appui de 0^m,16.

Chaque barreau doit pouvoir supporter sans se rompre le choc du mouton tombant en son milieu, de hauteurs croissantes de 0^m,05 en 0^m,05 depuis 1 mètre jusqu'à 1^m,50.

Il n'y a aucune tolérance dans cet essai, qui a pour objet de reconnaître le degré de fragilité du métal (*).

La qualité du métal exigée pour les voussoirs n'a pas paru suffisante pour les boulons et écrous, ni pour les rotules.

Le métal des écrous et boulons doit être en principe comparable au métal des rivets. Il doit donner 28 0/0 d'allongement, la résistance à la rupture étant de 38 kilogrammes par millimètre carré avec 3 0/0 de tolérance en plus ou en moins. Les dimensions des barrettes sont d'ailleurs les mêmes que pour l'acier moulé.

(*) Les essais au choc exigés généralement pour les fontes sont faits sur barreaux de 0^m,04 sur 0^m,04, le poids du mouton est de 12 kilogrammes, et la hauteur de chute est de 0^m,40. On peut se rendre compte de la fragilité relative de la fonte et de l'acier en rapportant les épreuves à une même hauteur de chute de 0^m,40 et à une même section de 0^m,04 sur 0^m,04, et en comparant les poids des moutons équivalents à chacun des essais. Pour obtenir le poids qui correspond à l'acier, il faut multiplier le nombre 18 par le rapport de hauteur de chute et le rapport inverse des sections, soit : $\frac{40}{9}$. On constate ainsi que, si la résistance au choc pour la fonte peut être caractérisée par le nombre 12, celle de l'acier devrait être caractérisée par le nombre 80.

Pour les rotules, il a été reconnu qu'il y avait lieu d'employer une qualité de métal supérieure, en raison des très grands inconvénients que le défaut d'homogénéité présenterait dans cette partie de l'ouvrage; en conséquence, on a substitué à l'acier simplement moulé et recuit une qualité d'acier forgé dont les conditions de recette sont les suivantes :

ESSAIS DE TRACTION SUR BARRETTES NORMALES DE 100 MILLIMÈTRES
ET DE 13,8 DE DIAMÈTRE

Résistance à la rupture.	60 ^{kg} ,00	par millimètre carré de section.	
Limite d'élasticité.....	40 ^{kg} ,00	—	—
Allongement minimum.	18 0/0	—	—

ESSAIS AU CHOC SUR BARREAUX DE 0,03 SUR 0,03

Quinze coups de mouton à 2^m,75 de hauteur.

La qualité d'acier des rotules est celle du métal à canon. C'est de l'acier mi-doux forgé, trempé à l'huile et recuit.

Telles sont les trois qualités de l'acier entrant dans la composition des diverses parties des arcs, selon le rôle qu'elles sont appelées à y jouer.

2° *Dimensions.* — Le moulage ne permettant pas d'obtenir des voussoirs présentant rigoureusement les dimensions cotées sur les projets, il conviendrait, si l'on voulait atteindre une précision absolue, de mouler les pièces avec des dimensions légèrement supérieures et de les raboter ensuite sur toutes leurs faces. Ce genre de travail serait nécessairement très coûteux, et on a limité au strict nécessaire les surfaces sur lesquelles les dimensions cotées doivent être rigoureusement observées; pour toutes les autres, on a accordé des tolérances :

Tolérances indéterminées sur la longueur des vous-

soirs avec l'obligation, en les totalisant, de ne pas modifier la longueur du demi-arc de plus de 5 millimètres ;

Tolérance sur la hauteur des arcs de 5 millimètres avec obligation de rétablir la continuité des lignes d'intrados et d'extrados ;

Tolérance sur la largeur des semelles de 5 millimètres, avec obligation de ne pas laisser l'écart dépasser 2 millimètres, d'un arc au suivant, ou 3 millimètres d'une aile à l'autre d'un même arc ;

Tolérances sur les épaisseurs de 2 millimètres pour les âmes et les semelles, de 5 sur les tables de joints ;

Tolérance sur la régularité des surfaces planes, de 5 millimètres sur la surface d'âme comprise entre deux cloisons et de 8 millimètres sur toute la longueur d'un voussoir.

Les tolérances sur les dimensions ont pour conséquence logique des tolérances sur le poids des pièces ; ces tolérances sont de 5 0/0 du poids théorique en plus ou en moins, sans que la tolérance sur l'ensemble d'une fourniture puisse dépasser 3 0/0.

En raison des tolérances nombreuses accordées sur les dimensions des pièces et aussi de la difficulté des retouches sur le chantier, il était indispensable d'en faire la reconnaissance à l'usine et, dans ce but, de monter chaque demi-arc avant l'expédition à pied-d'œuvre. Cette obligation a été imposée aux fournisseurs d'acier ; elle constitue une garantie essentielle aussi bien pour eux que pour l'Administration. Cette obligation, qui est rigoureuse, parce qu'elle exige un outillage important, a entraîné la limitation du nombre des fournisseurs : le Cahier des charges indique nominativement les cinq établissements métallurgiques qui, par l'importance de leurs installations et leur expérience des moulages, ont été jugés en mesure de fournir l'acier destiné aux arcs du pont Alexandre III, chaque établissement ne pouvant être appelé que pour la

fourniture d'arcs complets, de manière que l'homogénéité du métal fût assurée au moins dans chacune des fermes.

Telles sont les dispositions essentielles adoptées pour le mode de construction des arcs du pont Alexandre III.

Les considérations de pratique de moulage ont été prépondérantes dans leur choix : simplifier le problème de la fabrication et supprimer les exigences inutiles pour réduire le prix de revient au minimum, tout en conservant les garanties réelles au point de vue de la bonne exécution et de la stabilité, tel a été le but poursuivi d'un commun accord par les ingénieurs et par les représentants des forges, qui ont tenu à honneur, dès le premier jour, d'apporter sans compter le concours de leur expérience aux études du pont Alexandre III.

**VII. — Préparation aux usines des arcs
en acier moulé.**

Les cinq établissements métallurgiques désignés par le Cahier des Charges comme fournisseurs d'aciers moulés ont tous participé à l'usinage des arcs ; la fourniture a été répartie entre eux de la manière suivante, les arcs étant désignés par la série des lettres de l'alphabet de A à O en allant de l'amont à l'aval :

Forges de Châtillon et Commentry.....	4 arcs A.H.L.O.
Forges et Aciéries de la Marine et des Chemins de fer (Saint-Chamond).....	4 arcs B.F.J.N.
Forges et Aciéries du Creusot.....	3 arcs C.G.M.
Forges et Aciéries de Saint-Étienne.....	2 arcs D.I.
Aciéries et Forges de Firminy.....	2 arcs E.K.

La première opération qu'il a fallu envisager et qui a présenté un caractère tout spécial de nécessité en raison de la diversité des usines appelées à concourir à la fourniture du métal, a été l'étude du tracé pratique des arcs.

Il est apparu dès le début que le moyen le plus simple de réduire au minimum les frais que devaient entraîner les opérations de recette et de vérification des voussoirs consistait à établir dans chaque usine une épure grandeur d'exécution, dite épure de recette, sur laquelle les demi-arcs seraient successivement présentés. Ces épures, tracées sur des plateformes assez résistantes pour supporter le poids des voussoirs, ont été placées dans quatre usines sous des halles ou des hangars desservis par des ponts roulants : cette disposition, qui était évidemment la meilleure, n'a pu être réalisée dans la cinquième usine, faute d'emplacement couvert d'assez grande longueur disponible.

Tracé définitif de l'arc. — Le tracé théorique de l'arc a été défini par les ordonnées de la courbe moyenne des

pressions et par le choix d'un arc de cercle pour la courbe d'intrados ; l'extrados n'a été déterminé que par la position d'un certain nombre de points situés non sur les lignes de joints, mais sur les verticales des arcs des montants verticaux. Ces indications n'étaient pas suffisantes pour permettre le tracé matériel des voussoirs ; il a fallu tout d'abord établir une définition géométrique des courbes d'extrados. Après quelques tâtonnements, l'extrados a été défini pour les arcs de rive par deux arcs de cercle de 185 et 230 mètres de rayon, en chiffres ronds, réunis par une courbe de raccordement à rayon variable ; vers la clé l'arc de cercle est remplacé sur une faible longueur par sa tangente. Les rayons de courbure vont en croissant des naissances vers la clé, et l'élément droit est très court ; les rayons de courbure étant tous très grands, le passage de l'un à l'autre est insensible à l'œil et ne produit pas l'illusion d'une cassure aux points de raccordement.

Le tracé de l'extrados des arcs intermédiaires se compose de deux arcs de cercle séparés par un élément droit faisant un léger angle avec chacun d'eux. La seule partie vue de cet extrados étant comprise dans le développement du premier arc de cercle, près des naissances (partie du tracé qui est d'ailleurs commune avec celui de l'arc de rive), le double jarret que nous venons de signaler ne présente aucun inconvénient pour l'œil.

La courbe d'extrados de chacun des arcs se trouvant déterminée comme celle d'intrados par un tracé géométrique rigoureusement défini, il est devenu possible d'obtenir, par un calcul exact, les ordonnées des points de la division des montants, celles des extrémités des joints sur l'extrados (*), les valeurs des tangentes trigono-

(*) Nous rappelons que les abscisses des points de la division théorique des joints sur l'extrados diffèrent de 0,60 des abscisses des points de la division des montants.

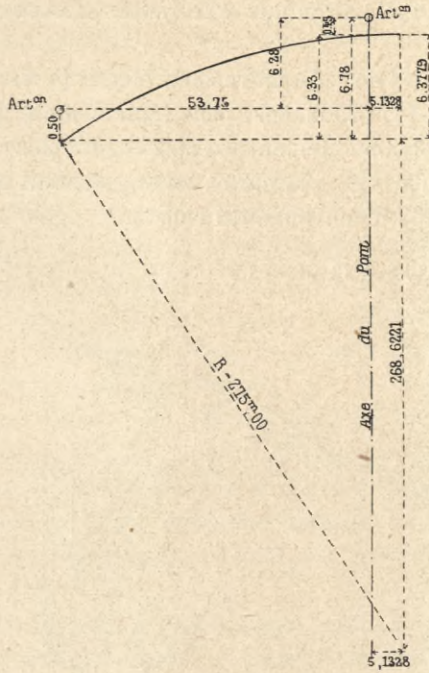


FIG. 1. — Tracé de la ligne de l'intrados.

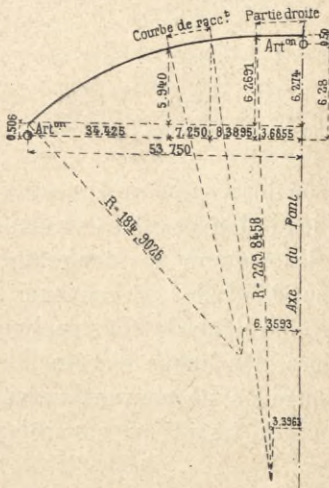


FIG. 2. — Tracé de l'extrados de l'arc de rive.

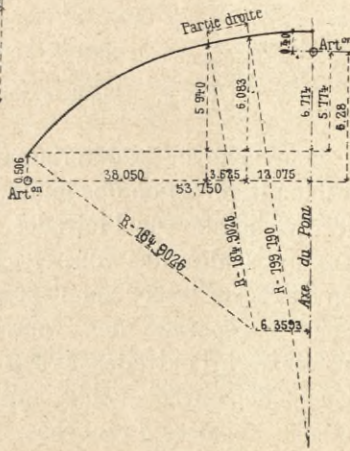


FIG. 3. — Tracé de la ligne de l'extrados.

métriques d'inclinaison aux extrémités des voussoirs sur l'extrados.

On est passé de ces chiffres aux éléments du tracé réel en relevant les ordonnées, pour tenir compte de la cambrure, proportionnellement aux abscisses depuis 0 aux naissances jusqu'à 0,26 à la clé et en augmentant les valeurs des tangentes d'une quantité constante égale au rapport de la cambrure à la demi-ouverture de l'arc $\frac{0,26}{53,75}$.

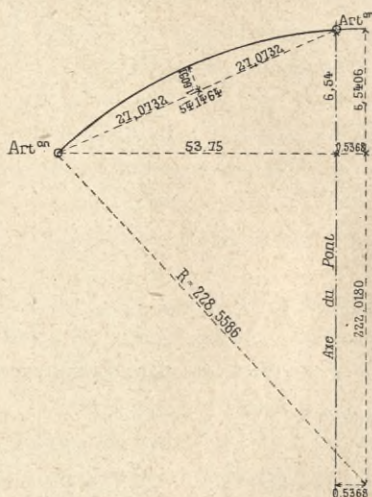


FIG. 4. — Ligne moyenne de construction.

Pour achever la détermination des voussoirs, il restait à fixer la direction des joints, les ordonnées des extrémités des joints sur l'intrados, les valeurs des tangentes aux extrémités des voussoirs sur l'intrados; il convenait, en outre, de tracer sur l'épure une ligne de construction pour le repérage des voussoirs, les lignes d'arête des voussoirs à l'extrados et à l'intrados ne pouvant servir commodément à cet objet à cause du travail que ces arêtes étaient appelées à recevoir.

Cette ligne de construction, dont le choix se trouvait évidemment arbitraire, a été tracée de manière à présenter les plus grandes commodités au point de vue de la pratique. On a choisi un arc de cercle passant par les centres des articulations après le relèvement dû à la cambrure. On s'est, en outre, imposé de donner à cet arc au milieu une flèche très peu différente de celle de la courbe moyenne des pressions ; il en est résulté que l'écart entre la direction des normales à cette courbe et celle des rayons du cercle a pu être négligé en pratique. Les joints ont donc été dirigés suivant les rayons du cercle de la courbe moyenne de construction.

On a pu définir d'une manière complète chaque voussoir et déterminer par des calculs simples les ordonnées des points de rencontre des lignes de joint avec la courbe moyenne, la longueur et l'inclinaison des cordes interceptées sur cette ligne, les angles de l'extrados avec les lignes de joint.

Pour calculer les ordonnées des points de rencontre de l'intrados avec les lignes de joint et les angles de cette courbe avec les joints, on a, dans un but de simplification, substitué à l'intrados la droite tangente à cette courbe sur la verticale des points de joint de l'extrados.

De la connaissance des ordonnées des points de rencontre des lignes de joint avec les trois courbes d'extrados, d'intrados et moyenne, on a déduit la longueur des segments de joint compris entre ces courbes, et il a été possible, dès lors, en rapportant le tracé de la courbe moyenne à la corde du demi-arc, d'établir une épure exacte sans recourir au tracé de la corde de l'arc.

Les ateliers ont, dès le début, insisté pour obtenir une épure de cette nature, la surface nécessaire pour le tracé de la corde de l'arc étant considérable et la longueur des ordonnées à élever sur cette courbe nuisant beaucoup à la précision.

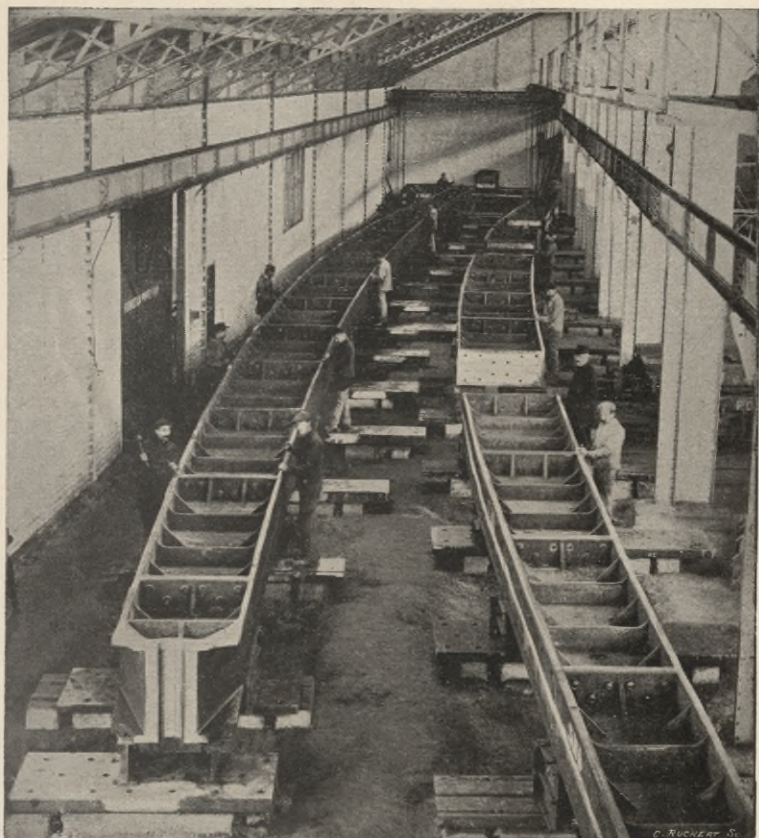
Disposition matérielle des épures de recette. — Après l'achèvement des calculs, l'épure de recette a été adressée aux cinq usines, avec un double mètre-étalon fourni par les ateliers de Chalon-sur-Saône, responsables du montage; chacune des usines s'est mise en demeure de réaliser l'épure selon ses moyens.

A Firminy et à Saint-Chamond, une aire en béton revêtue de tôle a été spécialement construite sur toute la longueur du demi-arc. Les tracés ont été faits sur ces tôles.

Au Creusot, on a établi une plateforme générale en grosse charpente rigoureusement horizontale; des plaques de tôle ont été disposées sur ces charpentes au droit des joints pour le tracé de ces lignes et des verticales des montants; en outre, quatre cours de fers à U ont été disposés suivant la direction des lignes d'intrados, d'extrados, de la courbe moyenne et de sa corde; les tracés se trouvaient ainsi tout entiers sur des éléments métalliques.

Aux ateliers de la Ville-Gozet de la Compagnie de Châtillon et Commentry, on a préféré à une épure continue une série de tracés isolés sur des marbres (*) placés au droit des joints. Cette disposition donnait des facilités particulières pour accéder au-dessous des vousoirs pendant l'ajustage, et elle était spécialement justifiée pour la construction des arcs de rive, dont tous les assemblages ne se trouvent accessibles que par dessous. Cette usine a même jugé avantageux de faire l'épure en double et de constituer deux chantiers. « Chacun des deux chantiers préparés
« pour monter simultanément deux demi-arcs de même
« rang est formé de dix-sept marbres isolés, rabotés et
« fixés solidement sur des massifs de béton leur assurant
« une stabilité suffisante.

(*) On appelle ainsi des tables métalliques massives dont la face supérieure a été rigoureusement dressée selon un plan.



MONTAGE A PLAT DES ARCS
AUX ATELIERS DE LA VILLE-GOZET.

« En vue des dénivellements possibles pendant les dix
« mois prévus pour la durée des montages successifs on
« prend la précaution d'asseoir et de boulonner chaque
« marbre sur deux rails rabotés fortement ancrés dans
« les massifs de béton. On pouvait ainsi à tout moment et
« très facilement niveler les surfaces des marbres en
« interposant, entre ces derniers et la surface rabotée des
« rails, des feuilles de tôle mince.

« Avant de tracer l'épure, on prépara seize jauges éta-
« lonnées, c'est-à-dire autant qu'il existe de divisions sur
« la corde. On traça ensuite à l'aide d'un fil d'acier très
« souple fortement tendu par ses extrémités, les traces
« de la corde sur chacun des marbres et au moyen des
« jauges mises bout à bout on put reproduire en grandeur
« les divisions de la corde. »

M. Moule, directeur des ateliers de la Ville-Gozet, à qui ces lignes sont empruntées, explique ensuite d'une manière détaillée le tracé de l'épure en partant des points de rencontre des lignes de joint de la ligne moyenne à l'aide de gabarits sur lesquels nous reviendrons à propos du traçage des vousoirs.

A l'usine du Marais, à Saint-Étienne, en raison des tassements incessants du sol, on ne pouvait songer à conserver pendant plusieurs mois une aire en béton continue ; les dispositions de l'épure fragmentée qui a été construite sont analogues à celles qui viennent d'être décrites pour les ateliers de la Ville-Gozet, mais avec moins de précautions pour les marbres ; seulement l'épure a dû être tracée deux fois, les déformations qu'elle avait subies entre le montage de chacun des deux arcs fournis par l'usine ayant été trop importantes.

Pour compléter la série des mesures préparatoires, il convient d'indiquer que chaque vousoir a fait l'objet d'un dessin d'exécution spécial où tous les renseignements nécessaires à sa fabrication ont été réunis.

D'ailleurs, l'épure de recette a été vérifiée dans chaque usine avant le commencement des opérations de fabrication par un agent du service, qui s'est déplacé spécialement à cet effet et dont les opérations ont fait l'objet de procès-verbaux.

Ces mesures de précautions minutieuses, prises en vue de diminuer les chances d'erreur, étaient nécessaires dans un ouvrage de cette nature ; ce point appelle quelques remarques.

En matière de charpente en acier laminé, les chances d'erreur sont assez faibles, parce que des vérifications nombreuses sont faites en cours de travail au fur et à mesure de l'ajustage des pièces ; il est pour ainsi dire impossible qu'une pièce mal tracée arrive à parfait achèvement sans que l'erreur ait été reconnue ; l'erreur sera presque toujours vue à l'ajustage avant le rivetage.

Les erreurs sont d'ailleurs de peu de conséquence, parce qu'elles peuvent être aisément réparées ; on trouve généralement, en effet, dans les matières approvisionnées, ce qu'il faut pour remplacer les pièces mauvaises et la durée du travail de traçage, de cisailage, de perçage, est très courte, comparée à celle du remplacement d'une pièce de moulage. On ne se préoccupe donc pas, et avec raison, du fonctionnement des ateliers de traçage, dans les charpentes rivées.

La durée de la préparation d'un voussoir, à partir du jour où le modèle en bois en a été exécuté est au minimum d'environ deux mois.

Ces opérations sont indiquées dans le tableau suivant dont les chiffres ont été empruntés aux renseignements recueillis près des usines de Saint-Jacques et des ateliers de la Ville-Gozet. Ces chiffres concordent assez bien avec ceux provenant des usines de Firminy et de Saint-Étienne ; ils sont notablement inférieurs à ceux de l'usine de Saint-Chamond.

PREMIÈRE PARTIE Opérations de fonderie	NOMBRE de journées	DEUXIÈME PARTIE Usinage	NOMBRE de journées
Moulage.....	7)	Traçage d'un voussoir, y compris la manutention, le nettoyage et le blanchiment des surfaces...	1
Étuvage des moules.....	3) 11	Rabotage des joints.....	2
Remoulage après étuvage.....	1)	Ajustage et retouche (à la lime et au marbre).....	3
Coulée.....	1) 4	Rabotage des portées.....	2
Refroidissement dans le sable...	3)	Perçage des trous des faces de joints.....	2
Démoulage et nettoyage des pièces au burin.....	2	Présentation sur épure, vérifica- tion, assemblage provisoire...	1
Recuit.....	6	Alésage des trous, affleurage des joints.....	5
Abatage des masselottes.....	1	Opérations de recette.....	1
Décapage, enlèvement des ner- vures.....	6	Peinture et expédition.....	1
Gabariage (pour les arcs de rive).....	1		
Opérations de recette sur la na- ture du métal.....	4		
	35		18
Ensemble..... 53 journées			

A ce nombre de journées minimum, il convient d'ajouter les jours d'interruption dus aux fêtes et dimanches, aux réparations d'outillage qui se présentent nécessairement dans une aussi longue série d'opérations, soit au moins sept journées; on arrive ainsi à un chiffre de journées minimum de soixante.

Si donc il arrivait qu'une pièce fût reconnue défectueuse sur chantier par un défaut de tracé, par exemple, le montage de l'arc auquel elle appartiendrait devrait subir un retard de deux mois; il ne serait pas possible de raccourcir ce délai en empruntant un voussoir de même rang à un arc voisin, parce que deux arcs consécutifs ne sortent jamais de la même usine; la seule chance qui existerait d'y réussir serait de trouver fortuitement, dans la même usine, un voussoir de même rang à destination d'un arc différent.

D'autre part, les chances d'erreur sont plus nombreuses pour des pièces moulées que pour des charpentes rivées, à cause de la disposition même des ateliers.

Dans les chantiers de constructions de charpentes, toutes les opérations sont faites à proximité de l'atelier de traçage, tandis que la fonderie et l'usinage des voussoirs se font, en général, dans des ateliers distincts relevant de chefs de service indépendants; ces ateliers sont souvent fort éloignés l'un de l'autre.

Les pièces destinées à être ajustées sur les arcs sont usinées dans des régions différentes de celles où se trouve la fabrication des arcs.

Toutes ces circonstances font qu'à défaut de précautions toutes spéciales une erreur d'interprétation pourrait passer longtemps inaperçue et n'être finalement découverte qu'à la présentation de l'arc sur épure ou sur le chantier, c'est-à-dire à l'achèvement de tout le cycle des opérations de fabrication.

D'une part, l'augmentation des chances d'erreur, et les longs retards que leur réparation entrainerait, d'autre part la nécessité impérieuse de terminer l'ouvrage avant une date inéluctable rendaient ces mesures de précautions indispensables; c'est ce qui explique l'attention spéciale qui a été portée sur ce point.

Opérations de fonderie. — Les modèles des voussoirs ont été faits pour un demi-arc intermédiaire dans chacune des usines chargées de fondre ces arcs et pour un arc de rive entier à l'usine Saint-Jacques (Compagnie de Châtillon et Commentry) chargée des arcs de rive; en raison de la symétrie, les modèles d'un demi-arc intermédiaire ont pu servir pour les autres demi-arcs. Les très légères différences de forme existant sur l'extrados des deux arcs n'ont pas nécessité la confection de modèles spéciaux, l'addition de quelques baguettes taillées spécialement suffisant pour passer d'une forme à l'autre.

Les modèles ont été faits conformes aux pièces en tenant compte du retrait évalué à 18 millimètres par

mètre. Dans certaines usines, on a aussi tenu compte de la légère déformation que les semelles pouvaient être appelées à subir au retrait par suite de la contraction de l'âme, en donnant à ces semelles une légère contre-flèche destinée à disparaître au refroidissement.

Le cube de bois employé pour la confection des modèles s'est élevé à l'usine Saint-Jacques, d'après M. Laurent, chef du service des moulages d'aciers, à 20 mètres cubés pour un demi-arc intermédiaire, et à 50 mètres pour un arc de rive.

Moulage. — Le moulage a été fait dans les différentes usines dans des conditions qui se ressemblent beaucoup. Les voussoirs ont été placés à plat parallèlement aux châssis. Les moules sont en trois parties : une partie inférieure, une partie intermédiaire ou chape qui embrasse le contour extérieur des voussoirs, une partie supérieure à laquelle sont suspendus les noyaux supérieurs. La chape est quelquefois en deux parties pour faciliter le retrait du modèle, ces deux parties sont reliées d'une manière inséparable entre elles, et même, dans certaines usines, à la partie inférieure, une fois le modèle retiré.

Les noyaux sont constitués de manière à ne pas opposer de résistance au retrait ; ils sont formés d'une croûte en sable enveloppant une masse de coke à la fois compressible et perméable aux gaz. L'armature de ces noyaux est tantôt formée par des cadres en fonte ou par de gros fers ronds, comme à Firminy et à Saint-Étienne, tantôt par des treillages légers en fils de fer, comme à Saint-Chamond et au Creusot.

Dans certaines usines, les parties du moule en contact avec le métal ont été faites sur 25 ou 30 millimètres d'épaisseur au moyen de débris de creusets pulvérisés (Firminy, Saint-Étienne et Saint-Jacques).

Partout on a pris soin de garnir de petites nervures les

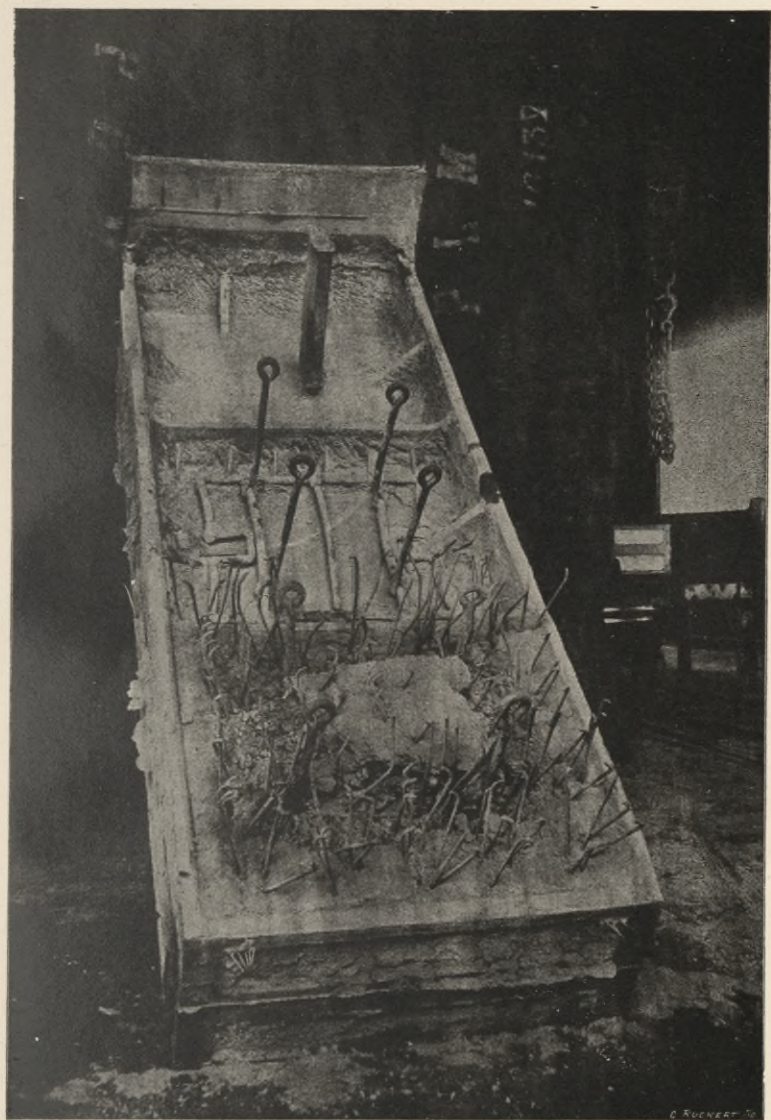
angles de l'âme avec les cloisons et les semelles ; le nombre et l'importance de ces nervures a varié d'après l'expérience acquise par la première pièce ; d'une manière générale, on avait finalement donné la préférence à un système de nervures peu nombreuses et un peu épaisses, les nervures trop minces ne venant pas toujours à la coulée.

« Les moules une fois terminés sont passés à l'étuve
« où ils séjournent trente-six heures à une température
« de 250 à 300°. A la sortie de l'étuve, ils sont ragrésés ;
« les fissures produites par le retrait du sable sont bou-
« chées. On passe un enduit liquide composé d'argile
« réfractaire et de graphite sur toute la surface du
« moule et on flambe pour sécher. » On opère le remou-
lage, on consolide les parties du moule au moyen
d'agrafes solides. Le moule est alors prêt pour la coulée.

Toutes les usines ont monté les arcs à plat ; pour les arcs de rive, l'âme bombée a été placée en dessous.

« Comme la face extérieure destinée à recevoir les
« appliques et ornements est celle qui sera bien en
« vue et qui doit par conséquent être très propre, nous
« l'avons coulée en dessous. Cette obligation de couler la
« face extérieure en dessous a compliqué de beaucoup
« le montage. Les gros noyaux formant les évidements
« entre les nervures ont dû être suspendus aux châssis
« de dessus, sans aucun support en dessous ; dans les
« manœuvres de séchage et de remoulage, il y avait à
« craindre le bris de ces noyaux fabriqués au minimum
« de résistance. »

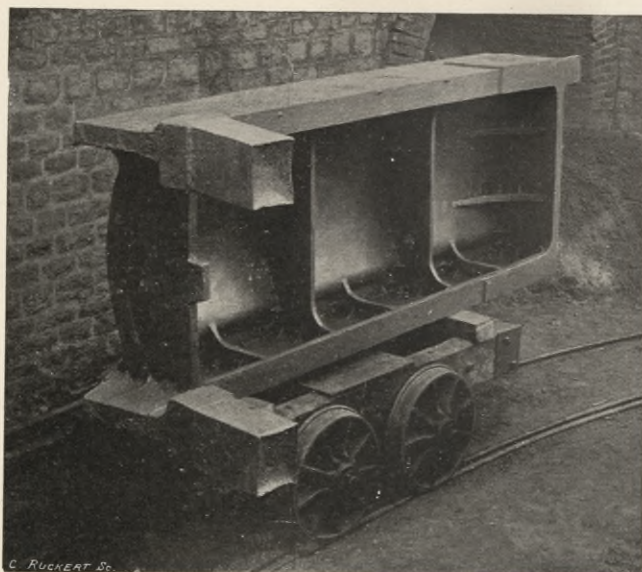
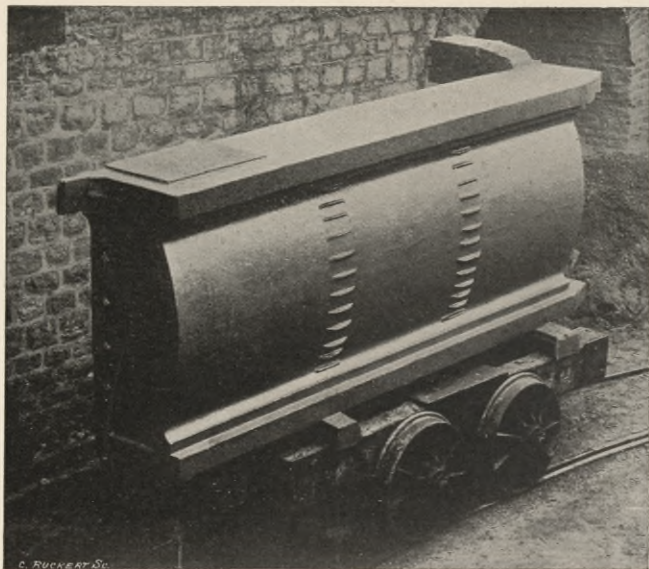
Dispositions en vue de la coulée. — Les dispositions en vue de la coulée ont été assez différentes d'une usine à l'autre. Toutes ont coulé le voussoir incliné ; mais l'inclinaison, la disposition des masselottes ont varié beaucoup. L'usine Saint-Jacques a coulé les voussoirs sous une incli-



VOUSOIR FONDU A FIRMINY.

BIBLIOTEKA POLITECHNICZNA
KRAKÓW

BIBLIOTEKA POLITECHNICZNA
KRAKÓW



VOUSOIR DE L'ARC DE RIVE
FONDU A MONTLUÇON (USINE SAINT-JACQUES).

naison de 10 centimètres par mètre avec deux masselottes placées à la partie supérieure de la pièce au-dessus des angles de la face de joint et des semelles. Ces masselottes, du poids d'environ 600 kilogrammes chacune, représentent environ 25 à 30 0/0 du poids de la pièce (Voir Pl. 17).

Au Creusot, l'inclinaison du moule est de 0,175 par mètre; les masselottes sont multipliées; il y en a huit disposées en dessus de chacun des quatre angles de la pièce et au droit des grandes nervures; les voussoirs les plus hauts en ont, en outre, deux au droit du milieu de la table de joint. La proportion des masselottes est de 30 à 35 0/0 du poids de la pièce.

A Saint-Étienne, la pente est de 10 0/0; à Firminy, de 43 0/0; à Saint-Chamond, de 173 0/0 (angle de 60°). Dans ces trois usines la masselotte est unique. A Saint-Étienne, elle a 0,80 de longueur, 0,80 de hauteur et 0,23 d'épaisseur; elle pèse environ de 1.100 à 1.200 kilogrammes; elle fournit les éprouvettes. A Firminy et à Saint-Chamond, la masselotte est à peu près du même poids, mais elle occupe toute la largeur du voussoir et ne sert pas au prélèvement des éprouvettes.

La coulée s'est faite, à Saint-Jacques, au Creusot et à Firminy, au moyen d'un fer à cheval répartissant le jet entre les deux semelles et par les orifices des masselottes supérieures. A Saint-Chamond, la coulée a été faite d'une manière particulière: un canal latéral alimentait par une série de branchements les diverses parties du moule. Des vues photographiques ont été prises sur les voussoirs sortant du moule, montrant les divers systèmes employés.

Il convient d'indiquer que, pour les voussoirs d'articulation qui comportaient tous des parties à forte épaisseur dans les semelles, les dispositions ont été légèrement différentes; la place des masselottes en dessus des tourillons se trouvait naturellement indiquée dans ces cas particuliers.

Coulée. — La coulée d'un voussoir, d'après les données de Saint-Chamond et de Saint-Étienne, dure environ quatre minutes : le jet, d'abord rapide, est ralenti lorsqu'on arrive aux masselottes pour permettre le retassement de l'acier et l'échappement des gaz et réduire le retrait.

Lorsque la pièce est coulée et qu'elle se refroidit, elle est exposée à deux sortes de dangers :

Si la pièce est gênée dans son retrait, si par exemple les cloisons ne suivent pas le mouvement de contraction de l'âme, des criques peuvent se produire aux joints ; le métal solide des cloisons risquant de se séparer du métal encore pâteux des joints, il peut être utile de mettre, dès la coulée faite, la pièce un peu à l'aise dans son moule, soit en dégageant les masselottes, soit même en enlevant les agrafes du moule.

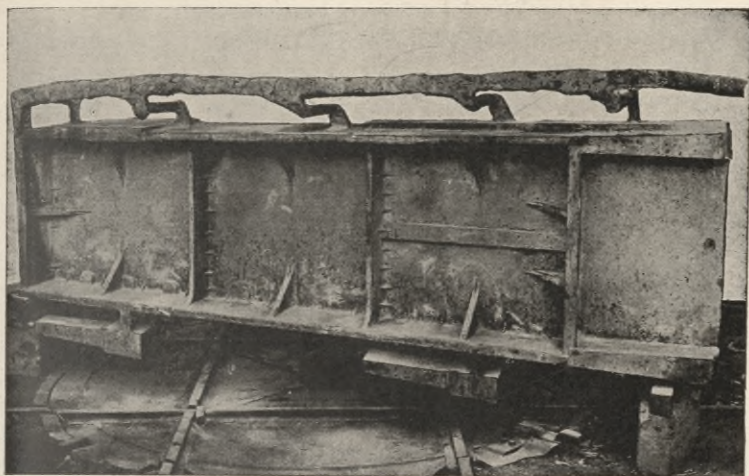
« Le moule, une fois rempli jusqu'en haut des masse,
« lottes, est abandonné pendant un quart d'heure environ
« pour permettre la solidification. Ensuite, pour combattre
« les mauvais effets du retrait, on dégage à la hâte le
« devant des masselottes, on enlève le châssis du dessus-
« on soulève la chape ; la pièce a alors une certaine
« liberté pour opérer son retrait. »

On laisse refroidir dans son sable pendant quarante-huit heures, puis on dégage et on laisse refroidir dans un lieu couvert. Ainsi s'exprime M. Laurent, de l'usine Saint-Jacques.

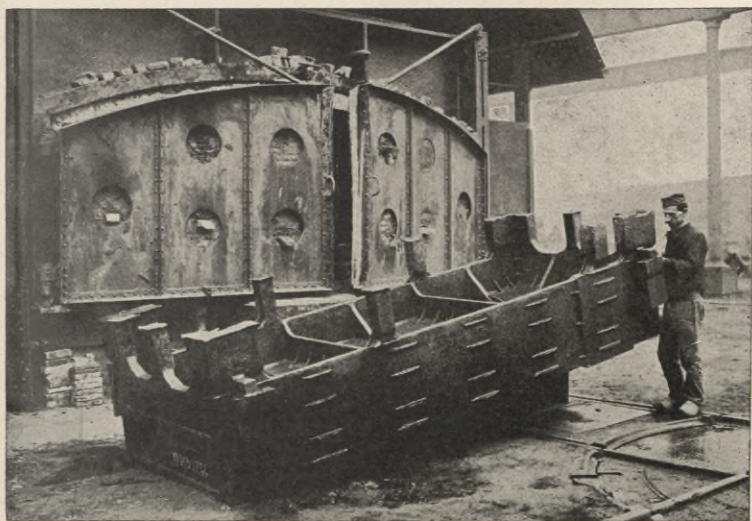
Au Creusot, on est allé plus loin encore : on a démonté la chape, mis à nu et fait couler le sable jusqu'à atteindre la pièce encore rouge.

Mais ce procédé a divers inconvénients : le refroidissement inégal des surfaces détermine la formation de tensions très considérables et peut engendrer des tapures.

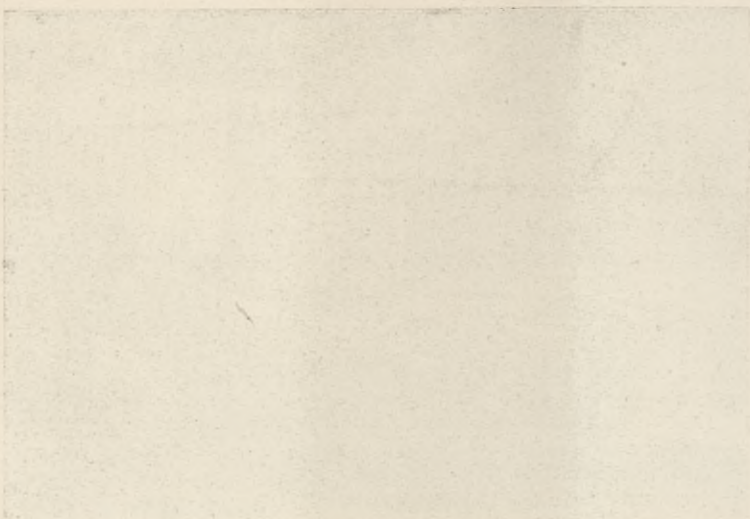
L'usine du Creusot a été obligée de prendre des dispositions particulières pour éviter les tapures.



VOUSOIR FABRIQUÉ A SAINT-CHAMOND.



VOUSOIR FABRIQUÉ AU CREUSOT.



**BIBLIOTEKA POLITECHNICZNA
KRAKÓW**

« Le lendemain de la coulée, les voussoirs sont grossièrement désablés; ils sont encore très chauds. Dans cet état ils sont mis au four à recuire où ils subissent un premier recuit à 800° avec refroidissement lent. Ce recuit a pour but de détruire les tensions produites par le retrait et d'éviter les tapures. »

« Cette précaution, qui n'est pas générale pour tous les moulages d'aciers, nous a été suggérée par l'importance de ces pièces et par leur forme. Les ailes de ces voussoirs se désablent entièrement lors du démoulage au rouge, alors que les noyaux restent adhérents à la toile centrale; on comprend que des tensions peuvent se produire et engendrer des tapures sous l'action du refroidissement inégal de toutes les parties. »

La tapure était moins à redouter avec le simple desserrage opéré à l'usine Saint-Jacques; mais on n'y a pas évité le second inconvénient du dégagement rapide de la pièce, qui était une nécessité dans les voussoirs des arcs de rive plus exposés aux criques que les autres.

« Aucun voussoir, à part les pièces de retombée et de clé, ne sort bien gabarié de son moule. La nécessité dans laquelle on est de dégager rapidement la pièce après la coulée pour parer au retrait fait que cette pièce rendue libre sur certaines parties tend à se gauchir en se refroidissant. Presque tous les voussoirs ont donc du être redressés à la presse au moyen de tasseaux spéciaux. Le gabariage opéré, le voussoir est enveloppé dans du fraisil pour le refroidissement lent. »

Au Creusot, on a dû également se préoccuper de redresser les pièces; mais, en raison de la simplicité des formes des voussoirs des arcs intermédiaires, on a pu y procéder tout simplement dans le four à recuire en produisant au moyen de tasseaux disposés convenablement et par le

simple jeu de la dilatation des efforts comparables à ceux développés dans les presses à forger.

Les usines de Saint-Chamond, Firminy et Saint-Étienne ont paru moins préoccupées d'éviter les effets du retrait dans le moule que ceux du refroidissement inégal ou brusque des pièces ; elles se sont abstenues, au moins pendant vingt-quatre heures à Saint-Chamond et à Saint-Étienne, pendant plusieurs jours à Firminy, de toucher aux moules. L'usine de Firminy, qui emploie une nuance d'acier plus dure et, par suite, plus sujette aux tapures, a nettement expliqué son procédé.

« On a soin de ralentir le jet de la coulée lorsque les
« deux tiers de la pièce sont coulés, et cela pour diminuer
« le retrait et éviter les retassures. On laisse refroidir
« lentement la pièce dans son moule pendant quatre ou
« cinq jours, puis on la démoule.

« Le refroidissement lent dans le moule a pour but
« d'éviter la formation de tensions moléculaires trop
« fortes que produit toujours un refroidissement rapide
« et inégal et qui peuvent provoquer la rupture des
« pièces » (tapure).

Recuit. — Le but que l'on poursuit dans le recuit des pièces de moulage est double : le recuit doit détruire les actions moléculaires latentes de fabrication dues à ce que, pendant le moulage, le refroidissement des contours de la pièce en contact avec les parois du moule a été beaucoup plus rapide que celles du noyau intérieur. Il doit également faire disparaître la cristallisation qui a pu se produire dans le refroidissement à l'intérieur du métal.

Pour atteindre ce double but, il convient d'abord que le métal soit porté et maintenu un certain temps à une température assez élevée, afin que le ciment carburé soit liquéfié dans toute la masse et puisse pénétrer dans tous les vides ou joints des cellules composées qu'il doit relier ;

il convient, en outre, que, pendant son refroidissement, toutes les parties du métal restent bien à la même température, de telle sorte que les tensions ne se reproduisent plus après qu'elles ont disparu pendant que le ciment était fluide.

C'est bien ce qui a été pratiqué partout. Nous observons seulement que, dans deux usines, celles du Creusot et de Firminy, sans doute dans le but de prévenir une nouvelle cristallisation et d'augmenter la finesse du grain, on a fait subir une sorte de trempe partielle au métal en faisant baisser brusquement la température de façon à revenir de la température de 1.000° à celle de 600° environ pour terminer le recuit dans les mêmes conditions que dans les autres usines.

La durée du recuit n'a pas été la même partout.

A l'usine Saint-Jacques, la durée du chauffage est de trente heures; la température obtenue de 950 à 1.000°; elle est maintenue six heures environ; on laisse refroidir entièrement pendant soixante-douze heures. Total de l'opération, cent huit heures.

A Saint-Chamond, on atteint en vingt-huit heures la température de 1.000 à 1.050°, et on la maintient quatre heures; on laisse alors refroidir après avoir bouché les fours hermétiquement pendant douze heures; la température est tombée à ce moment à 600° environ: on ouvre la partie supérieure du four pour accélérer un peu la fin du refroidissement et, douze heures après, on ouvre en grand pour sortir la pièce. La durée de l'opération est ainsi de cinquante-six heures.

A Saint-Étienne, on atteint en trente-six heures la température de 1.000 à 1.100°; on la maintient six heures; on éteint les grilles, et on laisse refroidir en trente ou trente-six heures. La durée de l'opération est de soixante-douze à quatre-vingts heures.

A Firminy, la température atteinte n'est que de 900°,

on y arrive graduellement en chauffant pendant trente-cinq à quarante heures ; puis on cesse de chauffer et on fait tomber brusquement la température à 600°, en ouvrant les portes du four. Lorsque cette température est atteinte, on referme hermétiquement les portes et on laisse refroidir pendant quarante-cinq heures. L'opération totale est de quatre-vingts à quatre-vingt-cinq heures.

Au Creusot, l'opération est plus courte : on chauffe douze heures pour atteindre la température de 1.000°, on la maintient deux heures, puis on fait tomber la température à 700°, et on ferme hermétiquement pour laisser refroidir ; la durée du refroidissement est de douze à quatorze heures. L'opération n'est ainsi que de vingt-six à vingt-huit heures au total. Mais il convient de remarquer que les aciers du Creusot ont déjà subi un premier recuit après la coulée et que les tensions intérieures ont déjà été presque complètement détruites par la première opération. Le deuxième recuit a pour but de parfaire la première opération et de donner une finesse convenable de grain.

Aussitôt après la sortie du four à recuire, les voussoirs sont débarrassés de l'oxyde bleu, qui se forme toujours en grande quantité pendant le recuit par un décapage au marteau. Le marteau dont on se sert est un marteau semblable au marteau de rhabillage de meules.

On détache les appendices et masselottes après poinçonnage, et on achève l'ébarbage par l'enlèvement au burin des nervures secondaires.

C'est pendant l'opération de nettoyage de surface que se font les essais sur la qualité du métal ;

Essais sur la qualité du métal. — La nature des essais de recette a été indiquée précédemment ; nous n'avons plus qu'à en présenter les résultats. L'essai à la traction a porté sur trois éprouvettes tournées, celui de choc sur

trois barreaux par voussoir. Nous ajouterons que l'essai de choc, prévu par le cahier des charges, a été complété de la manière suivante : le métal étant réputé bon lorsque les barrettes ont subi sans se rompre onze coups de mouton, le renseignement obtenu sur la fragilité du métal est incomplet ; il a été prescrit aux contrôleurs de poursuivre sur un certain nombre de barreaux l'essai au-delà du onzième coup jusqu'à rupture, et, au cas où la rupture ne se produirait pas lorsque l'appareil est amené en haut de sa course, de rompre les éprouvettes à la presse en notant l'angle de rupture. Ces renseignements permettent de se faire une idée de la fragilité relative des produits.

Les résultats des essais ont été groupés par demi-arc et on en a fait la moyenne pour chaque demi-arc ; le tableau suivant donne les chiffres obtenus, les résultats étant groupés par provenance.

TABLEAU RÉSUMÉ DES ESSAIS DU MÉTAL DES VOUSSOIRS.

DÉSIGNATION DU DEMI-ARC	ESSAIS A LA TRACTION				MOYENNE DU 1/2 ARC			ESSAIS AU CHOC			OBSERVATIONS	
	VOUSSOIR LE PLUS DUR		VOUSSOIR LE PLUS DOUX		Limite d'élasticité	Allongement p. 100	Résistance à la rupture	Nombre d'éprouvettes rompues	Nombre moyen de coups par barrette rompue	Nombre total d'essais poussés à la rupture ou au refus		Angle à la rupture
	Limite d'élasticité	Allongement p. 100	Limite d'élasticité	Allongement p. 100								
Arc A	1/2 gauche.....	32.6	61.3	17.0	24.6	49.5	18.3	28.0	54.1	18.1	7 éprouvettes défectueuses : L..... 29,7 R..... 48,7 (moy. sur 7 éprouv.) A..... 9,4	
	1/2 droite.....	30.9	58.1	16.3	24.9	49.8	18.5	28.3	55.0	17.7		
Arc H	1/2 gauche.....	32.1	61.4	15.3	24.6	46.1	17.7	27.9	54.3	16.6	8 éprouvettes défectueuses : L..... 28 R..... 54,6 (moy. sur 8 éprouv.) A..... 10,1	
	1/2 droite.....	31.7	63.3	13.7	25.8	49.6	17.0	28.4	54.9	16.0		
Arc L	1/2 gauche.....	31.3	59.8	19.2	25.7	53.3	16.7	29.3	56.4	16.1	11 éprouvettes défectueuses : L..... 29,4 R..... 55,9 (moy. sur 11 éprouv.) A..... 11,4	
	1/2 droite.....	31.5	60.4	15.7	26.2	51.4	14.2	29.2	55.8	15.6		

Arc O	1/2 gauche.....	32.3	58.7	13.0	25.7	51.0	19.0	28.8	54.6	15.0	33	15	25	31	10 éprouvettes défectueuses : L..... 29,1 R..... 54,3 (moy. sur 10 éprouv.) A..... 11,1
	1/2 droite.....	33.2	61.6	16.2	26.0	50.5	17.8	28.4	53.9	16.1	44	8	24	33.8	
Résumé pour la fourniture.															
Arc B	1/2 gauche.....	28.8	52.2	19	26	46.9	20.0	27.3	49.2	18.5	»	»	»	»	7 éprouvettes défectueuses : L..... 26,6 R..... 46,9 (moy. sur 7 éprouv.) A..... 9
	1/2 droite.....	32.4	55.6	15.8	28.0	46.0	22.3	28.0	50.4	18.1	»	»	»	»	
Arc F	1/2 gauche.....	29.8	51.3	18.3	25.2	48.8	19.0	27.2	50.3	20.1	»	»	»	»	3 éprouvettes défectueuses : L..... 29,3 R..... 47,8 (moy. sur 3 éprouv.) A..... 9,3
	1/2 droite.....	29.7	55.4	13.8	25.2	48.6	20.8	27.6	51.3	18.9	»	»	»	»	
Arc J	1/2 gauche.....	28	53.7	24.2	26.7	46.5	20.3	27.3	50.3	19.0	»	»	»	»	Aucune éprouvette défectueuse.
	1/2 droite.....	28.2	52.6	15.5	26.9	47.1	23.5	27.0	50.0	19.8	»	»	»	»	
Arc N	1/2 gauche.....	28.5	55.0	20.3	25.5	45.8	24.5	27.2	49.2	20.8	»	»	»	»	Aucune éprouvette défectueuse.
	1/2 droite.....	28.4	53.6	16.9	26.5	46.7	21.2	27.6	50.1	19.8	6	4	24	24.5	
Résumé pour la fourniture.															
1/2 gauche.....	32.4	56.6	15.8	25.5	45.8	24.5	27.4	50.1	19.4	6	4	24	24.5	74°	

TABLEAU RÉSUMÉ DES ESSAIS DU MÉTAL DES VOUSOIRS (suite).

DÉSIGNATION DU DEMI-ARC	ESSAIS A LA TRACTION								ESSAIS AU CHOC				OBSERVATIONS			
	VOUSOIR LE PLUS DUR		VOUSOIR LE PLUS DOUX		MOYENNE DU 1/2 ARC		Nombre d'éprouvettes rompues	Nombre moyen de coups par barrette rompue	Angle à la rupture	Nombre total d'essais poussés à la rupture ou au refus						
	Limite d'élasticité	Allongement p. 100	Limite d'élasticité	Allongement p. 100	Résistance à la rupture	Limite d'élasticité					Résistance à la rupture	Allongement p. 100				
Arc C	1/2 gauche	35.1	73	13.3	33.9	62.9	18.5	34.4	65.0	16.1	54	54	16	16	20 éprouvettes défectueuses : L.... 35,2 R.... 61,9 (moy. sur 20 éprouv.) A.... 8,3	
	1/2 droite	39.3	72.7	13.9	30.3	55.2	17.9	34.3	65.0	16.0	54	54	19	19		
Arc G	1/2 gauche	40.2	74.4	14.9	33.7	59.7	14.7	37.0	66.8	15.7	54	54	15	15	11 éprouvettes défectueuses : L.... 36,6 R.... 64,2 (moy. sur 11 éprouv.) A.... 9,1	
	1/2 droite	42.4	75.9	13.8	36.1	64.5	17.0	37.7	68.8	15.7	54	54	15	15		
Arc M	1/2 gauche	40.9	74.9	14.9	35.3	64.2	16.1	38.7	69.1	15.7	54	54	15	15	13 éprouvettes défectueuses : L.... 38 R.... 65,7 (moy. sur 13 éprouv.) A.... 8,9	
	1/2 droite	43.8	78.2	15.4	34.7	62.9	14.9	38.3	68.0	15.6	54	54	15	15		
Résumé pour la fourniture.																
											324	324	45.8	45.8		

Arc D	1/2 gauche	29.5	55.3	17.2	28.0	48.5	18.7	28.7	52.0	18.5	21	3	9	30.2	71°	14 éprouvettes défectueuses : L.... 28,5 R.... 49,5 (moy. sur 14 éprouv.) A.... 9,9
	1/2 droite	29.5	57.5	21.3	27.5	49.8	20.7	28.6	52.2	17.8	27	14	18	28.4	92°	
Arc I	1/2 gauche	29.1	55.6	18.5	27.4	49.5	18.0	28.6	52.8	17.3	26	11	13	24.8	94°	8 éprouvettes défectueuses : L.... 28,9 R.... 52,6 (moy. sur 8 éprouv.) A.... 10,4
	1/2 droite	30.0	57.9	13.0	26.5	46.1	22.7	28.4	52.8	17.8	24	6	20	31.9	86°	
Résumé pour la fourniture.																
											98	31	16	28.8	86°	
Arc E	1/2 gauche	36.1	63.5	15.3	31.4	53.1	19.0	35.7	58.4	15.8	43	28	14.4	17.1	134°	8 éprouvettes défectueuses : L.... 35,7 R.... 51,8 (moy. sur 7 éprouv.) A.... 6,7
	1/2 droite	37.5	59.2	14.5	33.4	54.2	17.7	35.2	56.9	15.8	36	17	13.5	17.4	128°	
Arc K	1/2 gauche	38.7	62.8	14.3	27.8	51.0	25.3	32.1	54.6	18.7	32	16	14	17.6	101°	9 éprouvettes défectueuses : L.... 33,3 R.... 49 (moy. sur 7 éprouv.) A.... 7,8
	1/2 droite	37.1	59.5	12.5	27.7	46.6	24.7	33.5	54.9	17.8	30	12	13	18.1	114°	
Résumé pour la fourniture.																
											144	73	14	17.5	119°	

Dans un second tableau, on a groupé les résultats des essais qui ont été faits à l'École des Ponts et Chaussées sur le métal des voussoirs, chaque essai portant sur trois barrettes.

Une colonne de ce tableau contient les résultats d'essais de densité faits sur un certain nombre d'échantillons.

TABLEAU DES RÉSULTATS DES ESSAIS FAITS AU LABORATOIRE
DE L'ÉCOLE DES PONTS ET CHAUSSÉES SUR LE MÉTAL DES VOUSSOIRS EN ACIER MOULÉ.

DÉSIGNATION de l'usine	NOMBRE TOTAL D'ESSAIS	VOUSSOIR LE PLUS DUR			VOUSSOIR LE PLUS DOUX			MOYENNE DES ESSAIS			ESSAI DE DENSITÉ	OBSERVATIONS
		Limite d'élasticité	Résistance	Allongement p. 100	Limite d'élasticité	Résistance	Allongement p. 100	Limite d'élasticité	Résistance	Allongement p. 100		
Ares A. H. L. O.	5	27.3	58.9	14.3	20.1	46.8	18.3	25.2	53.4	16.8	7.768	
Ares B. F. J. N.	5	24.4	52.0	20.2	19.5	44.5	23.2	23.1	48.1	20.4	7.782	
Ares C. G. M.	5	38.7	72.4	14.7	34.7	62.9	15.8	36.2	65.7	16.2	7.774	
Ares D. I.	3	26.2	51.9	20.7	24.6	49	19	26.1	50.3	19.7	7.798	
Ares E. K.	3	35.6	59.9	14.8	29.4	57.1	13	32.5	57.2	12.9	7.730	Un essai direct fait au Creusot sur des voussoirs entiers a donné $\left. \begin{array}{l} 7.618 \\ 7.643 \\ 7.813 \end{array} \right\}$ moy. 7.691

Avant de comparer les résultats de ces tableaux, il convient de faire quelques remarques sur la manière dont ils sont dressés.

En premier lieu, on n'a pas tenu compte pour mesurer l'allongement moyen des éprouvettes défectueuses, parce qu'il s'agit de définir la nuance du métal et que la présence de soufflures dans les éprouvettes en fausserait l'appréciation; d'ailleurs certaines usines (Saint-Étienne) ayant jugé avantageux pour elles de prélever les éprouvettes dans la masselotte même où il y a plus de chance de rencontrer des défauts qu'ailleurs, il est indispensable de faire abstraction des éprouvettes défectueuses dans

la comparaison des résultats et de ne conserver que les éprouvettes normales.

Dans la colonne d'observations, nous avons indiqué d'ailleurs le nombre d'éprouvettes défectueuses rencontrées avec la moyenne fournie par l'ensemble de ces éprouvettes.

En second lieu, l'essai de choc n'a pas été poussé jusqu'à rupture sur toutes les barrettes et la course des appareils n'est pas la même dans toutes les usines : d'autre part, dans certaines usines le nombre des essais a été plus nombreux au début ; après que la qualité du métal eut été reconnue, on a réduit le nombre des essais.

Il convient donc, en lisant le tableau, de tenir compte des indications des quatre colonnes relatives à cet essai de choc.

En troisième lieu, le nombre des essais faits à l'École des Ponts et Chaussées est trop restreint pour qu'on puisse en tirer des déductions générales. Certains de ces essais ont été faits sur des voussoirs spécialement choisis parce qu'ils avaient donné des résultats faibles.

Afin de permettre une comparaison plus complète des différentes espèces de moulages qui constituent la fourniture nous avons réuni dans le tableau ci-après les résultats principaux qui ressortent des tableaux précédents avec quelques données concernant la composition chimique, les conditions de coulée et de recuit.

TABLEAU COMPARATIF DES RÉSULTATS PRINCIPAUX DE LA FABRICATION DES ARCS.

DÉSIGNATION de la fourniture et du mode de fabrication	COMPOSITION chimique	CONDITIONS de résistance à la traction	NOMBRE moyen de coups par barrette	CONDITIONS de recuit	CONDITIONS de la coulée	NATURE du sable	OBSERVATIONS sur l'état des surfaces
Arcs A. H. L. O. (Four Martin acide et basique)	C 0/0 0,45 Si 0/0 0,35 Mn 0/0 0,30	Limite d'é- lasticité. 38,5 Résistance 54,9 All. p. 100 16,4	31	Durée totale 108 ^h . Tempé- rature } 9,0 atteinte } à 1000° Maintenue 6 ^h .	Moule incliné à 10 p. 100. — Deux massel. aux angl. Coulée en fer à cheval par les masselottes.	Sable séché avec partie superficielle en débris de creusets pulvérisés	Les surfaces sont belles, les arêtes sont généralement nettes. Rares piqures sur les parties ra- botées.
Arcs B. F. J. N. (Four Martin basique)	C 0/0 0,27 Si 0/0 0,18 Mn 0/0 0,65	Limite d'é- lasticité. 27,4 Résistance 50,1 All. p. 100 19,4	24,5	Durée totale 60 ^h . Tempé- rature } 1000 atteinte } à 1050° Maintenue 4 ^h .	Moule incliné à 60° sur l'horizontale. Avec masselotte unique. Coulée latérale en source.	Sable séché	Les surfaces généralement belles présentent quelquefois des flaches causées par des arrachements de sable, des rigoles sinuieuses dites traces de sanguis. La netteté des arêtes des nervures n'est pas parfaite.
Arcs C. G. M. (Four Martin basique)	C 0/0 0,46 Si 0/0 0,33 Mn 0/0 0,59	Limite d'é- lasticité. 36,7 Résistance 67,1 All. p. 100 15,8	15,8	Deux recuits : L'un après la cou- lée. Temp. 800. L'autre après re- froidissement. Durée 28 ^h . Tempér. 1000°. Maintenue 2 ^h . Abaissement brus- que de 1000° à 700°.	Moule incliné à 47,5 p. 100. Huit à dix masse- lottes. Coulée en fer à cheval par les masselottes supé- rieures.	Sable séché	Les surfaces généralement belles présentent au droit de la coupe des nervures de petites cavernes de relassement ; quelques petites cavernes ont été également ob- servées dans les trous de boulons des faces de joints.
Arcs D. I (Four Martin basique)	C 0/0 0,26 Si 0/0 0,35 Mn 0/0 1,00	Limite d'é- lasticité. 28,6 Résistance 52,4 All. p. 100 17,9	28,8	Durée totale 80 à 85 ^h . Tempé- rature } 1,050 atteinte } à 1.100° Maintenue 6 ^h .	Moule incliné à 10 p. 100. Masselotte unique. Coulée par la mas- selotte.	Sable séché av. enveloppe en terre à creusets	Les surfaces généralement belles présentent quelques traces de soufflures surtout vers la masse- lotte et quelques gravures assez marquées sur la face de l'âme en dessous.
Arcs E. K. (Four Martin acide)	C 0/0 0,34 Si 0/0 0,45 Mn 0/0 0,89	Limite d'é- lasticité. 34,4 Résistance 55,6 All. p. 100 17	17,5	Durée tot. 80 à 85 ^h . Température at- teinte 900°. Abais. de tempér. de 900 à 600°.	Moule incliné à 43 p. 100. Masselotte unique. Coulée en fer à chev. par la mass.	Sable séché av. enveloppe en terre à creusets	Les surfaces et les arêtes sont d'un bel aspect. Très rares défauts superficiels.

L'examen de ce tableau forcément succinct fait voir qu'on peut obtenir un métal satisfaisant aux conditions du cahier des charges par des moyens très divers ; chaque usine a ses tours de main qui réussissent bien avec la nature du métal dont elle a l'habitude et qui lui permettent de réduire la proportion des rebuts ; c'est la préoccupation constante des chefs des aciéries. Les surfaces sont plus généralement belles lorsque l'usine dispose de terre à creusets pour garnir la portion des moules en contact avec l'acier liquide. Le métal de nuance plus dure, plus fluide, remplit mieux le moule, mais est plus sujet à la tapure et à la cristallisation, et il faut prendre des précautions plus sérieuses pour éviter ce double inconvénient. Le métal de nuance plus douce donne plus facilement des défauts de surface, mais présente une plus grande résistance au choc : à Saint-Chamond on a estimé éviter la soufflure par la grande inclinaison et le mode de coulée ; mais des arrachements de sable se sont produits ; à Saint-Étienne, avec la même nuance d'acier, il y a quelques trous de soufflures superficiels et des grave-lures qui paraissent provenir des difficultés de dégagement des gaz, mais beaucoup moins de flèches. Au Creusot et à Saint-Jacques, où la composition chimique moyenne du métal est très voisine, on a obtenu des résultats très différents comme résistance, et ces différences tiennent vraisemblablement aux conditions dans lesquelles a été effectué le recuit.

La démonstration de l'influence du recuit a été faite d'une manière très topique à l'usine de Firminy : les arcs E et K ont donné les résultats suivants en moyenne :

	ARC E.	ARC K.
Limite d'élasticité.....	35,5	32,8
Résistance	57,5	54,7
Allongement 0/0.....	15,8	18,3

La différence provient du fait que l'usine, ayant reconnu

la défectuosité de certaines opérations de recuit a construit pendant le cours de la fabrication un nouveau four moins exposé au refroidissement rapide.

La résistance au choc s'est trouvée améliorée en même temps que la limite d'élasticité s'abaissait et que l'allongement augmentait. En examinant, d'ailleurs, les résultats de plus près, en prenant, par exemple, dans l'arc K la moyenne des essais des voussoirs qui ont été fabriqués et recuits en dernier lieu, on trouve pour ces voussoirs les moyennes suivantes :

Limite d'élasticité.....	30,3
Résistance.....	52,6
Allongement 0/0.....	22,3

En même temps l'essai de choc s'améliorait sensiblement : sur dix-sept essais concernant les treize voussoirs considérés, treize étaient poussés au refus de vingt et un coups de mouton et l'angle moyen des barrettes à la rupture à la presse s'abaissait à 72°.

L'étude des renseignements concernant les épaisseurs des voussoirs apprend encore que les épaisseurs ne sont pas réalisées avec une précision absolue : il y a sur les semelles des variations d'épaisseurs qui atteignent facilement 4 à 5 millimètres ; ces variations n'ont pas entraîné le rebut des pièces, car il y avait généralement compensation, au point de vue de la résistance, grâce au surcroît de dimension de l'âme ; nous croyons devoir signaler spécialement ce point, parce qu'il démontre que l'emploi en matière de moulage d'acier de trop faibles épaisseurs, difficiles à réaliser avec précision, est de nature à en faire augmenter le prix d'une manière très marquée.

Rotules. — Le métal des rotules a fait l'objet d'essais et de contre-essais dont les résultats sont consignés dans le tableau ci-après :

DÉSIGNATION de l'usine	MOYENNE DES SÉRIES D'ESSAIS FAITS A L'USINE			MOYENNE DES ESSAIS FAITS A L'ÉCOLE DES PONTS ET CHAUSSÉES				OBSERVATIONS
	Limite d'élasticité	Résistance	Allongement p. 100	Limite d'élasticité	Résistance	Allongement p. 100	Essais de densité	
Usine Saint-Jacques.	*47.9	70.5	17.5	*37.5	72.5	18.5		* Une éprouvette n'a pas accusé de limite d'élasticité.
Usine Saint-Chamond.	43.6	62.4	23.8	43.8	63.7	19.7	7.843	
Usine du Creusot....	44.3	65.2	20.2	45.9	73.5	20.5	7.840	
Usine de Saint-Étienne	51.1	75.0	18.4					
Usine de Firminy....	42	65.3	21.3					
	40.1	65.5	21.7	43.9	64.9	18.2	7.808	

Dans l'essai au choc, un certain nombre de barreaux ont été traités comme ceux prélevés pour le métal à canon; ils ont subi sans se rompre une volée de quinze coups de mouton tombant de 2^m,75 de hauteur.

Usinage. — L'usinage des voussoirs comprenait les opérations suivantes : le traçage, le rabotage et la rectification des faces de joints, le rabotage des portées, le perçage des trous, le montage provisoire, l'alésage et l'affleurage.

Parmi les divers procédés employés pour ces diverses opérations, nous décrirons ceux qui ont été employés aux ateliers de la Ville-Gozet.

Pour le tracé des voussoirs, de même que pour celui de l'épure, on a fait usage d'une équerre ou gabarit composée d'un élément de la courbe moyenne et de deux normales à cette ligne moyenne. « Le gabarit consiste dans ses parties essentielles en une bande de tôle de 4 mètres environ de longueur dont une arête est ajustée sur un tracé

« soigneusement exécuté par points de la courbe
« moyenne. »

La courbe moyenne, ainsi que nous l'avons expliqué, est un arc de cercle de 228,5586 de rayon.

« Cette bande de tôle est liée à ses deux extrémités à
« deux autres bandes dont les arêtes extérieures parfaite-
« ment dressées sont placées normalement à la courbe
« moyenne.

« Deux évidements ménagés à la rencontre des bandes
« de tôle permettent, en présentant le gabarit à droite
« ou à gauche, de tracer les lignes de joints de voussoirs
« de longueurs différentes.

« Le corps du gabarit est composé d'éléments nervés,
« cornières formant avec quelques petits plats de petites
« poutres à treillis. Il est pourvu d'attaches qui permettent
« de le saisir en deux points convenables au moyen des
« appareils de levage. »

L'emploi de cette équerre solide se comprend de soi-même. Une fois la courbe moyenne et la face de joint tracées, il était facile de tracer au moyen d'autres gabarits les courbes d'intrados et d'extrados dont les points sur les lignes de joints étaient connus par leur distance à la courbe moyenne.

Après traçage, les voussoirs étaient portés aux machines à raboter et, après le rabotage de la deuxième face de joint, le voussoir était replacé sur le marbre où on s'assurait que chacune des faces se trouvait bien normale au plan médian des voussoirs.

« Cette vérification achevée, les surfaces étaient
« passées à la lime en vue d'enlever les sillons laissés par
« l'outil et aussi d'assurer par des rectifications la portée
« sur toute la surface du joint. Pour cela, les voussoirs
« étaient placés debout au centre d'un plancher circulaire
« élevé à la hauteur convenable et permettant à l'ajusteur
« d'atteindre commodément tous les points de la surface

« du joint. Un marbre suspendu à portée au moyen d'une
« petite grue pivotante était également mis en contact
« avec le joint jusqu'à parfait achèvement de ce dernier.
« Après avoir subi ces opérations principales d'usinage
« et aussi le rabotage de la surface d'appui (portée du pied
« du montant), le voussoir était envoyé sur une machine
« à percer. Les trous de boulons d'assemblage des brides
« de joints étaient percés à un diamètre plus faible de
« quelques millimètres que les cotes des dessins, cela en
« vue d'obtenir par alésage sur place après réglage au
« montage provisoire la parfaite concordance des trous
« des brides de deux voussoirs consécutifs. »

Dès qu'un voussoir se trouvait usiné dans ces conditions, il était porté sur le chantier de montage à sa place définitive; on assemblait ensuite les voussoirs entre eux avec des boulons provisoires.

L'alésage des trous, le ragréement des surfaces, c'est-à-dire l'affleurage des petites saillies que présentaient les voussoirs entre eux, se poursuivaient simultanément. A chaque face de joint on soignait particulièrement l'alésage des trous des boulons-broches.

La dernière opération était le perçage des trous sur le bossage d'appui du pied du montant, qui ne pouvait être tracé que d'après l'épure.

En même temps que le travail d'usinage s'achevait, les agents du contrôle procédaient aux vérifications qui devaient nécessairement se faire sur épure.

Il ne restait plus, après le démontage de l'arc, qu'à faire l'affleurage sur la face qui était en contact du marbre; on y parvenait très facilement en assemblant les voussoirs consécutifs avec leurs boulons-broches.

Les voussoirs, une fois terminés, étaient pesés, peints et repérés.

Le travail d'usinage a été fait avec une perfection extrême aux ateliers de la Ville-Gozet; les surfaces des

joint étaient comme polies. Au Creusot, les joints ont été simplement rabotés ; ils n'ont pas été retouchés, et le grain de l'outil était parfaitement apparent ; mais le rabotage était fait avec une régularité et une précision très rigoureuses, de telle sorte que le résultat obtenu en fin de compte a été trouvé comparable au résultat obtenu par les ateliers qui ont opéré comme celui de la Ville-Gozet.

Parmi les diverses opérations de l'usinage, celle du rabotage est celle qui a préoccupé le plus les usines. Le nombre des outils capables de faire un travail satisfaisant sur des pièces aussi volumineuses se trouvait limité dans chacune d'elles ; c'est donc le rabotage qui réglait les délais de fabrication.

Les vérifications ont porté les unes sur chaque demi-arc assemblé, les autres sur chaque voussoir en particulier.

On s'est assuré d'abord de la conformité de chaque demi-arc avec l'épure de recette. L'examen a porté sur la longueur et la hauteur des arcs, sur l'aspect des surfaces et des arêtes de l'intrados et de l'extrados, sur la direction des joints, sur celle de l'âme, sur le tracé des portées et le serrage des joints.

Ces diverses constatations ont fait l'objet, pour chaque demi-arc, d'un procès-verbal.

Chaque voussoir a été, en outre, examiné en particulier soit au moment de la présentation sur épure, soit après le démontage, au point de vue des épaisseurs des sections, des défauts de fabrication, du poids. Ces renseignements sont consignés pour chaque voussoir sur un bulletin spécial.

VIII. — Mise en place des arcs.

Montage des arcs à pied d'œuvre. — Le principe du montage et la description détaillée du pont roulant ont été

donnés à propos de l'exécution de ce pont de service ; il est superflu d'y revenir ; mais il convient d'indiquer avec quelques détails les opérations exécutées et les appareils qui ont servi aux diverses manœuvres.

Le cintre destiné à supporter les arcs est en trois parties : la partie médiane seule est supportée par le pont roulant ; les deux parties latérales sont portées chacune par quatre files de pieux battus en rivière et moisées un peu au-dessus du niveau de l'eau ; elles sont composées de quatre fermes espacées de 2^m,857 dont deux se trouvent à l'aplomb des arcs en montage. Ces quatre fermes sont reliées à la partie supérieure par un plancher en bois et au-dessus des moises des pieux par des semelles qui peuvent glisser sur ces moises. On peut ainsi faire glisser chacune des parties du cintre d'une position à une autre au-dessus des pieux sans avoir à les démonter (*), en les poussant au moyen de crics et en les tirant avec des palans.

Le plancher suspendu dans la travée centrale du pont roulant est constitué par une série de poutrelles suspendues au droit des montants verticaux du pont roulant. Les poutrelles formées par de légers fers à **CC** portent deux longerons en fers à **I** placés immédiatement au-dessous des voussoirs. Elles sont également reliées par une série de chevrons en bois qui viennent affleurer le niveau du dessus des **CC**. Le tout est recouvert d'un plancher en demi-madriers jointifs. L'épaisseur totale du plancher ainsi constitué du dessous des fers à **CC** jusqu'au-dessus du platelage est de 0^m,24.

Chaque poutrelle est suspendue au moyen de six tiges verticales ; les deux extrêmes sont accrochées directement aux semelles des poutres du pont roulant, et les quatre intermédiaires aux montants et consoles des cadres qui relient les poutres au droit des montants ; en

(*) La disposition de ces cintres est figurée sur la planche n° 7.

outre, deux tiges obliques l'une à l'amont, l'autre à l'aval servent à contreventer le système.

Chacune des huit tiges est articulée à ses deux extrémités; elle est composée de deux barres rondes filetées en sens inverse du côté opposé à l'articulation et réunies par un écrou de serrage à double tête. Chacune des barres peut, grâce à cette disposition, être allongée ou raccourcie; il en résulte qu'on peut à volonté faire passer la charge d'une barre à une barre voisine et dégager la barre déchargée en déclavetant le goujon d'articulation.

Il est facile de se rendre compte que, grâce aux barres surabondantes de suspension, il est toujours possible, pendant le déplacement du pont, de supprimer temporairement, par le moyen ci-dessus indiqué, les barres qui viendraient en contact des parties d'arc montées sans que le plancher cesse d'être bien supporté et de les rétablir lorsque l'arc est franchi.

Ces manœuvres sont faciles, car le poids du plancher est très réduit, 500 kilogrammes par mètre courant de pont, soit pour un ensemble de six tiges verticales qui correspondent à une longueur de 3^m,625 une charge de 1.800 kilogrammes en chiffre rond, soit de 300 kilogrammes par barre.

L'opération de déplacement du pont roulant avec le cintre qu'il supporte est faite de la manière suivante :

On commence par décaler le pont sur les appuis intermédiaires en le soulevant avec des vérins hydrauliques, et on transporte les parties inférieures des pièces d'appui à changer de place. On choisit une journée de temps calme, afin que la résistance du vent soit faible. Le pont étant décalé, on démonte les deux séries de tiges voisines du côté amont des arcs du dernier groupe monté, et on commence le mouvement de translation. Celui-ci est obtenu au moyen de deux treuils placés sur chacune des rives; chaque treuil actionne un palan attaché au cadre

inférieur du chevalet et exerce ainsi un effort de traction dans le sens de la marche ; on trace à la craie sur les rails une graduation de 20 en 20 centimètres, et les équipes de chaque rive manœuvrent au commandement, de manière à faire avancer chacune d'une division le chevalet sur lequel elles agissent.

C'est la même équipe qui est occupée alternativement au démontage et au remontage des tiges et à la manœuvre des treuils. L'opération ne demande pas plus de sept heures, y compris le transport des appareils d'appui.


Si l'on ajoute à ce nombre d'heures le temps nécessaire pour riper chacune des parties des cintres près des rives qui est d'environ sept heures, également pour chacun, on arrive, pour l'ensemble de l'opération de translation des cintres, à deux journées. Il convient d'ajouter que le déplacement du pont roulant doit être précédé de celui des chevalets sur pylônes, sur lequel nous reviendrons plus loin, en supputant la durée totale de l'opération de montage d'un groupe d'arcs.

Bardage et mise en chantier des pièces. — Les voussoirs des arcs sont approvisionnés dès leur arrivée sur les chantiers à proximité des culées au moyen de deux grues à vapeur sur rails. Celle de rive droite a sa voie de roulement au niveau du quai de la Conférence, et les voussoirs sont mis en parc soit sur la chaussée du quai, soit sur la couverture du passage des tramways. Celle de rive gauche est sur la culée même, et comme les camions ne peuvent arriver à proximité, les voussoirs sont déchargés d'abord au moyen d'un pont roulant et placés sur des wagonnets qui les amènent sous la grue.

Lorsque tous les voussoirs d'un groupe d'arcs sont approvisionnés et que le moment de commencer le montage est venu, les grues reprennent les voussoirs et les placent sur des wagonnets qui sont amenés sous le pont roulant ; sur

la rive droite, la voie des wagonnets et celle de la grue étant l'une sur le quai, l'autre sur la culée, les pièces sont descendues par la grue dans une travée de la couverture du passage des tramways laissée libre à cet effet.

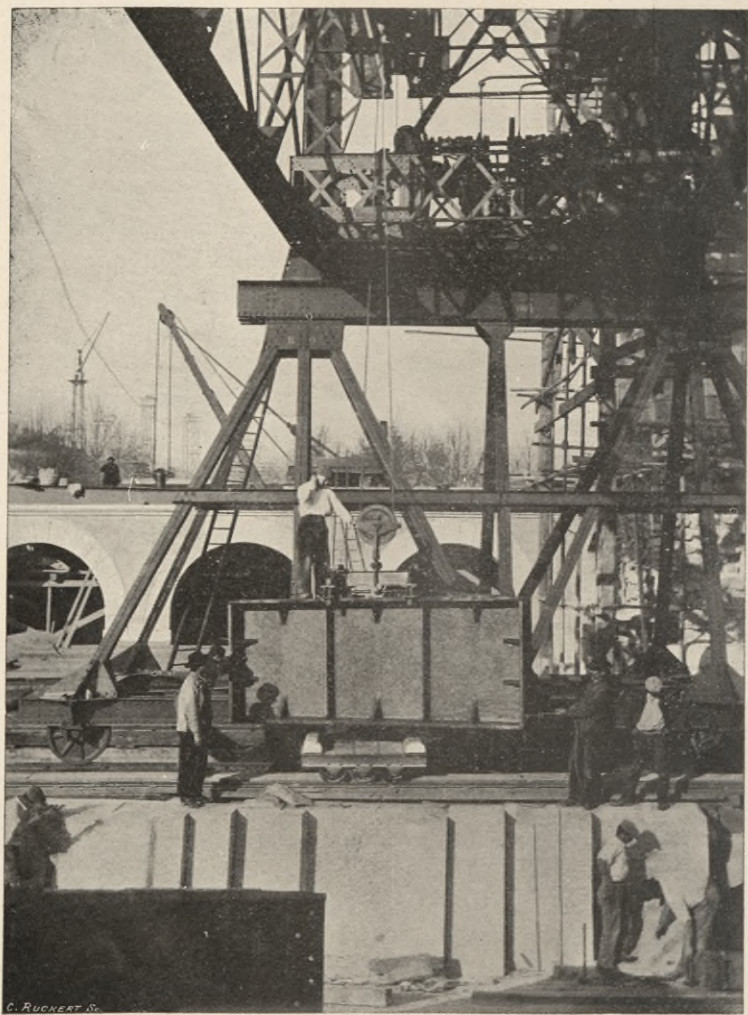
Le pont roulant porte, ainsi qu'il a été dit, deux voies de roulement sur lesquelles peuvent circuler quatre chariots de manœuvre (Voir Pl. 18).

La voie est formée par des fers à I de 140 millimètres de hauteur, espacés de 0^m,31 d'axe en axe ; le chariot est constitué par deux paires de galets espacés de 1^m,80 d'axe en axe, et par un cadre formé par deux fers à  de 175 millimètres, placés verticalement et reliés horizontalement par des plats rivés sur leurs ailes ; le cadre est traversé par quatre tourillons, dont deux sont les essieux des galets de roulement et les deux autres les supports de deux poulies placées sur l'axe du chariot. Les flasques du cadre sont renforcées par des plats de 25 millimètres d'épaisseur au passage de ces deux tourillons.

C'est sur deux de ces plats que viennent s'attacher à l'avant et à l'arrière des chariots les chaînes de traction.

Chaque chariot est attaché à une chaîne sans fin qui s'enroule, d'une part, à l'une des extrémités du pont sur une poulie à empreinte montée sur l'axe d'un treuil à vapeur et, d'autre part, sur une poulie de renvoi placée vers le milieu du pont. Les deux brins de la chaîne sont logés chacun dans une gouttière supportée la première par le rail placé du côté de la chaîne, et l'autre par des étriers rivés aux entretoises du pont en dessus des voies du chariot. En faisant tourner dans un sens ou dans l'autre la poulie montée sur le treuil, on détermine l'entraînement du chariot dans un sens ou dans l'autre.

Le mouvement vertical des pièces est obtenu à l'aide d'un câble en acier qui passe sur les deux poulies du chariot et porte suspendue une autre poulie à la chape de laquelle est attachée la charge.



TRANSPORT DES VOUSOIRS.

Le câble a l'une de ses extrémités fixée vers le milieu du pont, et l'autre enroulée sur le tambour d'un treuil à vapeur.

Entre la poulie du chariot et son point d'attache, le câble prendrait une flèche importante, s'il n'était soutenu, et il serait exposé, dans les fouettements qui se produiraient fatalement, à accrocher telle ou telle partie de l'ossature; il pourrait en résulter des ruptures et de gros accidents. Pour y remédier, le câble est engagé sur des poulies à gorge placées dans l'axe au-dessus du niveau des chariots. La position de ces poulies est réglée de telle sorte que la partie supérieure de leur gorge soit légèrement au-dessous de celle des poulies portées par le chariot. Pour permettre le passage de celles-ci, les poulies de support du câble peuvent s'ouvrir; la gorge est coupée en deux parties qui sont maintenues en contact par des contrepoids portés par les tourillons de chaque demipoulie. Au passage du chariot, un fuseau fixé sur la face supérieure du cadre sépare les deux parties de la gorge et les maintient écartées; après le passage du chariot, les deux parties se rapprochent par l'effet des contrepoids, et le câble se trouve emprisonné.

Grâce à ces dispositions ingénieuses, le mouvement de translation du chariot et le levage des pièces s'opèrent très régulièrement et sans incident.

De chaque côté du pont roulant, sur des consoles portées par les abouts, se trouvent disposés un double treuil à vapeur et une chaudière; un mécanicien de chacun de ces postes conduit les treuils et suit les ordres qui lui sont donnés par les chefs de chantiers au moyen de signaux au sifflet.

Les poulies de renvoi des chaînes et l'attache des câbles n'ont pas été placés rigoureusement au milieu du pont, mais à quelque distance de la clé de manière que les vousoirs de clé dont la longueur est inférieure à celle des

chariots fussent mis en place tous deux par le même chariot.

Le palonnier auquel sont suspendus les voussoirs mérite une attention particulière (Voir Pl. 48).

Un fer à I de 1^m,25 de long et de 0^m,175 de hauteur porte, rivés à ses deux extrémités, au moyen de robustes goussets, deux groupes de fers à U verticaux et jumelés ; l'ensemble affecte en plus la forme d'un H dont les deux barres parallèles sont espacées d'un mètre. Dans chacun des groupes de fers à U sont engagées des tiges filetées à l'une de leur extrémité et portant un talon à l'autre ; le talon est à la partie inférieure et l'écrou prenant appui sur les fers U permet d'en faire varier le niveau. Les boulons d'une même barre du H laissent entre eux un espace un peu supérieur à la largeur des semelles des voussoirs. Le tout est une sorte de griffe que l'on veut poser sur la semelle supérieure du voussoir à barder. On engage les talons sous les semelles et on serre les écrous de manière que l'ensemble fasse corps avec le voussoir.

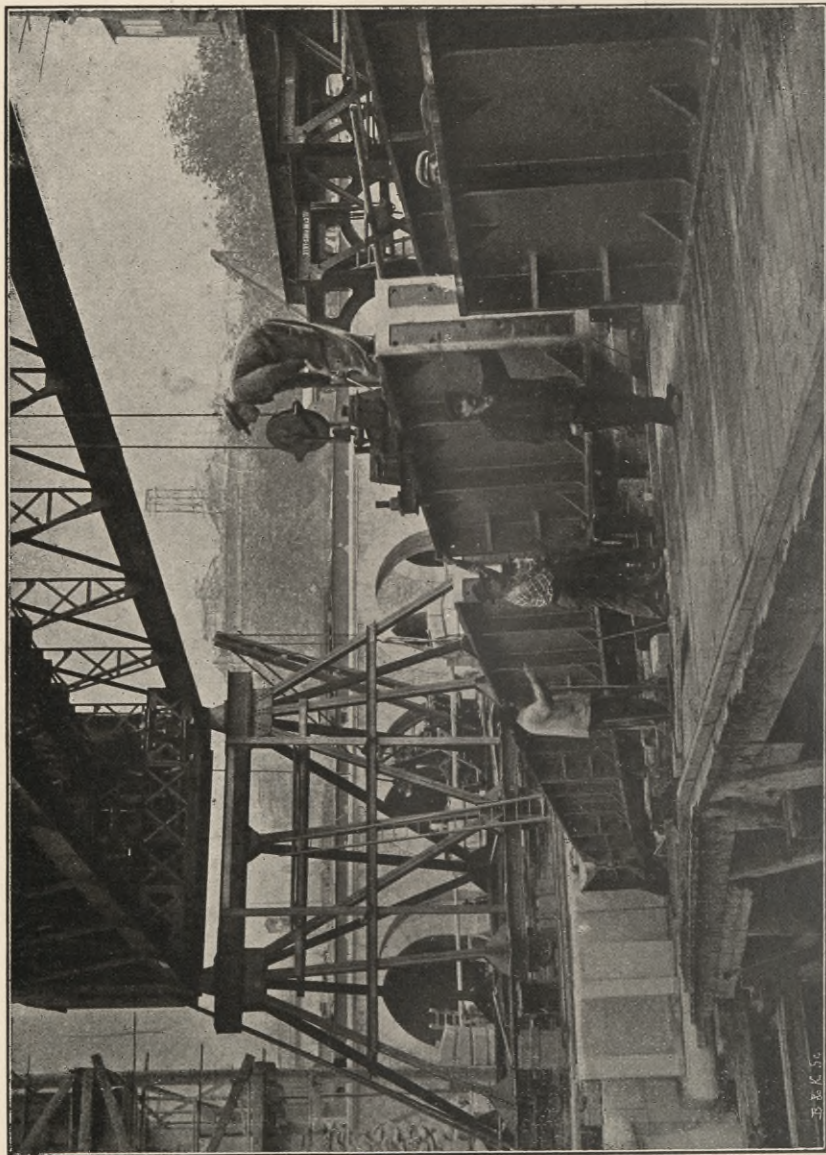
Entre les barres du H, au-dessous de la poutrelle médiane, est disposée une tige filetée sur laquelle est engagé un écrou qui vient coulisser sur l'aile inférieure de la poutrelle ; en actionnant avec un cliquet l'extrémité de cette tige on déplace l'écrou tout le long de la griffe. L'écrou porte deux tourillons sur lesquels s'engage une double tige articulée à l'autre extrémité à la chape de la poulie supportée par le câble.

Il est facile de se rendre compte qu'en actionnant le cliquet on déplace à volonté le point de suspension de la griffe et qu'on modifie, par suite, l'inclinaison des voussoirs.

Les divers appareils que nous venons de décrire, chariot, treuil, palonnier, permettent non seulement de transporter les voussoirs, mais encore de les présenter en un point quelconque du cintre avec une inclinaison donnée.

Le transport des voussoirs sur les cintres s'opère en

BIBLIOTEKA POLITECHNICZNA
KRAKÓW



MONTAGE DES ARCS.

15-12-50

deux journées ; on place d'abord directement les voussoirs sur le platelage des cintres, et on ne commence le montage que lorsque le bardage à pied d'œuvre est achevé.

La première opération est la mise en place du sabot de retombée. C'est une opération délicate qui est faite par le chef monteur lui-même ; ce travail est facilité par l'emploi d'une équerre spéciale dont un des côtés donne la direction de la ligne de base, et l'autre celle de l'axe de la rotule. Néanmoins ce n'est qu'après de nombreux tâtonnements que la pièce est amenée dans sa position exacte ; la mise en place des quatre sabots d'un groupe d'arcs demande une journée entière de soins ; on y procède d'ailleurs, pour ne pas perdre de temps, pendant que l'on barde les voussoirs sur les cintres.

Une fois que les pièces de retombée sont en place, la pose des rotules et des premiers voussoirs s'opère sans difficulté. Voici comment on procède pour les voussoirs suivants jusqu'à celui de clé : on commence par nettoyer la portée jusqu'à ce que le métal soit à vif ; on l'enduit d'un corps gras ; préalablement, les parties de la face de joint en dehors des portées ont été soigneusement repeintes. On engage le palonnier sous la semelle supérieure du voussoir et on le soulève ; un homme monté sur cette semelle supérieure agit sur un cliquet pour amener la face de joint inférieure du voussoir en parallélisme avec la face de joint du voussoir posé, et le monteur fait approcher les deux surfaces de joint ; le voussoir est dirigé à la main par l'équipe ; aussitôt qu'il y a contact, on laisse doucement glisser le voussoir en montage le long du voussoir monté et, au moment où les trous de boulons correspondants se trouvent en face l'un de l'autre, deux barres à extrémités légèrement coniques y sont engagées, le mouvement de glissement du voussoir se trouve ainsi immédiatement arrêté. On remplace les barres par des

tiges calibrées au diamètre des boulons, légèrement coniques à une extrémité qu'on enfonce à coups de marteau, de manière à obtenir la coïncidence exacte des trous. On place immédiatement et sans difficulté les douze boulons, on cale le voussoir au moyen de pièces de bois, et on passe au voussoir suivant.

Ces manœuvres se font très aisément; le voussoir en montage se trouvant suspendu à l'inclinaison voulue, pendant qu'on le présente sur le voussoir monté, les efforts à développer pour établir la coïncidence des trous sont minimes. La manœuvre est très courte, et il faut beaucoup moins de temps pour la mise en place des voussoirs que pour le nettoyage de la surface du joint.

Au fur et à mesure que l'on monte les voussoirs, le chef monteur s'assure, avec une jauge qu'il présente entre deux portées rabotées, de l'écartement mutuel des arcs en montage et de leur distance à l'arc monté immédiatement en amont.

Le temps nécessaire pour mettre en place les voussoirs d'un groupe d'arcs jusqu'à la clé est de deux journées.

Lorsque tous les voussoirs sont ainsi assemblés, on règle les arcs de manière à placer les deux moitiés de chacun d'eux dans le même alignement et on les amène à la clé au même niveau. On vérifie que la position des rotules de naissance n'a pas changé. On butte avec des pièces de bois le voussoir de naissance sur les pierres granitiques de retombée de manière que le sabot d'appui ne supporte qu'une poussée presque nulle.

Le réglage d'un groupe d'arcs demande une bonne journée, ce n'est en effet que par de légers tâtonnements qu'on parvient au résultat définitif.

A ce moment, après que l'on s'est assuré de la bonne position de la rotule de naissance et de la portée des coussinets sur la rotule, on fait le scellement des sabots de retombée en versant dans le joint ménagé entre le gra-

nit et la face postérieure du sabot un coulis de ciment pur. Ce coulis est préparé avec les plus grands soins ; le mélange est fait avec du ciment de la meilleure qualité et de l'eau de source, la présence d'impuretés dans l'eau s'opposant à la bonne prise du coulis. Le coulis est amené par un malaxage prolongé jusqu'à la consistance d'un chocolat moyennement épais et débarrassé de tous grumeaux. L'excédent d'eau s'échappe à travers l'étoupe des joints ou bien se réunit à la partie supérieure ; on la chasse en versant sur un point une nouvelle quantité de coulis et en y revenant à plusieurs reprises pendant deux heures après le commencement de l'opération.

Le remplissage du joint étant achevé, on laisse la prise du ciment se faire, et on évite pendant quarante-huit heures toute opération qui pourrait produire un mouvement ou même de fortes vibrations de l'arc.

Prise du ciment. — Nous avons fait éprouver par le Laboratoire de l'École des Ponts et Chaussées des échantillons prélevés, après quatre jours de prise, dans des cylindres coulés dans des moules de verre, fermés à leur partie inférieure par des tampons d'étoupe. Dans chaque cylindre, on a découpé des tranches qui sont numérotées depuis le haut jusqu'en bas ; les résultats de ces essais sont consignés dans le tableau ci-après ; ils ont porté sur des coulis faits avec des ciments de date différente.

DÉSIGNATION des épreuves (Les numéros vont de haut en bas).	CIMENT NOUVEAU		CIMENT ANCIEN		OBSERVATIONS
	Poids du m ³ du coulis de ciment (environ)	Résistance à la rupture par écrasement rapportée au cm ² de surface portante	Poids du m ³ du coulis de ciment (environ)	Résistance à la rupture par écrasement rapportée au cm ² de surface portante	
N ^{os} 1.....	2.016 ^{kg}	30 ^{kg} ,1	1.974 ^{kg}	29 ^{kg} ,1	
2.....	1.095	32 ,1	2.012	40 ,3	
3.....	2.058	68 ,9	2.021	56 ,9	
4.....	2.005	54 ,9	»	»	
Moyennes.....	2.018 ^{kg}	46 ^{kg} ,5	2.002 ^{kg}	42 ^{kg} ,1	
N ^{os} 1.....	2.028	37 ^{kg} ,4	1.972 ^{kg}	28 ^{kg} ,1	(*) Cette éprouvette a été coupée en deux dans le sens de la hauteur. La 1 ^{re} moitié donnait 48 ^{kg} ,1. La 2 ^e — — 46 ^{kg} ,1.
2.....	2.026	36 ,9	2.004	29 ,3	
3.....	2.069	42 ,1	»	47 ,1(*)	
4.....	»	»	2.034	56 ,2	
Moyennes.....	2.041 ^{kg}	38 ^{kg} ,8	2.003 ^{kg}	40 ^{kg} ,2	

Ces résultats font voir que la partie supérieure des coulis est à la fois plus légère et moins résistante; que le plus faible résultat, 28^{kg},1, dépasse de 12 kilogrammes la charge de 16 kilogrammes par centimètre carré qui correspond à la poussée de l'arc au décintrement.

La résistance du coulis augmente à la partie inférieure, bien que la proximité du tampon d'étoupe paraisse influencer certains résultats.

Il est d'ailleurs superflu d'analyser de trop près les chiffres de cette expérience, qui a eu pour but principal de démontrer que la charge imposée au joint de ciment n'a pu en déterminer l'écrasement.

Opération de réglage à la clé. — Aussitôt que la position des arcs a été arrêtée définitivement en direction par le scellement des sommiers de retombée, on procède aux mesurages nécessaires pour déterminer l'épaisseur des

cales, d'où résulte le réglage du niveau à la clé. On admet que les arcs reposant sur de nombreux calages en bois portés par un platelage élastique ou par des poutrelles flexibles reçoivent sur toute leur longueur des réactions égales au poids placé au-dessus des calages et qu'ils n'ont par suite pas de tendance à se déformer. On note le niveau de chaque rotule de clé, la distance entre le fond des logements des rotules du côté amont et du côté aval et la température du pont.

Avec ces éléments on calcule la distance qui resterait libre en supposant le pont ramené à la température de 10° et au niveau qu'il doit occuper théoriquement à cette température. Ce calcul se fait très rapidement en remarquant que pour 1° de température un demi-arc s'allonge de 0,00065, et la clé s'élève de 0,00535 ; soit $\Delta h (h - 35,79)$ (*) l'écart de hauteur, et $\Delta t (t - 10^\circ)$ l'écart de température, e l'espacement mesuré, l'épaisseur du calage E sera donnée par :

$$E = e - \left(\frac{\Delta h}{0,00535} - \Delta t \right) 0,00065 \times 2.$$

Pour éviter les pertes de temps, les constructeurs sont tenus d'avoir sur les chantiers un approvisionnement de cales d'épaisseurs variables, coupées de dimensions et percées à l'avance de manière à pouvoir, par une combinaison de quelques éléments, réaliser à moins de 1/2 millimètre l'épaisseur de cales qui est jugée nécessaire. Les cales employées sont remplacées après chaque opération.

Lorsque l'on fait le mesurage de la distance entre le fond du logement des rotules sur la face amont et sur la face aval des arcs, on trouve en général un léger écart qui a varié depuis 0^{mm},2 jusqu'à 2^{mm},5. Cet écart doit tenir à ce que, malgré toutes les précautions prises au montage à

(*) 35,79, altitude théorique de l'articulation à 10° après relèvement de la cambrure.

plat, le serrage des joints n'est pas identique sur la face appuyée et sur la face libre ; on conçoit en effet que, par le simple effet du frottement sur les cales, le serrage sur la face inférieure soit plus difficile à réaliser que sur l'autre. Pour assurer, malgré ce défaut de parallélisme, le contact des coussinets sur les rotules, on rattrape la différence sur le calage de clé en faisant raboter une ou deux des cales légèrement en coin, selon l'importance de l'écart à regagner.

Ce travail se fait pendant les journées qui séparent le scellement des sommiers de retombée du décintrement.

Décintrement. — C'est dans les deux derniers jours de la même période que l'on met en place les contreventements provisoires destinés à rendre les arcs d'un même groupe solidaires pendant le décintrement.

Ce contreventement est constitué par une double série de pièces : les unes sont des tirants en fers ronds boulonnés deux par deux sur des barres d'ancrage placées verticalement de 3^m,625 en 3^m,625. Ces tirants s'opposent à l'écartement des arcs. Les autres pièces sont des poutrelles en bois de $\frac{16}{16}$ disposées en croix de Saint-André, les unes dans des plans verticaux, les autres dans des plans parallèles à la fibre moyenne des arcs. Ces poutrelles maintiennent les arcs à écartement. En outre, au droit des chevalets sur pylônes, le groupe se trouve calé par des fourrures en bois placées entre les montants des pylônes et le bord extérieur des semelles des deux arcs du groupe.

La veille du jour du décintrement on dispose au-dessous des arcs, des vérins à vis au nombre de douze par demi-arc, soit quarante-huit pour l'ensemble du groupe. Quarante de ces vérins, notamment tous ceux qui sont disposés sur le pont roulant, sont dynamométriques.



CONTREVENTEMENT PROVISOIRE DES ARCS.

BIBLIOTEKA POLITECHNICZNA
KRAKÓW

BIBLIOTEKA POLITECHNICZNA
KRAKÓW



FRAGMENT D'ARC SUR VÉRINS AVANT LE DÉCINTREMENT.

L'emploi des vérins de cette nature a été prescrit par le Cahier des Charges ; les ateliers de Chalon ont étudié, pour répondre à cette prescription, un type de vérin à vis et ressorts de forme pratique. L'écrou du vérin est un piston qui peut coulisser dans une couronne en acier moulé coiffant une boîte cylindrique en tôle, dans laquelle se trouve logée une file de rondelles Belleville. L'écrou porte sur la surface cylindrique extérieure un tenon qui l'empêche de tourner, se trouvant engagé dans une rainure correspondante de la portée cylindrique de la couronne.

L'aplatissement des rondelles est fonction de la charge supportée par la tête des vérins, et la surface extérieure de l'écrou porte une graduation faite de 2 en 2 tonnes, sur laquelle on lit la valeur de cette charge. La course du vérin se trouve diminuée de celle des ressorts ; car, à mesure que l'effort diminue, l'écrou s'élève pendant que la tête du vérin s'abaisse.

Les vérins construits pour le pont Alexandre III sont gradués jusqu'à 16 tonnes, et leur course totale utile est de 10 centimètres (Voir pl. 18).

Ils sont disposés de manière à occuper le moins de place possible sous les arcs ; à cet effet, la boîte cylindrique est rivée, à sa partie supérieure, à deux brides venant s'appuyer sur les longerons au-dessus desquels les arcs sont montés, la boîte cylindrique étant placée entre les deux longerons.

Les vérins sont répartis le long des arcs aussi régulièrement que la disposition des cintres permet de le faire ; la présence des pylônes ne permet pas de conserver aux reins le même espacement que vers la clé.

Pour opérer le décintrement, on met d'abord les vérins en charge, de telle manière que la charge qu'ils accusent corresponde à peu près au poids de la section à laquelle ils correspondent. Cette charge est comprise entre 5 et 6 tonnes pour le vérin près de la clé ; elle va de 7

à 8 tonnes pour les vérins placés aux reins. La présence sous les vérins de ressorts qui les maintiennent en prise facilite singulièrement la répartition de la charge et à cet égard la forme spéciale des vérins dynamométriques employés présente des avantages particuliers. On retire alors les calages en bois, on met en place les cales de réglage et les rotules de clé en soulevant le pont, s'il y a lieu, pour obtenir le jeu nécessaire. On opère en agissant sur tous les vérins de manière à conserver à chacun la même charge.

Il ne reste plus qu'à laisser les arcs se mettre en charge en décalant les vérins. Cette opération se fait progressivement; on agit successivement sur chacun des arcs du groupe, de manière que l'abaissement relatif soit toujours faible; on ne court pas ainsi le risque de modifier le serrage des contreventements provisoires. On arrive à ce résultat en diminuant la réaction des vérins de quantités déterminées, alternativement sous chacun des arcs, en passant, par exemple, de 5 tonnes à 4 sous le premier arc, puis de 5 à 3 sous le second, de 4 à 2 sous le premier, et ainsi de suite. Les hommes manœuvrent au commandement du chef monteur; deux chefs de manœuvre surveillent chacun les vérins d'un demi-arc. Le décalage d'un groupe s'effectue en moins de deux heures.

On s'assure par un coup de niveau, immédiatement à la fin de l'opération, que les arcs sont à une altitude convenable. S'il est nécessaire, on peut relever les arcs et changer les cales; cette opération, qui a été faite notamment pour le deuxième groupe d'arcs, ne demande pas plus de quatre heures.

Dans le calcul des cales on a dû faire entrer la température du métal que l'on ne connaît qu'approximativement et sur laquelle on peut commettre une erreur de 2 à 3°. La variation correspondante du niveau de la clé peut atteindre 15 millimètres.

Une autre cause d'erreur est l'ignorance de la loi exacte des réactions des calages au moment des mesurages ; on a supposé que l'arc posé sur cales ne subissait aucune déformation, alors qu'il peut en exister une, déterminée uniquement par un inégal serrage des cales.

Le cycle complet des opérations n'est pas terminé au décintrement du groupe d'arcs.

En même temps, en effet, qu'on entreprend la pose des entretoisements et des longerons en acier laminé, on commence le démontage et le transport des chevalets sur pylônes ayant servi à l'appui du pont roulant pendant le montage du groupe précédent et on les remonte dans la position qu'ils devront occuper pour le montage du groupe suivant. Ce transport est assez long, car le chevalet doit être démonté et remonté pièce à pièce et ce travail ne peut être confié qu'à un petit nombre d'ouvriers habiles ; il demande environ huit journées ; ce temps est à peu près égal à celui qui est nécessaire pour monter la superstructure en acier laminé.

En résumé, la durée totale du montage d'un groupe d'arcs, comptée du jour du décintrement du groupe précédent, peut être évaluée, sans tenir compte des demi-journées perdues le dimanche ou pour cause d'intempéries, à vingt journées, savoir :

Déplacement du chevalet d'appui.....	7	} 20 journées (Durée réelle, en tenant compte des jours fériés et des intempéries, 22 à 25 j.)	
Déplacement des cintres.....	2		
Bardage des voussoirs, pose des sommiers de retombée.....	2		
Montage {	Assemblage des voussoirs.....		2
	Réglage des arcs.....		2
Scellement des sommiers, pose des contre-ventements provisoires.....	4		
Décintrement.....	1		

C'est là une évaluation théorique, en ce sens qu'elle suppose les livraisons des aciers laminés faites régulière-

ment ; cette vitesse de marche a été réalisée pour divers groupes d'arcs, ainsi qu'il ressort des dates des décintrements :

groupe AB, 3 décembre 1898 (*)
CD, 16 décembre
EF, 10 février 1899
GH, 3 mars
IJ, 23 mars
KL, 29 avril
MN, 19 mai
O, 9 juin.

Mais des périodes d'arrêt ont dû être intercalées, parce que, contre toute attente, les aciers laminés n'ont pu être usinés de manière à alimenter le chantier.

La régularité et la réussite des opérations de montage réalisées jusqu'à ce jour font le plus grand honneur aussi bien aux ateliers du petit Creusot, qui ont étudié et réalisé les outils de montage et qui les ont mis en service, qu'aux établissements métallurgiques qui ont fondu et usiné les arcs.

IX. — Structure et mise en place du tablier métallique.

Le tablier métallique se compose de trois parties successives : la première, située au-dessus des arcs qu'elle relie et contrevente, fait partie intégrante du pont proprement dit ; la seconde, située au-dessus des bas-ports, forme, avec les murs à arcades qui lui servent de support, le viaduc d'accès ; enfin la troisième est la couverture de la tranchée qui donne passage aux déviations des voies publiques de part et d'autre du pont.

Tablier du pont (Pl. 7 et 8). — Le tablier métallique du pont est constitué sous la chaussée par un platelage en tôle

(*) Entre ces deux décintrements il n'y a pas eu de déplacement des chevalets sur pylones.

d'acier de 10 millimètres d'épaisseur, supporté par des pièces de pont ou poutrelles perpendiculaires à la direction des arcs et espacées de 0^m,75 d'axe en axe. Le platelage est continu. Il suit le bombement de la chaussée. Les tôles sont planes, et dans les intervalles des pièces de pont elles sont renforcées par des fers à U rivés sur leur face inférieure.

Directement au-dessus de ce platelage est posée la forme de la chaussée d'une épaisseur moyenne de 0,05; elle se compose d'une couche de béton d'asphalte maigre et d'une chape d'asphalte pur de 0,01 d'épaisseur; le pavé en bois, de 0,12 de hauteur, repose sur cette forme. Le profil en travers de la chaussée, relevé suivant une direction parallèle à l'axe de la voie navigable, est parabolique.

Sous les trottoirs, le tablier métallique comprend un platelage de tôle de 8 millimètres d'épaisseur rivé sur des fers zorès de 0,12 de hauteur, placés parallèlement à la direction du courant et espacés de 0,518 d'axe en axe.

Le platelage suit la pente des trottoirs, qui est d'environ 0,035 par mètre; il supporte une couche de béton de gravillon de 0,045, et une couche d'asphalte de 0,015 d'épaisseur, de même nature que celle qui est généralement employée sur les trottoirs de Paris.

Les deux systèmes de platelage existent concurremment l'un au-dessus de l'autre, dans les intervalles des arcs DE et KL, qui correspondent aux bordures de trottoirs. Les zorès et les entretoises sont réunis dans ces intervalles, d'une part, au droit des arcs D et L, par des dispositifs qui seront indiqués plus loin et, d'autre part, à l'aplomb des bordures par un longeron rivé sur la tôle de la chaussée et sur les zorès, lequel sert de butée aux bordures.

Les platelages du trottoir et de la chaussée se trouvent donc reliés l'un à l'autre d'une manière très robuste, de telle façon que leur ensemble forme une sorte de cuirasse

continue de 40 mètres de largeur, présentant dans le sens transversal une très grande rigidité. C'est la rigidité de cet élément qui maintient l'écartement des arcs.

La liaison de cette partie du tablier avec les arcs est obtenue par des dispositifs différents, selon la hauteur disponible entre elle et la semelle supérieure des arcs.

Cette hauteur est variable le long d'un arc, selon le profil en long. Près des naissances, elle est considérable ; les poutrelles et les zorès sont rivés sur des longerons supportés par les montants verticaux boulonnés sur les semelles supérieures des arcs.

La hauteur des montants va progressivement en diminuant jusqu'à la huitième division verticale ; au delà il n'y a plus de montants ; le longeron est porté directement par la semelle supérieure des arcs qu'il vient coiffer avec sa semelle inférieure.

Plus près de la clé, la hauteur disponible sous la chaussée étant trop réduite pour que les poutrelles puissent être attachées à un longeron placé dans l'axe de l'arc, le longeron central est supprimé et remplacé par deux longerons placés sur les bords de la semelle des arcs. Les éléments de ces longerons sont assemblés à l'avance sur les poutrelles ; celles-ci sont pourvues à cet effet de goussets spéciaux ou oreilles, qui reposent directement sur les semelles des arcs. Les éléments de ces longerons sont solidarisés par un chapeau qui relie entre eux, et avec les tôles des platelages, les deux longerons à oreilles d'un même arc. La section transversale des poutrelles, dont la longueur est tantôt égale à la distance d'axe en axe des arcs et tantôt seulement à la longueur libre entre les bords des semelles de ces arcs, présente deux types différents. L'étude de détail des poutrelles a été considérablement compliquée par la variété des dispositifs d'attache. Indépendamment des variations de hauteurs résultant du profil en long, il con-

vient, en effet, d'envisager celles qui résultent du bombement de la chaussée en raison duquel les poutrelles présentent des inclinaisons variables d'un intervalle d'arcs au suivant. Au total il existe 173 modèles de poutrelles sous chaussée appartenant soit à l'un, soit à l'autre des types de sections.

Cette extrême complication de l'ossature du tablier sous chaussée tient au défaut de hauteur; elle a pu être évitée en partie sous les trottoirs. Ainsi, au-dessus des arcs A, B, C, M, N, O, le longeron central existe sur toute la longueur du pont. Au-dessus des arcs D et L, on a dû, dans la partie centrale, recourir au double longeron, mais sans être obligé de le fractionner, comme sous la chaussée.

Il existe dans la partie centrale des trottoirs au-dessous du plancher un entretoisement supplémentaire qui sert à la fois à compléter le contreventement des arcs et à supporter les canalisations diverses qui doivent passer sous le pont.

Le passage de conduites d'eau de 0,60, dont la Ville de Paris a expressément demandé que la pose éventuelle fût réservée sous les trottoirs du pont, a conduit à disposer les entretoises à une distance constante du dessous des zorès; chaque trottoir est ainsi pourvu de trois galeries, dont la plus élevée présente une hauteur disponible moyenne de plus de 0,80 et la plus basse de 0,60.

Cette disposition est très avantageuse pour les installations à poser sous le trottoir; mais elle entraîne une certaine complication dans les attaches des entretoises, dont l'assemblage avec les arcs a demandé une étude particulière sur laquelle nous reviendrons ultérieurement.

Nous ajouterons simplement que le longeron des arcs de rive est d'une construction toute spéciale, à cause des sujétions diverses qu'entraîne l'accrochage des parties décoratives; il est notamment pourvu de consoles destinées à supporter les corniches et d'ouvertures permettant

le serrage des divers boulons d'assemblage des fontes.

Les dispositions des montants verticaux et de leur contreventement sont les mêmes sous trottoirs et sous chaussée dans toute l'étendue du pont. Les montants des fermes de rives sont seuls traités d'une manière particulière. Les montants des arcs intermédiaires de 1 à 7 présentent une section en forme de **H** dont la barre est disposée parallèlement à l'axe de la rivière. Ils sont reliés, à partir des montants n^{os} 2, par des entretoisements à croix de Saint-André, dont l'ensemble forme, près des naissances, une poutre de 3^m,50 de hauteur, présentant une rigidité considérable. Les montants sont assemblés aux longerons par des goussets de formes variables, selon les dispositions des longerons, et aux arcs par des sabots en acier moulé.

Les montants n^{os} 8, en raison de leur peu de hauteur, sont entièrement en acier moulé, et l'entretoise qui les relie est pleine.

Les montants n^{os} 1, placés près des articulations, sont reliés non par des croix de Saint-André, mais par des entretoises à arcades. Cette disposition permet de laisser un accès facile de la berge à la rivière; elle a, en outre, l'avantage de soustraire, dans le voisinage des naissances les arcs à l'effet de la dilatation transversale du tablier, qui n'est pas négligeable. Les effets de dilatation transversale des tabliers ont même dû être envisagés sur les entretoisements des montants n^{os} 2, 3 et 4, et ont conduit à l'adoption d'un dispositif particulier pour ces trois entretoisements.

Le tablier du pont est terminé à chaque extrémité, au droit des articulations de naissance, par un garde-grève apparent à la surface des trottoirs et du pavage en bois; il y a donc séparation complète entre le tablier du pont et celui des viaducs, qui est d'une construction très différente; on a simplement établi entre l'about des deux

tabliers un joint éclissé qui maintient le garde-grève des deux tabliers à la même hauteur.

Tablier des viaducs. — Le tablier de chaque viaduc se compose de trois parties distinctes : le passage sur bas port, la petite et la grande galerie. Ces trois tabliers sont indépendants, ils sont séparés par des murettes. Leurs portées sont respectivement de 11^m,00, 4^m,40, 5^m,80.

Chaque tablier se compose d'une série de quinze poutres droites ou sommiers, placées dans le prolongement des arcs et d'entretoises parallèles à la direction de l'axe de la voie navigable reliant ces poutres ; les assemblages des entretoises et des sommiers sont légèrement biais. Les sommiers reposent, pour les deux galeries, sur les murs à arcades, et pour le passage sur bas port d'un côté sur le mur extérieur de la culée, de l'autre sur un chevêtre porté par des piliers métalliques, au nombre de huit, correspondant aux piédroits des arcades. Les sommiers des passages se prolongent au-delà du chevêtre et sont supportés du côté de la rivière par une seconde série de montants, appuyés sur les coussinets ou sabots de retombée des arcs.

Ces montants sont entretoisés en arcades, comme les montants n^{os} 1 du pont, et portent sur une crapaudine venue de fonte dans les pièces de retombée. Les sommiers se terminent par des parties en encorbellement, lesquelles sont reliées aux longerons des tabliers du pont par les joints éclissés cités plus haut.

Les intervalles des entretoises du tablier du passage, ainsi que ceux de la partie sous chaussée des tabliers des galeries, sont remplis par des voûtains en briques dont les génératrices sont parallèles à l'axe de la voie navigable.

La partie en encorbellement du tablier des passages sur bas port fait exception ; elle présente le même platelage métallique que le pont lui-même.

Les chaussées des viaducs sont établies sur une forme de béton, comme les chaussées ordinaires pavées en bois. On a simplement pris la précaution d'établir une chape en mortier de ciment dans la partie médiane et une chape en asphalte sous les caniveaux, afin de réduire le plus possible les infiltrations.

Les passages ménagés sous les trottoirs du pont pour les canalisations se prolongent sous ceux des viaducs, pour les deux galeries les plus hautes.

Le tablier au droit des trottoirs comporte, sur deux intervalles de chaque côté, un platelage en tôle et fers zorès reposant sur des longerons portés par les sommiers à leur partie supérieure et un plancher reposant sur les poutrelles inférieures. Ce plancher est formé par des voûtains en briques au-dessus des passages des bas-ports et au-dessus des galeries où la hauteur fait défaut par des hourdis Perrière portés par des fers à **L**.

La partie du trottoir comprise entre les bordures et le platelage métallique est supportée par des hourdis Perrière, posés sur des murettes en briques, ménageant ainsi une série de conduits de peu de hauteur, parallèles à la bordure et permettant la pose de petites canalisations de diverses natures.

Passage des voies publiques. — La couverture des passages de la voie publique derrière la culée du pont qui doit se trouver séparée des culées du pont par des grilles a été traitée sans préoccupation d'un effet décoratif quelconque : tandis que, sur les culées, on a pris soin de conserver, pour les sommiers et pour les supports, la direction des fermes du pont, on n'a pas conservé cette disposition pour la tranchée couverte ; on s'est contenté d'établir le plancher dans les conditions les plus favorables, eu égard aux sujétions diverses du problème.

La couverture se compose essentiellement d'une série

de poutres disposées perpendiculairement aux murs, à une distance mutuelle de 1,927 à 1,95. Ces poutres sont reliées par des garde-grèves au-dessus des murs et dans leurs parties centrales par des entretoises. L'intervalle compris entre elles est couvert par des voûtains en briques. Ces voûtains sont établis à deux niveaux différents, selon leur position sous chaussée ou sous trottoirs. Dans ce dernier cas ils sont au-dessus de la semelle supérieure des poutrelles.

La tranchée se trouvant engagée en partie au-dessus des chaussées des deux quais et en partie sous leurs trottoirs, qui n'ont ni la même largeur ni les mêmes déclivités, et la hauteur disponible se trouvant, d'autre part, très limitée, à cause du gabarit très élevé des tramways, il a été nécessaire d'étudier un nombre de types de poutres différents assez élevé, dix au total pour les deux tranchées.

Dans chacune des couvertures, un dispositif spécial a été étudié pour le passage d'une grosse conduite; dans un intervalle de poutrelle de 1,917 ont été intercalées deux poutrelles de même hauteur à claire-voie, distantes de 0,85, réunies à la partie inférieure et à la partie supérieure par une tôle cintrée rivée sur la première et boulonnée sur l'autre. Cette galerie, de 0,85 sur 0,75 de hauteur, est le logement de la conduite. Les garde-grèves sont coupés au droit des galeries; la partie supérieure étant assemblée à boulons peut servir à l'introduction des conduites.

Indépendamment du passage pour grosse conduite, des ouvertures circulaires de 0,30, ménagées dans les goussets d'attache des poutres à claire-voie, permettent de faire passer des câbles électriques ou de petites conduites latéralement à la galerie de la conduite principale.

Pour achever ce qui concerne les parties courantes de la couverture du passage des voies publiques, il convient d'ajouter que les intervalles de poutrelles situées à l'extrémité de ces parties courantes de la tranchée, ont été

contreventées en vue de résister à la poussée des voûtes en briques.

Les abouts triangulaires des couvertures ont été l'objet d'une étude particulière. Le poutrellage, appuyé d'un côté sur le mur de fond, devait être soutenu au droit de la baie, pratiquée dans le mur de quai par un sommier disposé de manière à troubler le moins possible l'aspect architectural du pont. La baie en question est, d'autre part, absolument provisoire, et elle doit, après l'Exposition, être fermée par un mur qui rétablira la continuité d'aspect du quai. Les ingénieurs ont été amenés ainsi à chercher une solution dans laquelle l'ossature métallique fût dissimulée de manière que le profil du parapet et des bandeaux qui le soutiennent fût conservé.

Ils ont tenu, en outre, à conserver la faculté d'une nouvelle utilisation du passage et à éviter des frais de démolition en construisant l'ossature de manière qu'elle pût être conservée après la fermeture de la baie.

L'ouverture de 26 mètres entre le nu des piliers qui encadrent la baie est franchie par une poutre en treillis en **N** avec membrures à caisson; la largeur des semelles de la poutre ne dépasse pas 0,35, et la hauteur hors cornière est de 1,78. Sa partie supérieure est entièrement engagée dans un garde-corps en pierre dont les faces sont formées par des dalles de 0,12 d'épaisseur. La partie inférieure est cachée par le bandeau et par des plaques de revêtement disposées suivant le parement du mur de quai. Les vides de la poutre sont, en outre, garnis de béton. Les abouts de la poutre sont engagés au-dessus des piliers en maçonnerie et complètement enrobés dans une masse de béton; les appuis sont formés par une rotule unique à très grand rayon permettant à la poutre d'osciller légèrement sous les effets de la température. Ces effets sont d'ailleurs atténués par l'enveloppe de maçonnerie qui recouvre l'ossature métallique.

Les poutrelles de cette ossature spéciale ont un espacement voisin de celui des poutrelles de la partie courante de la tranchée, et le plancher sous chaussée y est formé également par des vouôtains de briques. Mais, sous les trottoirs, dans le but d'obtenir un certain allègement, le plancher est formé par un dallage en béton armé qui porte directement la couche d'asphalte. Ce mode de couverture permet, d'autre part, d'établir une liaison excellente entre le massif de béton de la poutre et la couverture des trottoirs.

La stabilité des différentes parties du tablier métallique du pont ne présente pas de particularité remarquable. Dans la *Note annexe n° XII* nous avons réuni les éléments les plus intéressants de ces calculs, qu'il serait fastidieux de développer entièrement ici.

Le véritable intérêt que présente l'ossature du tablier du pont Alexandre-III réside dans l'étude des assemblages qui, en raison de la différence de nature du métal des arcs et de la superstructure, en raison également du biais du pont, ont présenté de sérieuses difficultés et obligé les ingénieurs et les constructeurs à rechercher des solutions qui sortent de la pratique courante de la construction des ponts.

Quelques mots d'explication nous paraissent nécessaires au fur et à mesure que seront passés en revue les divers dispositifs dont les dessins sont figurés sur les planches 7 et 8.

Assemblages des montants avec les arcs. — Les montants se trouvent disposés parallèlement à la direction du courant; leur pied se présente donc obliquement sur la semelle supérieure des arcs; il en résulterait une coupe gauche du pied du montant, si l'assemblage devait se faire au moyen de feuilles d'acier laminé; cette coupe varie d'ailleurs avec chaque montant. La difficulté a été tour-

née au moyen d'un sabot en acier moulé, qui présente deux portées, l'une suivant le plan du bossage ménagé sur l'extrados de l'arc, et l'autre suivant un plan horizontal pour recevoir le pied du montant dont l'about est coupé carrément. Le sabot porte à la partie inférieure deux oreilles rabotées avec précision de manière à emboîter exactement le bossage de l'arc et, à la partie supérieure, deux brides verticales sur lesquelles les joues des montants viennent se fixer au moyen de quatre rivets. Quatre boulons pressent le sabot sur la semelle supérieure de l'arc, et quatre autres la base du montant sur le sabot.

L'encastrement de la semelle de l'arc dans le pied du montant dans le sens transversal est absolu, grâce aux oreilles et aux brides du sabot; par contre, dans le sens longitudinal, l'assemblage à boulons laisse au joint un jeu très léger qui lui permet de fonctionner comme une articulation imparfaite.

Pour assurer la précision de l'ajustage, les trous de rivets du pied des montants ont été percés sur place.

Assemblages des longerons avec les arcs. — L'assemblage des montants avec les longerons ne présente aucune particularité; il est obtenu par l'intermédiaire d'un gousset dont la forme a été dessinée en tenant compte du biais; les longerons dont la hauteur est grande sont, en outre, pourvus de goussets verticaux disposés parallèlement à l'axe de la rivière. L'assemblage des longerons centraux sur les arcs est obtenu de la manière suivante: la semelle inférieure du longeron est dressée parallèlement à la direction de l'extrados de l'arc; elle présente une longueur de 780 millimètres, débordant ainsi, de 90 millimètres de chaque côté, la semelle de l'arc; elle porte, rivées à sa partie inférieure, des cornières de $90 \times 70 \times 10$ dont les ailes verticales viennent s'appliquer sur le bord de la semelle de l'arc, soigneuse-

ment rabotée à exacte dimension. Le longeron emboîte ainsi exactement, sur toute sa longueur, la semelle de l'arc; il est maintenu en place au moyen de boulons qui serrent sa semelle inférieure sur la semelle supérieure de l'arc au droit d'un certain nombre de portées rabotées (deux par division de 3,625), disposées à cet effet sur cette dernière semelle; une feuille de plomb de 0,001 est intercalée entre les deux surfaces pour assurer un bon contact. Les trous de boulons, dans la semelle inférieure des longerons, sont légèrement ovalisés de manière à permettre à la fois une mise en place plus facile et, après la pose, un léger déplacement relatif, dans le sens longitudinal du longeron et de l'arc sous l'effet de la dilatation.

Assemblage des poutrelles et des arcs. — L'assemblage des poutrelles avec les arcs est celui dont l'application présente le plus d'intérêt, — car elle a permis de réduire l'épaisseur totale du tablier à la clé à sa dernière limite et, par suite, d'augmenter la flèche autant que la condition imposée pour la cote au sommet le permettait.

Chaque poutrelle est munie à ses deux extrémités d'un gousset dont la longueur correspond à très peu près à l'intervalle entre deux poutrelles. Chaque gousset porte extérieurement une cornière rivée à l'avance au niveau convenable pour que le dessus de la poutrelle affleure le dessous du platelage. Les semelles des arcs ont été préalablement rabotées à exacte largeur; elles sont, de plus, pourvues d'une portée bien dressée, sur laquelle viennent reposer les cornières extérieures des goussets des entretoises. Chaque entretoise est maintenue à chaque extrémité par un ou deux boulons qui l'appuient sur la portée des semelles de l'arc. Le joint à boulons, comme celui des longerons, comporte une lame de plomb et des trous ovalisés.

Des éléments de cornière de 0,511 viennent réunir

deux à deux, du côté extérieur aux arcs, les goussets consécutifs; ces éléments de cornière ont été posés après la mise en place des entretoises; leur face supérieure se trouve au niveau du platelage. Un couvre-joint ou chapeau relie les deux files de cornières d'un même arc, l'ensemble du chapeau des goussets et les deux files de cornières formant une sorte de longeron à caisson, qui emboîte exactement la semelle supérieure des arcs.

Au moment du montage, avant la mise en place des chapeaux, ce dispositif se trouvait provisoirement complété par des boulons reliant les cornières placées sur les bords d'une même semelle d'arc et servant de tirant.

Ces boulons avaient pour effet de suppléer au chapeau dont la pose ne pouvait être faite qu'après la mise en place du platelage.

Il est facile de se rendre compte que les dispositions des goussets ont été variables d'un arc à l'autre; sur un même arc des types spéciaux ont été, en outre, nécessaires dans la zone qui suit immédiatement celle des longerons centraux. En certains points, les poutrelles sont attachées d'un côté sur un longeron central, de l'autre par une oreille. Quelquefois l'about de la poutrelle a une hauteur réduite pour permettre l'attache sur un longeron central de hauteur réduite lui-même. Toutes ces variétés de types ne présentent pas d'intérêt particulier, dérivant toutes des systèmes d'attaches déjà décrits.

Un cas particulier s'est présenté au-dessus des arcs E et K, où la hauteur disponible entre le platelage et le dessus de la semelle ne permettait pas de loger les cornières appui des oreilles des poutrelles.

Au-dessus de ces arcs, le chapeau est remplacé par un longeron boulonné sur la semelle supérieure et portant de chaque côté des cornières à branches inégales, sur l'aile verticale desquelles les goussets des entretoises ont été rivés.

Pour la commodité de l'assemblage, le longeron a été composé de deux parties réunies, au droit de l'axe des arcs E et K, par un joint boulonné avec interposition d'une lame de plomb. Les cornières de ces longerons font saillie sur le niveau général du platelage; elles sont noyées dans la couche de béton d'asphalte, qui constitue la forme de la chaussée.

Assemblage des entretoises sous trottoirs. — L'assemblage des entretoises sous trottoirs avec les arcs dérive de celui des entretoises sous chaussée près de la clé. Ces entretoises sont reliées par de forts goussets à des montants verticaux qui ont la hauteur des arcs au point où l'entretoise les rencontre (cette hauteur n'est pas la même d'un côté à l'autre d'une même entretoise, à cause du biais). Ces montants, constitués par deux cornières $100 \times 100 \times 10$, portent à la partie supérieure un gousset perpendiculaire à la direction des premiers, lequel est rivé au patin du longeron au-dessus du niveau de la semelle supérieure.

Cette partie de l'attache ne diffère pas de celle des entretoises sous chaussée. Mais elle a dû être complétée par un dispositif particulier à la partie inférieure du montant. Pour assurer la fixité du montant, on l'a pourvu à la base d'un gousset, comme à la partie supérieure. Ce gousset est appuyé sur une petite saillie de la semelle inférieure rabotée à cet effet, au moyen de deux boulons qui traversent l'âme des arcs. L'un de ces boulons a son écrou sur l'âme même; l'autre est fixé sur le gousset de l'entretoise correspondante, dans l'intervalle d'arcs voisins.

En outre, pour assurer la fixité de l'assemblage dans le sens longitudinal, chaque gousset porte, du côté de l'arc, un talon raboté qui s'engage dans une encoche de la portée. Sur l'arc de rive, l'assemblage est un peu sim-

plifié, car les boulons sont assemblés directement sur le retour vertical de la semelle et sans talon de butée.

Bielles des arcs. — Le dernier assemblage qui ait présenté quelque difficulté est celui des bielles.

Ces bielles, dont chacune est formée par deux plats de 100×15 , sont assemblées à leur partie inférieure aux nervures des arcs par des goujons tournés de 34 millimètres de diamètre filetés, à une extrémité, au diamètre de 28 millimètres. L'inclinaison des nervures étant variable, l'extrémité des bielles opposée à celle touchant les arcs se présentait sous le platelage de manières très diverses ; pour tourner la difficulté de l'assemblage, les entretoises des longerons de bielles ont été réunies en leur milieu par un longeron, simple fer à I rivé sous les tôles de platelage, et sur ce longeron on a rivé, en face des bielles et dans leur direction, des oreilles en acier moulé de l'épaisseur des nervures de l'arc.

Les trous des rivets des longerons ont été percés sur place après présentation de l'oreille ; les bielles elles-mêmes ont été coupées de longueur et percées à l'une de leurs extrémités, au chantier.

Les oreilles ne tombent pas en face les unes des autres sur les longerons ; pour les paires de bielles correspondantes, il y a, à cause du biais, un défaut de correspondance qui n'a d'ailleurs pas influé sur l'assemblage.

La présence des longerons sous le platelage a d'ailleurs permis de réduire à deux, dans la région des bielles, les nervures du platelage sous chaussée.

Dispositifs en vue des effets de la dilatation. — *Joint du platelage à la clé.* — Le platelage en tôle est coupé à la clé, afin que le tablier n'oppose pas de résistance au jeu de l'articulation des arcs ; il n'y a pas de solution de continuité dans la couverture ; mais les parties du platelage

qui couvrent le joint de clé sont rivées sur les entretoises ou poutrelles appartenant à une moitié de pont et boulonnées simplement avec des trous ovalisés sur les pièces appartenant à l'autre moitié. Il en est de même des cornières qui relient les goussets des entretoises placées de part et d'autre de la clé.

Joint des naissances. — Au droit des articulations de naissance, le tablier du pont, comme celui du viaduc se trouve arrêté à un garde-grève, ainsi qu'il a été dit plus haut. De plus, les longerons des deux tabliers sont réunis par un joint éclissé. Ce joint est constitué de la manière suivante : L'âme du longeron du viaduc, qui se trouve à 0,06 de l'about de celle du longeron correspondant de l'arc porte, à sa partie inférieure, deux joues de 210 de hauteur et de 0,29 de longueur. Ces joues sont fixées sur l'âme par des rivets fraisés. L'ensemble de la joue et de l'âme présente 0,05 d'épaisseur ; dans ces joues sont percées deux ouvertures de 50 millimètres de hauteur et de 130 de longueur, arrondies aux deux bouts.

L'âme du longeron du pont porte, rivées au milieu des joues des longerons du viaduc, deux brides de même hauteur et de même épaisseur, qui s'appuient sur ces joues. Ces brides sont percées d'une ouverture circulaire de 50 millimètres, qui correspond au milieu de l'ouverture pratiquée dans le longeron du viaduc, et un boulon de 50 millimètres se trouve engagé à la fois dans l'ouverture des brides et des joues.

Au-delà de ce joint, les longerons de l'arc et le viaduc sont réunis au droit de la chaussée par une entretoise biseau qui supporte l'about du platelage métallique. Les gardes-grève sont placés au-dessus du niveau du platelage et assemblés à la fois aux longerons et aux cornières supérieures de l'entretoise.

Chacun d'eux affecte la forme d'un U formé par deux cornières et un plat, lequel prolonge dans un plan vertical

l'âme de l'entretoise biaise. Le garde-grève de la chaussée du pont porte, en outre, à sa partie supérieure, fixé au moyen de rivets fraisés, un plat de 180×12 , qui recouvre le vide de 60 millimètres entre abouts des deux tabliers et recouvre en partie le garde-grève du viaduc.

Ce plat est apparent à la surface de la chaussée.

Sous les trottoirs, l'entretoise biaise qui relie l'about des longerons est supprimée ; ceux-ci ne sont reliés entre eux sur chaque about du tablier que par le garde-grève dont les dispositions sont identiques à celles décrites plus haut pour les chaussées, avec cette seule différence que la tôle du platelage n'est pas rivée directement au garde-grève, mais qu'elle est arrêtée à une entretoise de forme spéciale qui touche le garde-grève.

Joint de dilatation des entretoisements. — Le joint de dilatation, qui a été reconnu nécessaire dans les entretoisements transversaux, au droit des montants 2, 3, 4, a été réalisé dans les conditions suivantes : dans les intervalles des arcs D et E et des arcs K et L, les pièces horizontales de contreventement ont été divisées en trois tronçons réunis par des joints élastiques. La poutre rigide formée par les cadres de contreventement se trouve ainsi divisée en trois parties dont la plus longue sous la chaussée entre les arcs E et K présente une longueur inférieure à 20 mètres. Les barres de treillis n'ont pas été coupées ; comme elles sont attachées à l'une de leurs extrémités à la partie supérieure des montants, on a considéré que la flexibilité du montant et la flexibilité propre des barres assurait à leur assemblage une élasticité suffisante pour que la semelle supérieure des arcs n'eût pas à subir d'efforts latéraux d'une amplitude notable.

Les joints élastiques des pièces horizontales sont formés par des piles de rondelles Belleville enfilées sur des boulons qui réunissent les tronçons. Sur l'un des joints les rondelles sont disposées de manière à s'aplatir lorsque la

pièce doit transmettre un effort de traction et, à cet effet, elles sont placées extérieurement aux joues des tronçons en contact. Sur l'autre, les rondelles sont disposées de manière à s'aplatir, lorsque la pièce transmet un effort de compression; elles sont, dans ce cas, comprises entre les joues des tronçons, entre lesquels un jeu a été ménagé à cet effet. Les rondelles, dans l'un et l'autre des joints, supportent une pression initiale produite par le réglage des boulons; elles n'entrent en mouvement que lorsque les efforts exercés sur elles dépassent la pression initiale. L'ensemble formé par les trois tronçons de chaque pièce horizontale et de ses deux joints à ressort constitue un élément qui transmet des efforts de traction ou de compression limités à une valeur qui correspond à la compression initiale des ressorts et qui s'allonge ou se raccourcit très rapidement aussitôt que les efforts dépassent la limite donnée.

Bordures des trottoirs. — Les dispositions des bordures des trottoirs ont été étudiées d'après le même ordre d'idées qu'au pont Mirabeau.

Entre la bordure, qui est exposée à recevoir du pavage en bois des poussées considérables, et le garde-grève lié invariablement à l'ossature métallique, est interposé un sommier élastique formé par un faux garde-grève boulonné sur une série de ressorts spirales; les ressorts sont réglés avec une tension initiale déterminée, de telle sorte que le sommier n'entre en mouvement, sous l'effet de la poussée, que lorsque celle-ci dépasse une certaine limite.

Le dispositif du sommier est calqué sur celui du pont Mirabeau; mais, tandis que, pour cet ouvrage, on s'est contenté de poser en avant du sommier des bordures granitiques s'associant médiocrement avec le garde-grève mobile et ne donnant, en tous cas, aucune commodité pour drainer la chaussée, on a cherché à éviter les inconvé-

nients de l'insuffisance de drainage constatée à ce dernier ouvrage en adoptant, pour le pont Alexandre-III, un type de bordure entièrement métallique.

La bordure se compose de trois parties. La partie inférieure est une cuvette en fonte appuyée directement sur la tôle du platelage, pourvue en son point bas d'un tuyau d'évacuation, ou gargouille, engagé dans une ouverture circulaire du platelage.

Le bord supérieur de la cuvette en fonte affleure celui de la chape en asphalte de la chaussée, de telle sorte que les eaux d'égouttement de la chaussée y trouvent une issue.

Le faux garde-grève repose sur une série de portées ménagées sur les bords des cuvettes. En avant de ce garde-grève, du côté de la chaussée, sont disposées des pièces en fonte, pièces de butée, présentant une hauteur presque égale à celle des pavés de bois (exactement 0,125). Ces pièces ont la forme d'un U placé verticalement, les ailes du côté des trottoirs; l'aile inférieure repose sur la portée des cuvettes, comme le faux garde-grève; un espace de 0,005 reste libre entre l'arête de la pièce de butée et celle de la cuvette du côté de la chaussée, de telle sorte que les eaux puissent passer sous la pièce de butée. En outre, la face verticale est percée de trous de telle manière qu'en cas d'engorgement de la fente inférieure les eaux trouvent encore une issue vers la cuvette à travers la pièce elle-même. L'appui de cette pièce sur le garde-grève est obtenu au moyen de deux saillies cylindriques fortement nervées, qui viennent emboîter la tête des boulons de serrage du faux garde-grève au droit des ressorts.

La pièce de butée est disposée exactement au niveau du pavage en bois dont elle transmet la poussée au sommier élastique.

Elle est surmontée par une troisième pièce, qui est le

chasse-roues, avec laquelle elle n'est pas reliée d'une manière rigide, de telle sorte que son mouvement horizontal sous l'effet de la poussée ne soit pas entravé.

Le chasse-roue est une pièce en acier moulé. C'est une sorte d'équerre présentant une face inclinée de 0,15 de hauteur du côté de la chaussée et une seconde face parallèle à la surface du trottoir.

La première face a une épaisseur telle qu'il soit possible, lorsque l'usure l'aura diminuée sensiblement, d'y rapporter une fourrure assemblée avec des rivets fraisés ou des vis. Elle porte à la partie inférieure un retour égal à l'aile supérieure de la pièce de butée. Il n'y a pas contact entre les deux pièces ; elles sont séparées par un intervalle de 0,005 ; mais on a interposé entre elles deux boudins de caoutchouc logés dans deux rainures venues de fonte dans les surfaces en regard ; les boudins ne remplissent pas les rainures, de telle sorte qu'ils n'opposent pas d'obstacle au recul de la pièce de butée. La face du chasse-roues que nous venons de décrire est la seule apparente ; elle se termine à la partie supérieure par un quart de rond, et son arête inférieure est à 42 millimètres au-dessus de la face horizontale. Celle-ci vient se fixer au moyen de boulons sur la face supérieure du platelage du trottoir ; elle est, de plus, butée sur le platelage au moyen d'un talon qui présente des portées au droit des nervures principales de la pièce. Le chasse-roues est ainsi solidement maintenu dans le sens transversal ; pour prévenir son soulèvement dans le sens vertical, un boulon vertical relie sa face supérieure au-dessous du platelage de la chaussée à travers la cuvette en fonte ; la pièce se trouve ainsi serrée sur les boudins de caoutchouc.

Les boulons d'attache du chasse-roues ne doivent pas rester apparents ; leurs têtes sont recoupées à un niveau tel qu'on peut placer au dessus, affleurant la surface des bordures du trottoir, une dalle en céramo-cristal sur

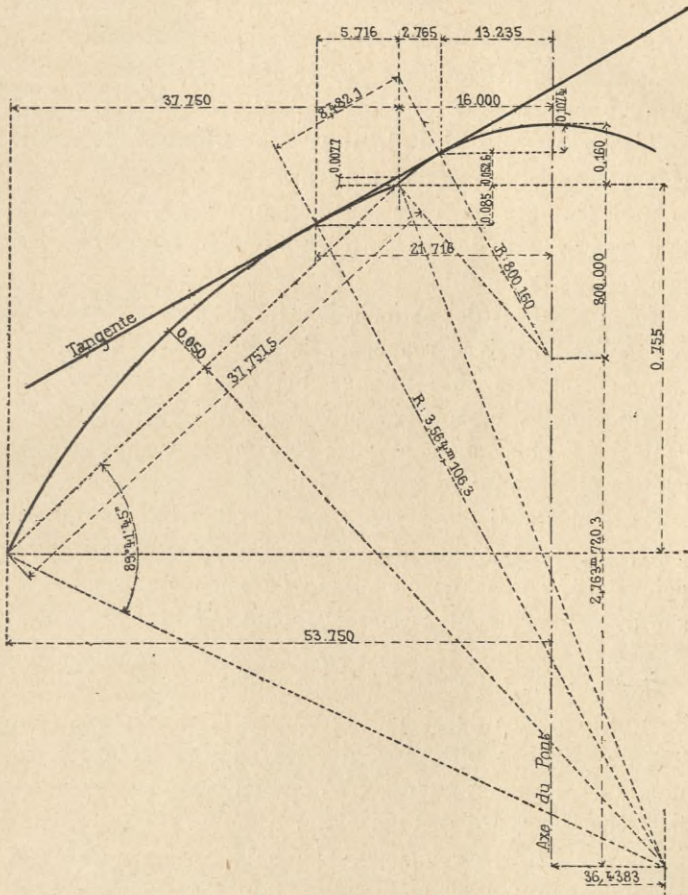
laquelle le pied des passants n'est pas exposé à glisser.

La bordure est organisée de telle façon qu'elle puisse être démontée sans qu'il soit nécessaire de s'échafauder sous le pont. A cet effet l'écrou du boulon de serrage se trouve à la partie supérieure. Le boulon est retenu en place par une goupille, lorsque l'écrou est desserré ; mais la dalle de revêtement devra être descellée et probablement sacrifiée à chaque opération.

Dispositions spéciales à la ferme de rive. — L'ossature en acier laminé, devant être entièrement dissimulée par la fonte décorative, a été étudiée spécialement à cet effet. Les montants ont une section plus faible et non symétrique ; ils n'occupent pas toute la surface de la semelle supérieure de l'arc, et leurs sabots ne débordent pas sur la face vue de l'arc. Le longeron de rive sert de support à la corniche et au garde-corps ; il porte à cet effet des consoles et une cornière en saillie du côté extérieur ; en outre, comme il est nécessaire, pour la fixation d'un certain nombre d'éléments du garde-corps, de pénétrer à l'intérieur de la corniche à travers l'âme de ce longeron, il a été constitué, partout où la hauteur disponible s'est trouvée suffisante, par une poutre à treillis ; dans la partie centrale où il est à âme pleine des trous circulaires ont été ménagés de place en place.

Le tracé de ce longeron (tracé qui a, d'ailleurs, été suivi pour tous les autres) a été déterminé en tenant compte des illusions d'optique que produit le rapprochement de la ligne d'extrados de l'arc avec celle des moulures de la corniche. Cette illusion, qui est bien connue, est une déviation apparente qui tend à exagérer le rapprochement des lignes qui se présentent sous de faibles angles, aux points où leur distance est le plus faible ; dans ces conditions, une corniche rigoureusement rectiligne offrirait à l'œil l'aspect d'une courbe tournant sa

convexité vers l'axe. Pour combattre cette illusion, on a donné à la partie rectiligne des longerons une contre-flèche de 0,05 et, à cet effet, l'alignement qui a son origine au



Tracé de la tangente commune aux deux arcs.

droit de l'articulation de naissance a été remplacé par un arc de cercle de 3.564 mètres de rayon, raccordé par un petit élément droit à la courbe de 300 mètres de rayon du sommet.

Dispositions générales de la décoration en fonte (Pl. 9).

— La décoration en fonte de la ferme de rive comprend, indépendamment des ornements appliqués sur les âmes des arcs et sur les articulations, divers éléments ; une corniche moulurée, qui est la partie la plus saillante ; au-dessous de la corniche, des tympans et des montants formant une arcade à cintre elliptique ; au-dessus de l'extrados, partout où la hauteur est suffisante, cette arcade est enrichie par des mascarons et des guirlandes.

Au-dessus de la corniche règne un garde-corps à balustres avec main-courante en bronze, agrémentée de candélabres décoratifs.

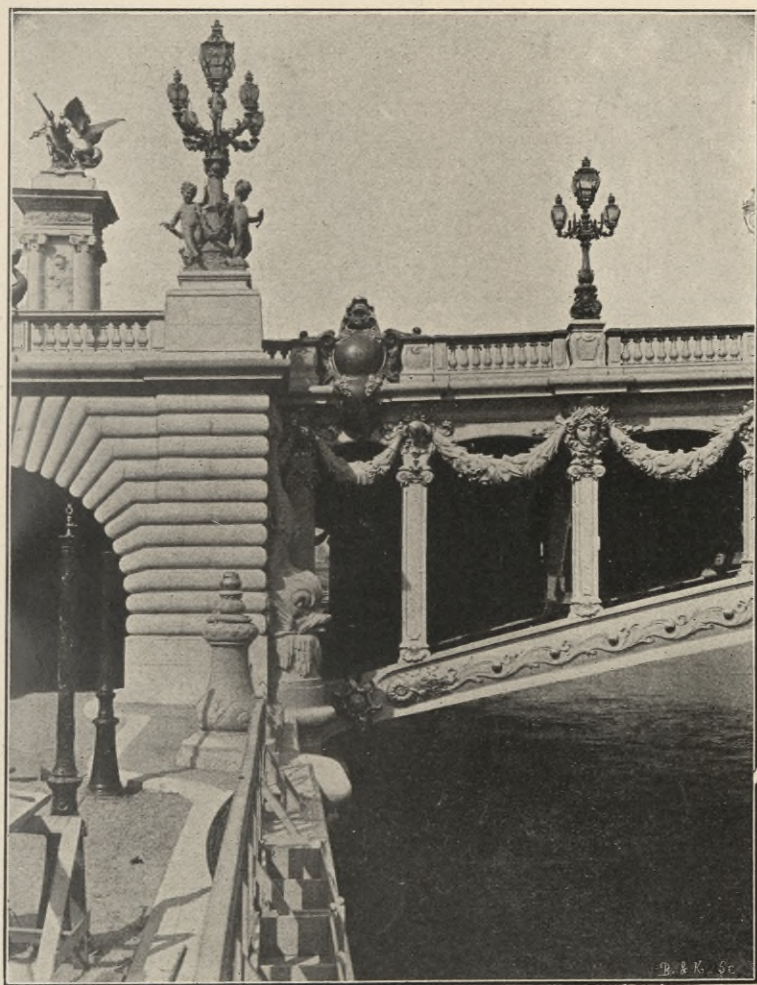
Enfin, au droit des articulations de naissance et de clé, des motifs en cuivre repoussé, dans lesquels s'engage le garde-corps, complètent l'ensemble ; ces motifs consistent en de simples cartouches près des naissances ; le motif central est plus important ; les cartouches y sont accompagnés de grandes figures féminines.

Cette décoration se relie avec celle des abords du pont, et, pour ce motif, nous ne l'étudierons ici qu'au point de vue de la construction, l'examen d'ensemble de son ordonnance étant réservé pour un chapitre spécial.

Corniche. — La corniche est du même profil que celle des maçonneries de la culée ; elle se raccorde avec elle aux naissances ; elle présente des saillies au droit des montants, de deux en deux. A ces saillies correspondent des candélabres et des mascarons.

La corniche se compose d'éléments courants de 2,625 et d'éléments avec saillie de 2,00. Elle comprend, en outre, des éléments spéciaux aux naissances et à la clé sous les motifs de cuivre et des éléments de raccordement courbes aux naissances, ces derniers étant d'ailleurs attachés aux viaducs.

Les éléments courants comportent, indépendamment



DÉCORATION DE LA FERME DE RIVE.

BIBLIOTEKA POLITECHNICZNA
KRAKÓW



PYLÔNE AVAL RIVE GAUCHE VU DU PONT.

des faces de joint, trois nervures intermédiaires. Les tronçons à saillies ne comportent que deux nervures.

Le mode d'assemblage de la corniche diffère très peu de celui qui a été employé au pont Mirabeau. Les nervures des tronçons de corniche correspondent aux consoles des longerons et portent un peu au-dessus du niveau de la face supérieure de ces consoles une oreille ou patin percée de trous de boulons. Les tronçons reposent, par l'intermédiaire de ces patins sur les consoles, et on obtient un réglage précis de leur niveau en interposant de minces cales dans le joint; pour régler la saillie, on opère de même en interposant des cales entre le patin de la corniche et un talon, rivé à cet effet à l'extrémité la plus saillante de chaque console.

Enfin la table inférieure de la corniche prend appui par des nervures spéciales soit sur une cornière rivée à l'âme des longerons, que nous avons signalée plus haut, soit près de la clé sur les cornières inférieures du même longeron.

Les différents tronçons de la corniche sont solidarisés par des boulons fixés dans les faces latérales de chacun d'eux.

Le profil de la corniche ne recouvrant que partiellement les consoles, la pose et le réglage de cette partie de la décoration ne présentent aucune difficulté, les boulons étant très facilement accessibles par le haut.

Tympons. — Les tympons elliptiques sont composés de deux tronçons par intervalle de montants.

Chaque tronçon est fixé, à sa partie supérieure, à la corniche et au longeron, à sa partie inférieure au longeron. Les assemblages sont obtenus au moyen d'équerres de fonte boulonnées ou vissées.

Les joints des tympons entre eux sont faits au moyen de couvre-joints en fer plat vissés sur la face postérieure des tympons.

Les tympans ne sont pas assemblés sur les montants. Le bord supérieur du chapiteau vient simplement s'engager dans une fourche portée par la partie inférieure des tympans.

Les tympans affectent des types spéciaux dans les parties où il n'y a plus de montants; dans ce cas, ils reposent sur la semelle supérieure des arcs, et la question des assemblages se trouve très simplifiée.

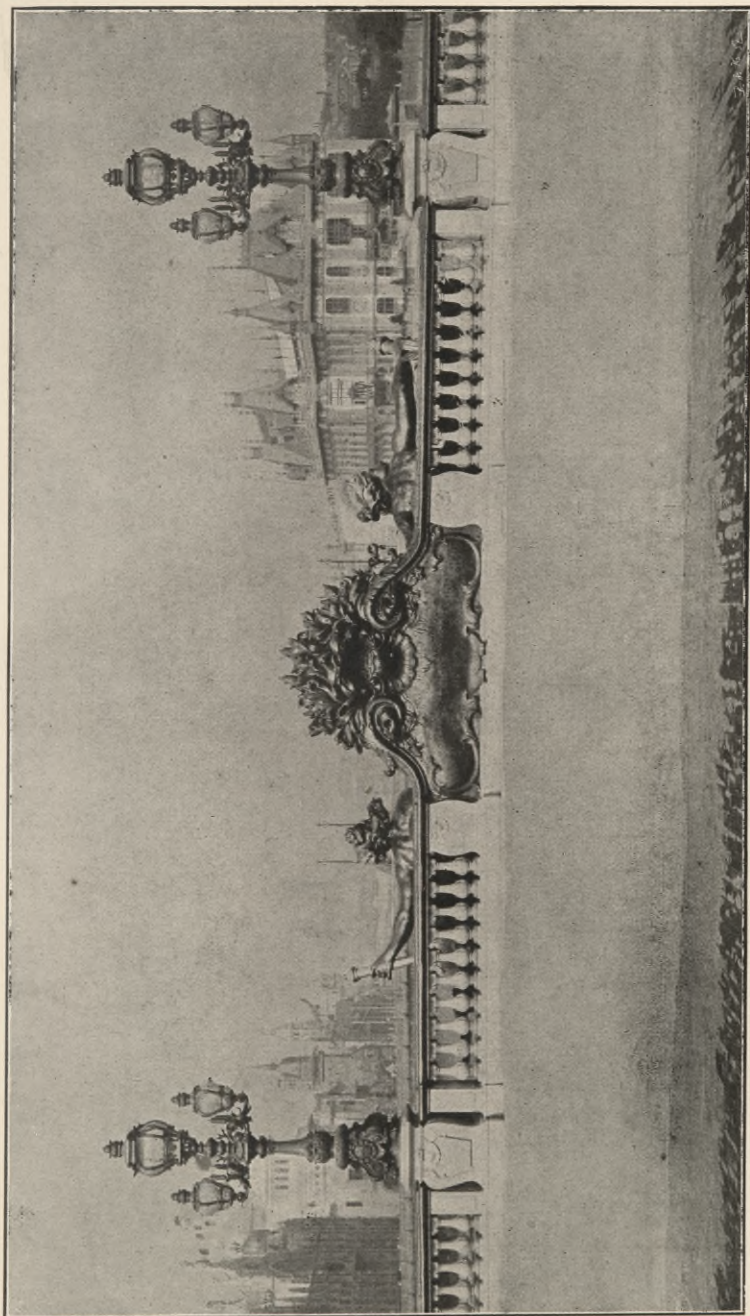
Montants. — Les montants sont portés directement par l'intrados des arcs; ils sont maintenus en place par des équerres les reliant aux ailes des montants en acier laminé.

Garde-corps. — Le garde-corps du pont est à balustres. Les groupes de balustres correspondent aux divisions verticales des montants; ils sont séparés par les socles des candélabres, placés de deux en deux divisions au-dessus des montants.

Chaque groupe de balustres est encadré par deux piédroits, partagé en son milieu par une tablette formant dé du dessus du montant intermédiaire.

Chaque panneau de garde-corps est constitué de la manière suivante : à la base, se trouve un socle boulonné directement sur les consoles des longerons de rive. Ce socle est percé d'ouvertures carrées, dans lesquelles viennent s'emboîter les tenons inférieurs des balustres et des tablettes placés au dessus. Ces balustres et tablettes portent également, à la partie supérieure, des tenons qui s'engagent dans une lisse supérieure en fonte; socles, balustres, tablettes et lisse supérieure sont maintenus par des boulons qui les traversent et viennent se serrer sur de petits chapeaux portant sur les lisses supérieures.

La main-courante en bronze emboîte exactement la lisse



CANDÉLABRES ET CARTOUCHE DE LA CLÉ.

supérieure sur laquelle elle est ajustée et fixée par des vis.

Les candélabres, en raison de leur poids et de la surface qu'ils offrent au vent, sont fixés avec des soins particuliers. Les zorès et la tôle de platelage des trottoirs ont été prolongés au-dessous de leurs socles, et c'est sur le platelage que ces socles sont attachés chacun par quatre boulons.

Le garde-corps comprend encore aux extrémités du côté de la clé et des naissances, des bahuts qui le limitent et le séparent des motifs décoratifs en cuivre martelé.

Motifs en cuivre repoussé. — Ces motifs sont placés au-dessus des articulations ; leur mode d'attache a été étudié, de manière qu'il n'y eût pas liaison rigide entre eux et le tablier ; les mouvements du tablier ne peuvent ainsi déterminer aucune déformation des motifs.

Les motifs de la clé ont été coupés en trois tronçons indépendants. Le tronçon central comprend le grand cartouche et ses accessoires, et chacun des deux autres une figure féminine.

Les figures féminines sont accrochées à des hampes articulées à leur base et pouvant être réglées à l'inclinaison voulue.

Les cartouches sont armaturés et leurs carcasses rigides portent chacune un axe horizontal qui repose sur deux fourches fixées aux longerons du pont, de chaque côté des articulations. Ce mode de suspension, identique à celui qui a été adopté pour les écussons de la clé du pont Mirabeau, résout le problème de l'attache.

Il serait oiseux d'entrer plus avant dans le détail des attaches, dont le principe est seul intéressant à connaître. Nous ajouterons seulement que des portes ont été ménagées dans les socles des candélabres, dans les bahuts, dans le motif de clé, afin de permettre le montage, le dé-

montage des motifs et des candélabres, la visite et l'entretien des armatures et des appareils d'éclairage.

X. — Résultats obtenus.

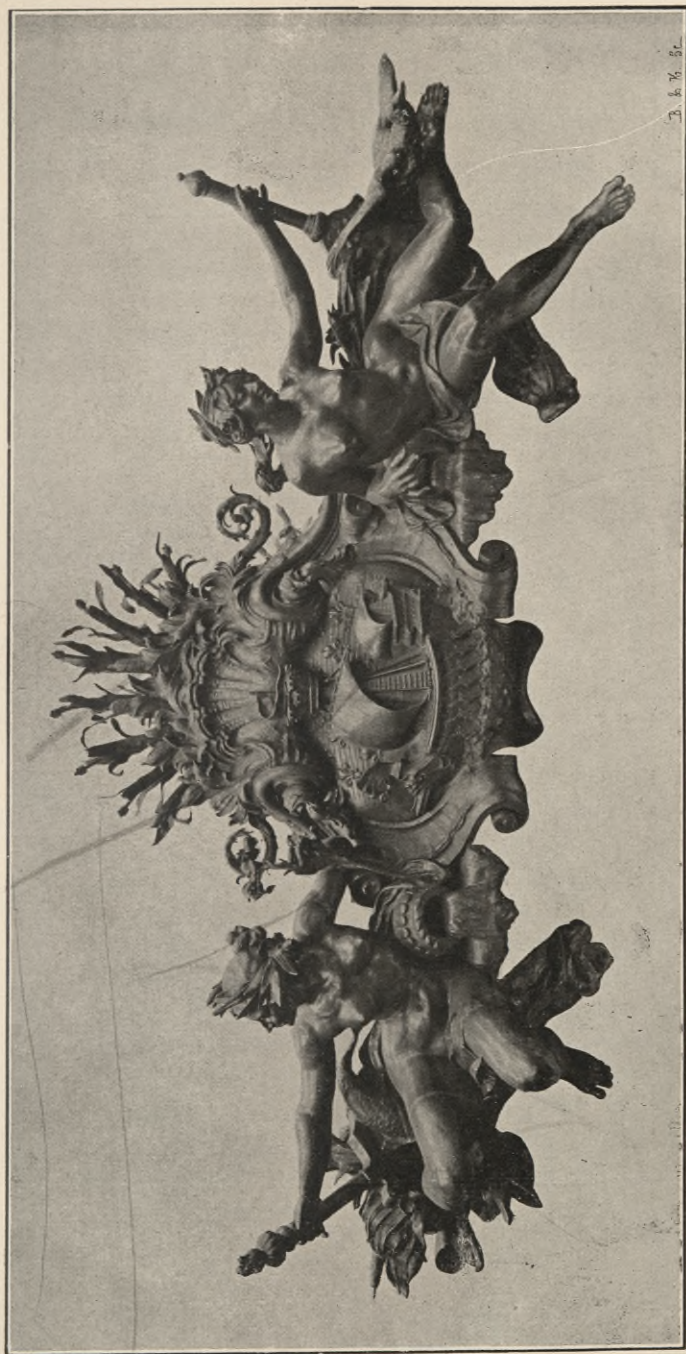
Stabilité de l'ouvrage. — Effets de la température et des charges. — Le pont Alexandre-III a été l'objet d'un certain nombre d'observations, ayant pour but de vérifier la manière dont il se comportait, sous l'effet des variations de la température et des charges.

L'observation des effets de la température a été faite dans les rares périodes où les charges ont pu être considérées comme constantes, au-dessus du pont : les résultats obtenus ont servi, pendant les épreuves par poids mort, à dégager des observations brutes, qui donnent nécessairement l'effet combiné de la température et des charges, la part qui revenait à l'une et à l'autre cause.

Une première série d'observations a été faite, pendant les mois de décembre 1898 et de janvier 1899, sur les premiers groupes d'arcs montés ; ces arcs sont restés, pendant un certain nombre de jours, montés provisoirement, en attendant l'arrivée du métal pour la suite des opérations ; ayant toutes leurs faces découvertes, ils pouvaient être considérés comme étant libres au milieu de l'atmosphère, et comme se mettant rapidement en équilibre de température avec elle.

Le résultat de ces observations concorde assez remarquablement avec celui qui était annoncé par le calcul, ainsi qu'on peut le remarquer sur le graphique ci-après.

Les observations faites en dernier lieu, depuis le 20 décembre notamment, avec un thermomètre de meilleure construction, sont bien groupées, à l'exception de

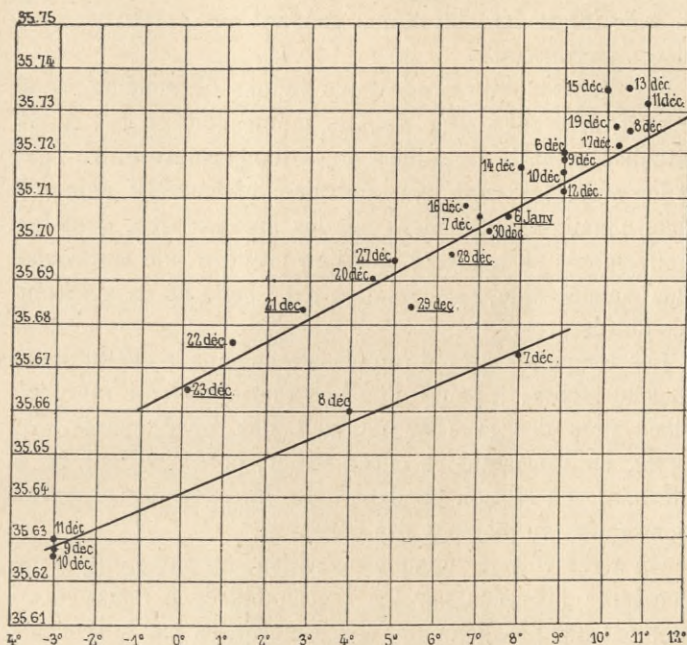


MOTIF DE LA CLÉ DU PONT (AVAL).

T. 6. 76. 52.

BIBLIOTEKA POLITECHNICZNA
KRAKÓW

celle qui correspond à une journée de vent violent du sud-ouest.



Lorsque le tablier a été mis en place, les arcs n'ont plus pu être considérés comme absolument baignés par l'air et en équilibre de température avec lui.

La connaissance exacte de leur température est devenue un problème délicat. Les arcs, après la pose du tablier, se sont trouvés soumis à l'influence thermique de l'eau, de même qu'à celle du tablier. Ces influences sont variables d'un arc à l'autre selon sa position à l'amont et à l'aval, pour les différentes parties d'un même arc selon leur proximité plus ou moins grande de l'eau ou du tablier. Elles sont également variables selon l'état d'agitation plus ou moins grande de l'atmosphère, selon la direction

du vent. L'influence du tablier est allée en s'accroissant au fur et à mesure que la quantité des matières mauvaises conductrices de la chaleur, telles que l'asphalte et le pavé de bois (et le lest lui-même pendant les épreuves), est allée s'accroissant.

Les diverses causes que nous venons d'énumérer, sauf le vent, agissent toutes dans le même sens en retardant l'établissement de l'équilibre de la température entre l'air et les arcs. Le vent, au contraire, et le soleil agissent d'une manière particulière sur les arcs de rive, dont les mouvements se trouvent dès lors prendre une amplitude plus considérable, sans relation avec celle du mouvement des autres arcs.

Les températures ont été observées sous la clé du pont, sous le tablier, à l'aide d'un bon thermomètre à mercure placé près des arcs au moment des nivellements. En outre, un thermomètre enregistreur, posé sur l'arc N, a été laissé en station pendant toute la durée des observations faites au moment des épreuves.

On a relevé pour chaque opération, en outre des températures accusées par les thermomètres à mercure au moment des nivellements, celles marquées par le thermomètre enregistreur au même moment et en moyenne pendant vingt-quatre heures avant l'opération. On a relevé également la direction et l'intensité du vent et les températures à Paris accusées par les bulletins météorologiques, ainsi que l'état de l'atmosphère.

C'est avec tous ces éléments qu'on a pu se faire une idée de l'exactitude de l'observation de température correspondant à une opération de nivellement et faire un choix.

En choisissant parmi les observations celles des journées où les variations de température ont été peu importantes et en prenant une température comprise entre celle observée au moment du nivellement et la moyenne des

vingt-quatre heures précédentes, on a évidemment beaucoup de chance de ne commettre qu'une faible erreur.

On a pu ainsi, avant les épreuves, en considérant les journées des 7, 8, 9, 10 et 11 décembre 1899, établir, à côté du premier, un second graphique dont l'examen fait voir que l'amplitude du mouvement à la clé n'est plus conforme depuis l'achèvement du tablier aux prévisions théoriques. Elle est notablement inférieure, elle est d'environ 0,004 par degré de température centigrade.

L'étude de quelques observations faites dans le courant de l'année 1899, lorsque l'ouvrage s'est trouvé à divers états d'avancement, a permis de constater que l'effet de la dilatation ne s'est pas écarté des chiffres théoriques, tant que l'ossature métallique a été à découvert. C'est donc l'influence de la couche d'asphalte et du pavage en bois qui a réduit l'amplitude des mouvements dus aux variations de température, et leur action n'est pas uniquement imputable à une simple modification des conditions thermiques, car les observations qui ont servi à établir le second graphique ont été choisies de manière que cette cause fût éliminée.

Un phénomène analogue a été observé au pont Mira-beau : l'écart entre la déformation théorique sous l'effet de la température diffère, pour cet ouvrage, de plus de 1 millimètre par degré de celle qui résulte des observations.

La couverture du tablier en pavés de bois et béton d'asphalte doit être considérée, en raison même de la nature des matériaux qui le constituent, comme un corps légèrement plastique. Ayant pris à basse température ou sous l'influence des charges une forme déterminée, il doit tendre à s'y maintenir et résiste dans une certaine mesure à la réaction de l'arc, lorsque les charges ou la température éprouvent des variations.

Les observations concernant l'effet des charges sur le pont sont de deux sortes. Les unes ont été faites au

moment des épreuves réglementaires par poids mort, les seules qui aient pu être réalisées jusqu'à ce jour, l'état des remblais sur la rive droite aux abords du pont ne permettant pas de procéder aux épreuves par poids roulant.

Les autres ont été faites au fur et à mesure de l'avancement des travaux pour vérifier comment l'ossature se comportait sous l'augmentation progressive du poids mort.

Ces dernières observations ont porté uniquement sur les mouvements des articulations de clé. Pendant les épreuves on s'est préoccupé également du mouvement des reins ; aussi les résultats sont-ils plus intéressants et plus complets.

Pour l'une et l'autre série d'observations, on a employé le même mode d'opérer, lequel consistait à niveler un certain nombre de repères fixés invariablement à l'ossature.

Pour simplifier les opérations de nivellement à la clé, l'altitude relative des différentes articulations de la clé était relevée au moyen d'un tube de niveau d'eau muni d'une fiole graduée au droit de chaque articulation et accessible au moyen d'une passerelle volante sous la clé des arcs.

Un simple coup de niveau donné sur un repère placé au niveau de la surface du tablier et la lecture des fioles permettaient d'avoir en quelques instants, sans aucun dérangement du chantier, un nivellement complet de la clé des divers arcs.

Les épreuves par poids mort réglementaires correspondent à trois combinaisons des surcharges.

PREMIER CAS. — *La moitié du pont est couverte de lest, à raison de 400 kilogrammes par mètre carré.*

Comme les trottoirs du pont n'étaient pas terminés, la surcharge des trottoirs a été augmentée de 150 kilogrammes par mètre carré. Il en est résulté que l'épreuve a été plus rigoureuse que le règlement ne le prévoyait,

car le lest de 150 kilogrammes n'ayant pas été placé sur l'autre moitié du pont, la dissymétrie des charges et les moments de flexion qui en résultent ont été sensiblement plus grands qu'ils n'auraient été, l'ouvrage achevé.

SECOND CAS. — *Le pont est entièrement chargé.*

TROISIÈME CAS. — *La partie médiane du pont est seule chargée.*

Dans cette dernière épreuve, qui est, au point de vue de la déformation, la plus rigoureuse, le lest supplémentaire de 150 kilogrammes sur les trottoirs a été enlevé pour ne pas fatiguer inutilement l'ouvrage.

Nous avons résumé dans le tableau suivant les résultats des trois épreuves, en plaçant en regard des déformations observées (après corrections dues à la température) celles qui résultent des calculs développés dans la *Note annexe n° X* (*). Le tableau comprend également

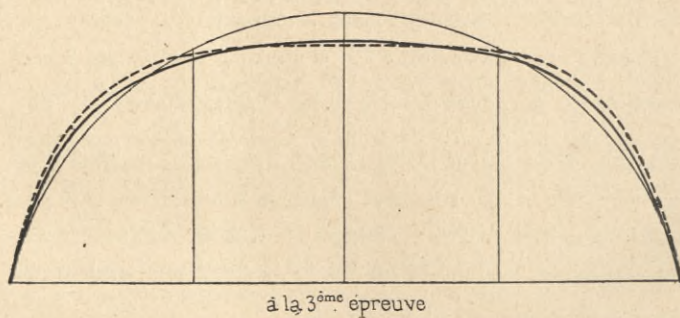
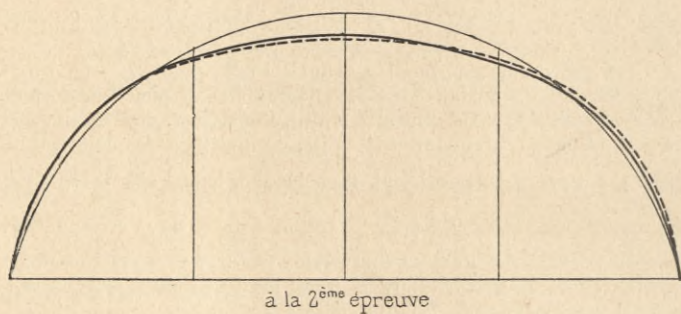
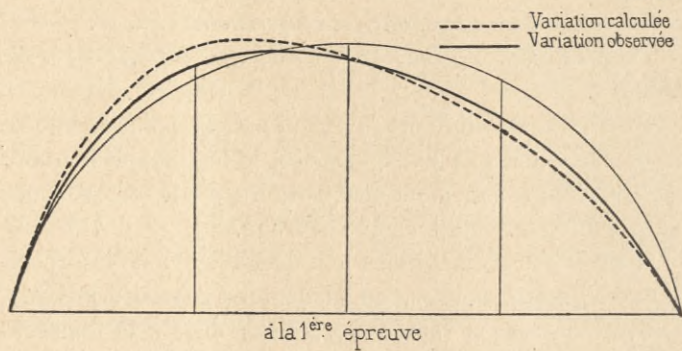
(*) Les calculs de déformation ayant été faits pour un arc portant la surcharge réglementaire de 400 kilogrammes et pour une surface correspondant à tout un intervalle d'arcs, il convient, pour l'ensemble du pont et pour l'ensemble des trottoirs, de multiplier les chiffres calculés par un premier coefficient de réduction, lequel est de $\frac{14}{15}$ pour l'ensemble du pont et de $\frac{7}{8}$ pour les trottoirs. La charge correspondant à 14 intervalles d'arcs est en effet portée par 15 arcs dans l'ensemble du pont; dans chaque trottoir, en outre, les 4 premiers arcs ne supportent que la charge de 3,5 intervalles d'arcs.

Il convient d'ailleurs, pour les deux premières épreuves, de multiplier les chiffres théoriques relatifs à l'ensemble du pont par un coefficient de majoration égal à $\frac{4,75}{4}$ et ceux des trottoirs par le coefficient de $\frac{5,5}{4}$, pour tenir compte du lest supplémentaire de 150 kilogrammes par mètre carré de trottoir. Ainsi les chiffres concernant l'ensemble du pont sont les déformations théoriques multipliées par $\frac{4,75}{4} \times \frac{14}{15}$, soit 1,11 pour les deux premières épreuves, et par $\frac{14}{15}$ pour la troisième, et les chiffres concernant les trottoirs sont les déformations théoriques multipliées par $\frac{7}{8} \times \frac{5,5}{4}$, soit 1,2 pour les deux premières épreuves, et par $\frac{7}{8}$ pour la dernière.

la déformation permanente observée après l'enlèvement des charges.

R.G.

R.D.



Déformations du pont comparées avec les déformations calculées.

	DÉFORMATION A LA 1 ^{re} ÉPREUVE		DÉFORMATION A LA 2 ^e ÉPREUVE		DÉFORMATION A LA 3 ^e ÉPREUVE		DÉFORMATION permanente	
	Théo- rique	Observée	Théo- rique	Observée	Théo- rique	Observée		
Reins RD	{ Trottoirs.	139	87,5	37	37	8,3	27,5	7
	{ Chaussée.	116	91,7	30,5	43	9,5	31	7
	{ Ensemble.	129	89,5	34	40	9	29	7
Reins RG	{ Trottoirs.	— 104	— 37	37	35	8,3	39,5	2
	{ Chaussée.	— 86	— 43	30,5	32	9,5	37	— 1
	{ Ensemble.	— 95	— 40	34	33,5	9	38	0,5
Clé.....	{ Trottoirs.	41	45,3	82	66,5	104	88	24
	{ Chaussée.	34	40,5	68	67	119	109	32
	{ Ensemble.	38	43	76	66,6	111	98	27,5

Les résultats concernant l'ensemble ont été pour chaque épreuve transcrits sur un graphique qui les met mieux en relief.

Quelle que soit l'épreuve que l'on envisage et la valeur absolue des abaissements ou des relèvements constatés, on remarque que, dans chaque demi-arc du pont, l'axe longitudinal s'est moins écarté de sa courbure initiale que la théorie ne le faisait prévoir. Ce phénomène s'explique tout naturellement par la rigidité du tablier qui, résistant concurremment avec l'arc aux efforts de flexion, en diminuait l'effet et atténuait, par suite, la déformation de l'arc dans une mesure appréciable. C'est là un phénomène très connu qui s'observe sur tous les ponts dont le tablier possède une rigidité propre, lorsque l'on n'a pas tenu compte de cette circonstance dans le calcul de l'ossature. L'examen des chiffres fait ressortir d'ailleurs que les arcs sous trottoirs, dont les longerons ont une plus grande hauteur, ont moins fléchi que les arcs sous chaussée.

La déformation permanente qui a été observée à la fin des épreuves et qui a dû se produire progressivement après chacune d'elles entache d'ailleurs les résultats observés de ces épreuves d'une erreur dont la correction

est impossible à réaliser avec exactitude ; la seule conclusion à en tirer est que, si cette correction était possible, si on pouvait dégager l'effet des surcharges temporaires, les déformations correspondantes auraient une amplitude notablement plus faible que les calculs ne l'indiquent.

La déformation permanente s'est manifestée par un abaissement à la clé, de 27^{mm},5 en moyenne, et par un abaissement relativement faible des reins rive droite, tandis qu'aucun abaissement ne se produisait aux reins rive gauche.

Elle peut être attribuée aux deux causes suivantes : la contraction des joints et la plasticité du pavage en bois et de l'asphalte.

Le rôle de la plasticité de l'asphalte et du pavage de bois a été signalé plus haut au sujet des déformations dues aux variations thermiques : il est mis en évidence bien nettement par les différences très sensibles de la déformation permanente à la clé sur les arcs sous chaussée et sur les arcs sous trottoirs, les premiers ayant accusé une déformation permanente notablement plus importante que les seconds. Il est également accusé par la forme générale de l'arc déformé qui rappelle la figure d'équilibre au moment du dernier essai, par l'inégalité des affaissements des reins qui rappelle la figure d'équilibre au moment de la première épreuve et qui a été également observée à la deuxième.

La contraction des joints a été observée directement au moment des opérations de décintrement : lors du montage des voussoirs, les joints ont été enduits d'huile avant la juxtaposition et le serrage à bloc des boulons ; or, malgré ce serrage une certaine quantité d'huile était demeurée dans les joints et au décintrement des suintements se manifestaient à chacun d'eux. Les surfaces de contact des joints ont été en effet simplement aplanies au rabot et quelquefois légèrement adoucies à la lime ; il sub-

sistait encore au montage des saillies presque imperceptibles, dont la pression mutuelle des voussoirs a déterminé la pénétration.

Ce phénomène de rapprochement des voussoirs, commencé au décintrement, a dû se poursuivre au fur et à mesure que la pression s'élevait, comme elle l'a fait pendant les épreuves, de 5 à 10 kilogrammes par millimètre carré.

A un rapprochement de 1/10 de millimètre par joint correspond un abaissement de 13 millimètres à la clé et 6^{mm},5 aux reins.

On ne peut d'ailleurs pas songer à préciser, dans la déformation permanente, quelle est la part de chacune des causes que nous venons d'indiquer.

Les observations antérieures aux épreuves sont trop peu nombreuses et trop espacées pour qu'on puisse les discuter en détail.

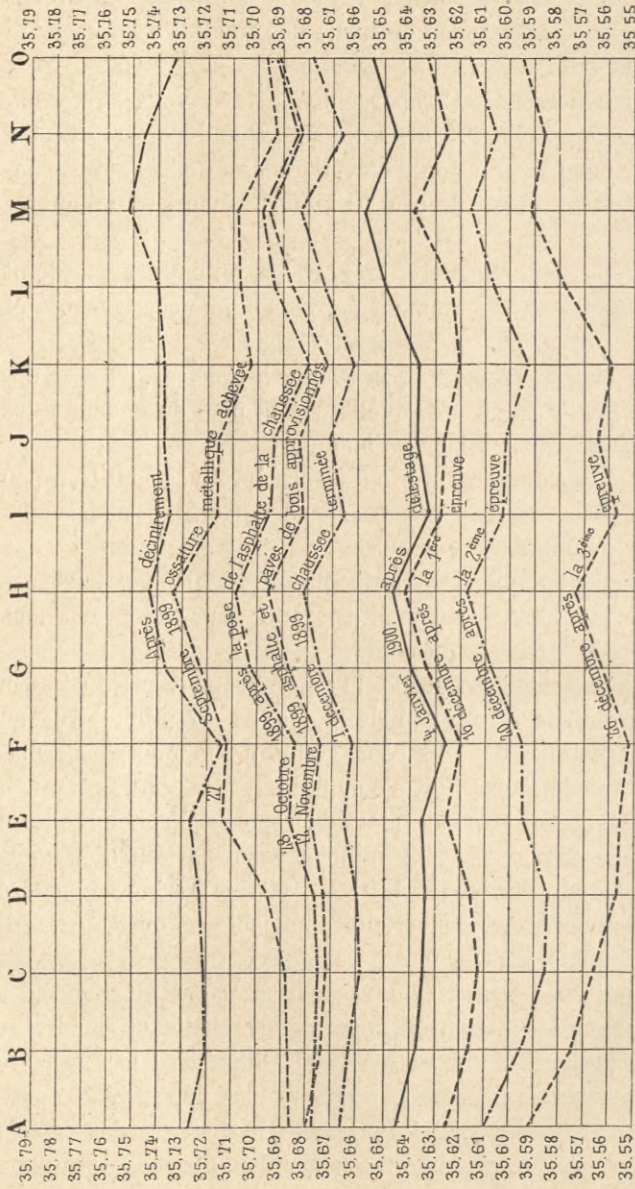
Dans le graphique ci-après ont été réunies les observations les plus intéressantes faites sur les variations d'altitude de la clé du pont.

L'abaissement total de la clé du pont prise pour la moyenne des arcs a été de moins de 57 millimètres au décintrement, de 188 sous l'effet de la charge permanente et de la surcharge complète.

En comparant ce dernier abaissement à celui que le calcul avait donné, 202 millimètres en partant d'un coefficient d'élasticité égal à 16×109 , on arrive à conclure que le coefficient d'élasticité applicable à l'ouvrage aurait été de $17,2 \times 109$.

Pour tenir compte du raccourcissement élastique des maçonneries, le Conseil général des Ponts et Chaussées avait prescrit de porter à 260 millimètres la cambrure de construction, laquelle ne devait pas dépasser 202 millimètres, en supposant invariable la distance des culées.

Il n'a pas été possible d'évaluer par une mesure directe



Variation des altitudes des articulations de clé.

ce raccourcissement, qui existe certainement, mais dont l'effet se trouve confondu avec celui du raccourcissement du métal. On s'est assuré seulement par des nivellements que le niveau des articulations de naissance n'avait pas varié au cours des épreuves et par l'observation de témoins que les culées n'avaient pas éprouvé de mouvements appréciables.

Dépenses. — Les dépenses du pont Alexandre III peuvent s'évaluer approximativement dès aujourd'hui à un chiffre total de 6.585.824 fr. 19, dont 5.491.344 fr. 19 ressortissant aux services techniques, et 1.094.480 francs au service d'architecture. Pour la commodité de l'exécution, le service technique a fait exécuter toutes les maçonneries jusqu'au niveau de la corniche du pont et toutes les parties décoratives qui font corps avec le tablier métallique. Les dessins et modèles nécessaires lui ont été remis à cet effet par le service d'architecture.

Les chiffres globaux ci-dessus se décomposent de la manière suivante en chiffres ronds (tous les décomptes n'étant pas encore arrêtés) :

1° Massifs de fondation des culées.....	4.513.000 ^f ,00	
2° Maçonnerie en élévation, y compris fondations extérieures au massif des culées.....	764.500 ,00	
3° Parties métalliques : Pont proprement dit et viaduc d'accès : Acier moulé. 1.366.112 ^f ,11	} 2.228.812 ,45	
Acier laminé..... 856.761 ,20		
Fonte..... 5.939 ,12		
Couverture du passage des voies publiques :		
Acier moulé..... 6 776 ^f ,06	} 179.895 ,58	
Acier laminé..... 173.119 ,52		
4° Superstructures, dallages, pavages, etc.....	263.000 ,00	
5° Dépenses en régie, frais de surveillance, tra- vaux imprévus.....	200.000 ,00	
6° Décoration : Partie exécutée par le service technique : Fontes..... 105.879 ^f ,18	} 342.136 ,18	
Bronze..... 110.281 ,00		
Cuivre martelé..... 70.000 ,00		
Fer forgé..... 12.600 ,00		
Sculpture sur granit..... 18.000 ,00		
Dorures..... 25.376 ,00		
Partie exécutée par le service d'architecture :		
Maçonnerie des pylones..... 280.000 ,00	} 1.094.480 ,00	
Balustrades, socles, dallages, stèles en granit..... 142.000 ,00		
Modèles et sculptures d'orne- mentation..... 279.356 ,00		
Statuaire..... 224.000 ,00		
Bronzes..... 169.124 ,00		
Total.....		6.585.824 ^f ,19

Quantité de matériaux employés. — La quantité de maté-
riaux qui entrent dans la constitution de l'ouvrage, en
laissant de côté les parties purement sculpturales, sont
les suivantes :

Cube général des maçonneries des fondations..	27.000 m ³
Cube des maçonneries en élévation.....	10.500
Cube général des maçonneries des pylones.....	1.500
Total.....	39.000 m ³

Sur ce total, on compte environ 1.500 mètres cubes de maçonnerie en pierre de taille granitique.

L'exécution de ces maçonneries a absorbé 7.000 tonnes de ciment sortant des usines de la Société anonyme des ciments français.

Poids d'acier moulé :

Dans la construction du pont et des viaducs d'accès (arcs)....	2.347.271 ^k ,66	} 2.358.914 ^k ,38
Dans la construction des couvertures des passages des voies publiques.....	11.642 ,72	

Poids d'acier laminé :

Dans le pont et les viaducs d'accès.....	1.766.517 ,93	} 2.823.465 ,38
Dans la couverture du passage des voies publiques.....	356.947 ,45	
Dans les caissons de fondation..	700.000 ,00	

Poids des fontes :

Pour l'ensemble de l'ouvrage.....	270.000 ,00
dont 247.200 pour la décoration des fermes de rive.	

Poids du bronze :

Pour l'ensemble de la main courante et des candélabres du pont.....	30.000 ,00
Poids total du métal entrant dans l'ossature métallique du pont Alexandre III et les couvertures des passages des voies publiques.....	5.482.379 ^k ,76

Pour mémoire, il convient de rappeler le pont roulant dont le tonnage en acier s'est élevé, tout compris, à environ 400 tonnes.

Les sculptures en bronze aux abords du pont ont absorbé environ 50 tonnes de bronze.

Durée des travaux. — La durée des travaux du pont Alexandre III peut être évaluée à trois années, du 15 avril 1897 à l'ouverture de l'Exposition. La première année a été consacrée aux travaux des fondations et des

principaux massifs des maçonneries en élévation. L'installation du pont roulant de montage et les maçonneries en élévation ont été poursuivies concurremment pendant l'année 1898 ; cette période a duré environ sept mois et demi, jusqu'au milieu de novembre de cette année.

Le montage des arcs, commencé en novembre 1898, a été terminé le 9 juin 1899. Cette période a duré sept mois. Une période de six mois a été nécessaire pour terminer les tabliers métalliques et les travaux de superstructure du pont, dont les épreuves ont été exécutées dans le mois de décembre de cette année. Les trois mois et demi, qui séparent la fin des épreuves de l'ouverture de l'Exposition, ont été consacrés à la mise en place des parties décoratives et à l'achèvement des travaux de superstructure.

1 ^{re} période : fondations des massifs de culée..	12 mois
2 ^e période : maçonneries en élévation, pont roulant de montage.....	7 ^m ,5
3 ^e période : montage des arcs.....	7 mois
4 ^e période : achèvement des tabliers et travaux de superstructure.....	6 mois
5 ^e période : achèvement de la superstructure et pose de la décoration.....	3 ^m ,5
	36 mois

Ce tableau résume les travaux exécutés sur place ; mais les opérations faites sur place ne donnent qu'une idée incomplète de l'opération totale, car le métal est arrivé au chantier complètement usiné.

Le travail dans les usines se décompose de la manière suivante, pour les différentes parties des ouvrages métalliques :

Caissons métalliques : d'avril à juillet 1897.....	3 mois
Arcs en acier moulé : de mars 1898 à mai 1899.....	14 ^m ,5
Tablier métallique : de mai 1898 à novembre 1899..	18 mois
Décoration en fonte : d'octobre 1899 à avril 1900..	6 mois

Avant de quitter le sujet du pont Alexandre III, il reste à faire connaître le sens général de la décoration et les principaux collaborateurs appartenant soit au personnel administratif, soit à celui de l'industrie et des arts, qui ont apporté le concours de leurs efforts à cette œuvre.

Les figures allégoriques qui surmontent les pylones symbolisent, du côté des Champs-Élysées, *Vox pacis* et, du côté des Invalides, *Vox gloriæ*. Les attributs placés auprès des lions et génies, ainsi que sur les faces des pylones, se rattachent au même ordre d'idée.

Les quatre grandes statues assises des pylones représentent la France aux quatre époques principales de son histoire. La France du moyen âge et la France moderne sur la rive droite; la France de la Renaissance et celle de Louis XIV sur la rive gauche.

Les motifs à la clé du pont portent les armes de Russie du côté amont et celles de la Ville de Paris du côté aval.

Les figures qui encadrent ces motifs symbolisent les fleuves et rivières coulant près de Paris ou de Pétersbourg, et les figures qui ornent les balustrades sont des génies de l'eau. Tous les motifs de la décoration du pont sont, d'ailleurs, empruntés à la flore ou à la faune aquatique, formant ainsi un ensemble parfaitement homogène.

Les inscriptions des grands cartouches en marbre, des pylones des Champs-Élysées, rappellent la pose de la première pierre de l'ouvrage et la cérémonie d'inauguration du pont; celles du côté des Invalides rappellent les noms des personnages qui ont été les principaux ouvriers de l'Exposition et ceux des principaux collaborateurs à l'œuvre du pont.

Ces inscriptions n'ont pu embrasser la totalité des noms de ces derniers collaborateurs, qui doivent figurer sur une plaque spéciale placée sur le parement intérieur du mur du pylone amont de rive droite.

INSCRIPTION DU PYLONE AMONT R. D.

LE VII OCTOBRE
MDCCCXCVI
SA MAJESTÉ
NICOLAS II
EMPEREUR DE TOUTES LES RUSSIES
SA MAJESTÉ L'IMPÉRATRICE
ALEXANDRA FEODOROVNA
ET
FÉLIX FAURE
PRÉSIDENT DE LA RÉPUBLIQUE FRANÇAISE
ONT POSÉ A PARIS
LA PREMIÈRE PIERRE DU PONT
ALEXANDRE III
JULES MÉLINE
PRÉSIDENT DU CONSEIL DES MINISTRES
HENRY BOUCHER
MINISTRE DU COMMERCE, DE L'INDUSTRIE
DES POSTES ET DES TÉLÉGRAPHES

INSCRIPTION DU PYLONE AVAL R. D.

LE XIV AVRIL
M. C. M.
EMILE LOUBET
PRÉSIDENT DE LA RÉPUBLIQUE FRANÇAISE
A OUVERT
L'EXPOSITION UNIVERSELLE
ET INAUGURÉ
LE PONT
ALEXANDRE III
WALDECK-ROUSSEAU
PRÉSIDENT DU CONSEIL DES MINISTRES
MILLERAND
MINISTRE DU COMMERCE, DE L'INDUSTRIE
DES POSTES ET DES TÉLÉGRAPHES
PIERRE BAUDIN
MINISTRE DES TRAVAUX PUBLICS

INSCRIPTION DU PYLONE AVAL R. G.

L'EXPOSITION
UNIVERSELLE INTERNATIONALE
DE 1900
A ÉTÉ
ORGANISÉE ET DIRIGÉE
PAR
ALFRED PICARD
COMMISSAIRE GÉNÉRAL
ASSISTÉ DE
DELAUNAY-BELLEVILLE, DERVILLÉ
BOUVARD, GRISON, DEFRANCE
CHARDON, RÉSAL
DIRECTEURS GÉNÉRAUX
DIRECTEURS
ET CHEFS DE SERVICE.

INSCRIPTION DU PYLONE AMONT R. G.

LE PONT
ALEXANDRE III
A ÉTÉ CONSTRUIT DE MDCCCXCVII A MCM
SOUS LA DIRECTION
D'ALFRED PICARD
COMMISSAIRE GÉNÉRAL
DE L'EXPOSITION UNIVERSELLE DE 1900
ASSISTÉ DE
BOUVARD
DIRECTEUR DE L'ARCHITECTURE
PAR
JEAN RÉSAL ET AMÉDÉE ALBY
INGÉNIEURS
CASSIEN BERNARD ET GASTON COUSIN
ARCHITECTES
LETELLIER ET BOUTRINQUIEN, A. HESS
ENTREPRENEURS PRINCIPAUX
SCHNEIDER ET COMPAGNIE (LE CREUSOT) ET FIVES LILLE
CONSTRUCTEURS PRINCIPAUX

**LISTE GÉNÉRALE DES COLLABORATEURS
DU PONT ALEXANDRE III**

PERSONNEL DU SERVICE TECHNIQUE

RÉSAL, Ingénieur en Chef.
ALBY, Ingénieur Ordinaire.
BOUCHER, Conducteur Principal, Chef de Section.
LAVALLEZ, Conducteur, Chef de Section.
GRIMAUD, Conducteur, Chef de Section.
RETRAIKT, Conducteur, Chef de Section.
COURTIN, Conducteur.
MAUNY, Commis.

ENTREPRENEURS CONSTRUCTEURS, MAITRES DE FORGES

LETELLIER et BOUTRINQUIEN, Entrepreneurs des fondations et maçonneries.
SCHNEIDER, Maître de Forges au Creusot.
SCHMIDT, Directeur des ateliers du petit Creusot à Châlon.
ROCHEBOIS, Ingénieur des ateliers de Châlon.
CAMUS, Chef Monteur.
DUVAL, Directeur Général de la C^{ie} de Fives-Lille.
LANTRACQ, Ingénieur en Chef de la C^{ie} de Fives-Lille.
PARENT, Directeur des ateliers de Fives-Lille.
De MONTGOLFIER, Directeur des Forges et Aciéries à Saint-Chamond.
Léon LEVY, Directeur des Forges de Chatillon, Commentry, Montluçon et Neuves-Maisons.
HUGOT, Directeur des forges et aciéries de Firminy.
CHOLAT, Administrateur délégué des forges et aciéries de Saint-Étienne.

PERSONNEL DU SERVICE D'ARCHITECTURE

CASSIEN-BERNARD et Gaston COUSIN, architectes.
BIDARD, Inspecteur.
DEBAT, Inspecteur.
TAILLADE, Vérificateur.

STATUAIRES

FREMIET, Groupe en bronze doré des Champs-Élysées.
STEINER, } Groupes en bronze doré des Invalides.
GRANET, }
LENOIR, France Romane.
COUTAN, France Renaissance.
MARQUESTE, France Louis XIV.
MICHEL, France moderne.
DALOU, Lions et Génies côté Invalides.
GARDET, Lions et Génies, côté Champs-Élysées.
RECIPON, Figures de la clé du pont.
GAUQUIÉ, Rondes d'enfants des candélabres.
MASSOULE, Génie des eaux, côté Invalides.
MORICE, Génie des eaux, côté Champs-Élysées.
PERRIN, Figures décoratives et mascarons.

SCULPTEURS ORNEMANISTES

Abel POULIN.
DARVANT.
LEMESLE.
GLANDZLIN.

ENTREPRENEURS ET FONDEURS

A. HESS, Maçonneries.
BIRON, Pierres d'Échaillon.

BENEZECH, Marbreries.

FAVARON, Charpentés.

FUMIÈRE, } Bronze et Candélabres de l'entrée du pont.
GAVIGNOT, }

HANOTAUX, Bronzes dorés, côté des Invalides.

LANDIER, Cristalleries des Candélabres.

ENTREPRENEURS COMMUNS AUX DEUX SERVICES

POINSAT, Fontes et bronzes dorés côté des Champs-Élysées.

LACARRIÈRE, } Candélabres en bronze du pont.
DELATOUR, }

PERIGNON, / Motifs en cuivre martelé du pont.
VINET, }

MONDUIT, Cartouches en cuivre martelé des naissances.

VIENNE, Dauphins sculptés en granite.

BERNARD, Grilles en fer forgé.

TABLE DES MATIÈRES.

PREMIÈRE PARTIE.

Dispositions d'ensemble et travaux de fondation.

I. — Historique et conditions générales du problème.....	5
II. — Stabilité générale de l'ouvrage. — Nature du sous-sol, fondation.....	17
III. — Détail et exécution des travaux des fondations.....	26
IV. — Maçonneries au-dessus du niveau des massifs de fondation.....	48

DEUXIÈME PARTIE.

Travaux métalliques préparatoires.

V. — Pont roulant de montage.....	56
-----------------------------------	----

TROISIÈME PARTIE.

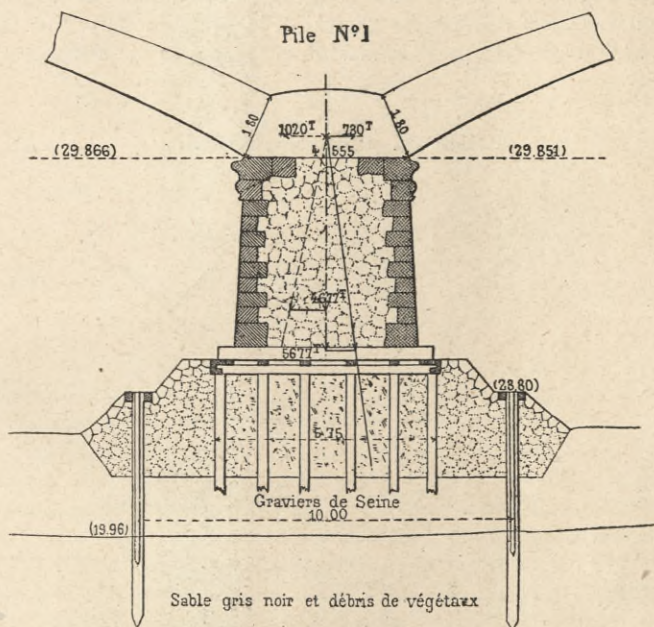
Travaux métalliques.

VI. — Structure et stabilité des arcs métalliques. — Nature du métal et conditions de recette.....	81
VII. — Préparation aux usines des arcs en acier moulé.....	129
VIII. — Mise en place des arcs.....	160
IX. — Structure et mise en place du tablier métallique.....	176
X. — Résultats obtenus.....	202

BIBLIOTEKA POLITECHNICZNA
KRAKÓW

NOTE ANNEXE N° I.

Pile n° 1 du pont des Invalides.



Charge sur les fondations, 4.677 tonnes.

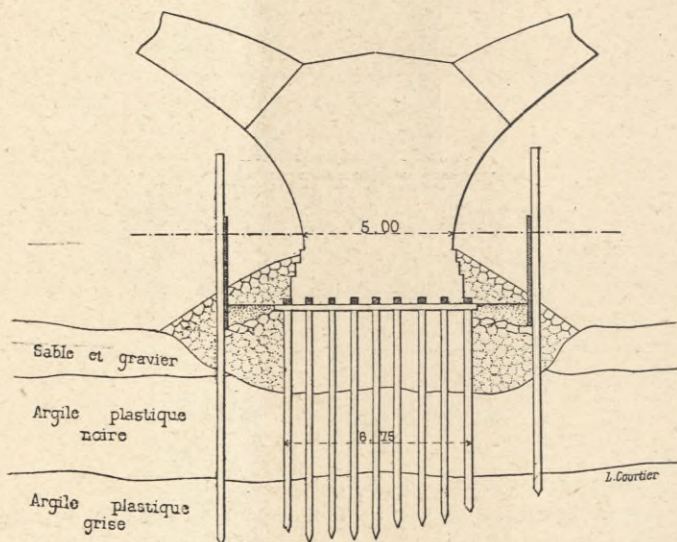
Les flèches dans les arches n° 1 et n° 2 de l'ancien ouvrage ayant 1 mètre de différence, il en résultait, sous l'effet de la charge permanente, une poussée du côté du large d'au moins 1.020 tonnes.

L'effet de cette poussée était de réduire la base d'appui utile sur le plancher à 4 mètres de largeur ; en supposant que la longueur utile fût, avant-bec compris, de 22 mètres, on obtient comme surface d'appui 22×4 , soit 88 mètres carrés, ce qui donne par centimètre carré une pression moyenne de $\frac{4.677.000}{880.000}$,

soit $5^{kg},3$; la pression sur l'arête de renversement était le double de cette pression moyenne.

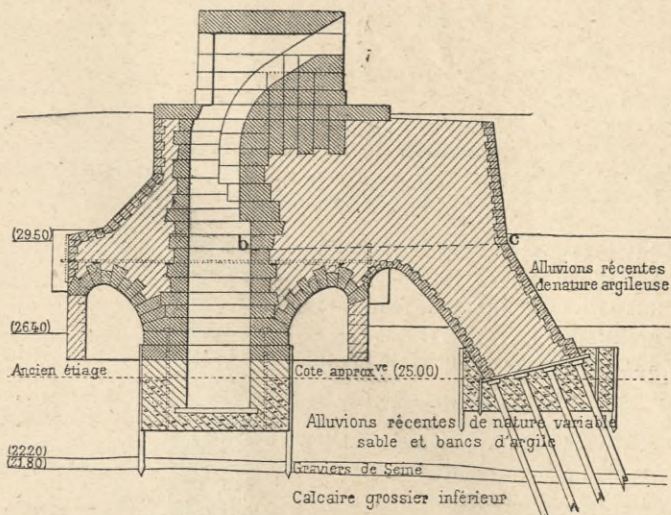
Aujourd'hui, par suite de l'augmentation de la flèche de l'arche de rive, la différence n'est plus que de $0^m,77$, et la poussée vers le large n'atteint guère que 730 tonnes ; d'autre part, le cube des maçonneries de la pile a été augmenté de plus de 700 mètres cubes, et le poids correspondant de près de 1.000 tonnes ; la base d'appui comprend toute la surface de la fondation élargie, soit 2.200.000 centimètres carrés, et la pression moyenne est voisine de $2^{kg},6$, la pression maximum approchant de $3^{kg},23$.

Pile du pont de l'Alma.



La surface de sous-sol intéressée au pont de l'Alma peut être considérée comme ayant sous chacune des piles 27 mètres de long sur 12 mètres de largeur. En supposant une charge verticale de 7.000 tonnes, la pression moyenne ressort à 2,4. Il est difficile, étant donnée la nature de la fondation sur enrochements, consolidée par des injections de mortier, de faire une hypothèse sur la transmission des efforts.

Culée du pont suspendu de l'Esplanade.



La charge permanente du pont était évaluée à 3.896 kilogrammes par mètre courant de pont, et la charge totale à 5.593 ; le rapport de ces deux charges était de 0,696.

Sous la charge totale la pression sur les pylones d'appui, d'après Navier, devait s'élever à 1.148 tonnes ; la pression due à la charge permanente seule aurait été de $1.148 \times 0,696$, soit 800 tonnes en chiffres ronds par culée, soit 400 tonnes pour chaque massif. En ajoutant à cette charge le poids des maçonneries évalué à 510 tonnes, on arrive à une charge de 26 tonnes pour chacun des 35 pieux et à 3 kilogrammes par centimètre carré de terrain.

La pression exercée sur chaque arc-boutant devait être de $1.042 \text{ tonnes} \times 0,696$, soit de 720 tonnes, auxquelles il convient d'ajouter 120 tonnes pour le poids propre de ces arcs-boutants.

D'après les dessins, chaque arc-boutant s'appuyait sur un massif butté au moyen de 16 pieux battus avec une inclinaison de 40 0/0 sur la verticale. La charge de ces pieux dépasse 50 tonnes ; la pression moyenne rapportée à la surface du sol dépasse $4^{\text{kg}},66$.

Le trait *bc* du dessin ci-dessus représente la ligne de rupture du massif d'ancrage.

NOTE ANNEXE N° II.

Stabilité de la culée RG.

Base des calculs.

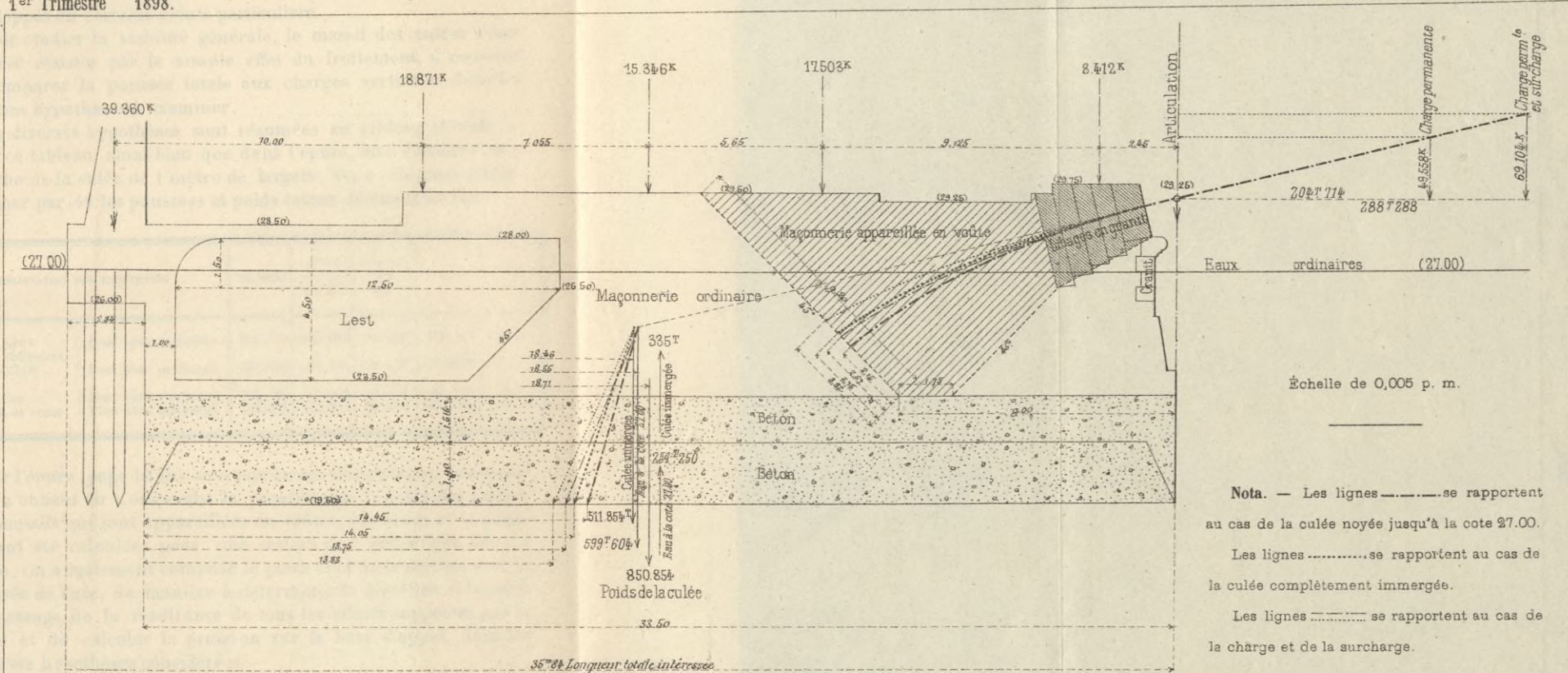
Poids de la maçonnerie de moellon.....	2.400 kilog.
Poids du béton.....	2.300
Poids de la maçonnerie de pierre de taille granitique.....	2.600
Poids du lest (gravier et sable mouillés)..	1.900

Efforts transmis par le pont.

Poussée maximum d'un arc	{ charge permanente 621.203 } { surcharge 262.660 }	883.863	Chiffres ramenés à un élément de 1 mètre de largeur
Poussée maximum due à l'ensemble des arcs			
		12.684.684	288 ,288
Poids du tablier du pont.....	2.480.590 kilog.		49 ,553
Poids de la surcharge.....	860.000		19 ,516

Évaluation du poids des massifs de chacune des culées.

Fers du caisson	350 ,00	} 12.419.100	275 ,434
Béton.....	5.117 × 2.300 = 11.769.100		
Maçonnerie ordinaire.	7.223 ^m ,5 × 2.400 = 17.336.400		394 ,080
Maçonnerie de pierre de taille granitique	{ Libages.. 298 ^m ,5 × 2.600 = 776.100 } { Parement 65 × 2.600 = 169.000 }		21 ,480
Lest dans les évidements,		1.398 ^m × 1.900 = 2.656.200	
Arcades et murs supportant le tablier du viaduc	{ 379.940 } { 339.944 } { 379.940 }		24 ,996
Tablier du viaduc.....	{ 450.384 } { 335.280 } { 390.192 }		26 ,724
Mur de fond du passage des tramways	{ Maçonnerie..... 1.467.840 } { Tablier..... 264.000 }		39 ,360
	Total des poids.....		<hr/> <hr/> 850 ^T ,854



Perte de poids dans les eaux ord.	$33.50 \times 7^m,50 \times 1.000 =$	251 ^T ,250
— hautes eaux.	$33.50 \times 10,00 \times 1.000 =$	335,000
Différence ou poids de la culée	{ en eaux ordinaires... { en hautes eaux.....	599,604
		515,854

Avec ces divers éléments il est facile de se rendre compte d'abord de la stabilité générale de l'ouvrage, ensuite des efforts développés en certains points particuliers.

Pour étudier la stabilité générale, le massif des culées étant supposé résister par le simple effet du frottement, il convient de comparer la poussée totale aux charges verticales dans les diverses hypothèses à examiner.

Ces diverses hypothèses sont résumées au tableau suivant. — Dans ce tableau, aussi bien que dans l'épure, on a considéré une tranche de la culée de 1 mètre de largeur. On a été ainsi amené à diviser par 44 les poussées et poids totaux évalués plus haut.

DÉSIGNATION DES HYPOTHÈSES		POUSSÉE	POIDS de la culée	POIDS du pont	TOTAL	$\frac{Q}{P}$
1 ^{er} Cas : En eaux ordinaires, cote 27,00	{ Pont sans surcharge .	204.714	599.604	49.558	649.162	0,32
	{ Pont avec surcharge .	288.288	599.604	69.104	668.708	0.43
2 ^e Cas : En eaux de crues	{ Pont sans surcharge .	204.714	515.854	49.558	565.412	0.36
	{ Pont avec surcharge .	288.288	515.854	69.104	584.958	0.49

Sur l'épure (page 10 bis) on a représenté la courbe des pressions qu'on obtient en composant la poussée avec le poids des parties des massifs qui sont appareillées en voûtes. Les poids et la poussée ont été calculées pour une section de 1 mètre faite dans la culée. On a également composé le poids total de la section avec la poussée de l'arc, de manière à déterminer la direction et le point de passage de la résultante de tous les efforts supportés par la culée et de calculer la pression sur la base d'appui, dans les diverses hypothèses considérées.

DÉSIGNATION DES HYPOTHÈSES	PRESSION sur les faces d'appui des coussinets	PRESSION à l'arrière des libages			PRESSION sur le massif central			PRESSION sur la fondation		
		Moyenne	Maximum	Minimum	Moyenne	Maximum	Minimum	Moyenne	Maximum	Minimum
		1 ^{er} Cas : En eaux ordinaires, cote 27,00	Pont sans surcharge.. 34 ^k ,13	7.89	14.42	1.66	3.83	7.66	0	1.94 <i>1.81</i>
	Pont avec surcharge.. 48 ,56	10.84	16.41	5.27	4.08	8.16	0	2.00 <i>1.87</i>	3.08 <i>2.44</i>	0.93 <i>1.30</i>
2 ^e Cas : En eaux de crue	Pont sans surcharge.. 34 ,13	7.72	12.19	3.25	2.93	5.86	0	1.69 <i>1.58</i>	2.51 <i>1.98</i>	0.87 <i>1.18</i>
	Pont avec surcharge.. 48 ,56	10.70	18.02	3.38	3.52	6.51	0.53	1.75 <i>1.66</i>	2.82 <i>2.29</i>	0.68 <i>1.03</i>

Les chiffres de la dernière colonne ont été calculés d'abord sans tenir compte de la fondation sur pieux du mur de fond du passage des tramways ; les premiers chiffres sont évidemment trop forts ; — les chiffres en italique ont été calculés en comprenant dans la base d'appui la surface intéressée par cette fondation ; ils sont plus près de la réalité.

Il convient, d'ailleurs, de remarquer que, sous son propre poids, la culée exerce une pression verticale qui est d'environ 1^{kg},79 par centimètre carré. L'effet produit par la mise en place du tablier et par la surcharge sera d'augmenter cette pression de 1^{kg},29 au plus par centimètre carré, dans l'hypothèse la plus défavorable au point le plus chargé.

NOTE ANNEXE N° III.

Stabilité du caisson.

Le poids du caisson est d'environ 330 tonnes, soit, pour 1.474 mètres carrés de surface, 224 kilogrammes par mètre.

Le poids total du caisson se décompose de la manière suivante :	Muraille extérieure.....	80
	Poutrellage et tôle du plafond..	148
	Sommiers intermédiaires.....	402

330^T

A ce poids il convient d'ajouter, pour tenir compte de toutes les charges du caisson :

Les hausses avec leurs montants et contre-fiches...	30 tonnes
Les cheminées.....	20
Les sas et les bétonnières.....	30
Le plancher en bois et le matériel (245 + 15).....	260

La charge par mètre carré de plafond comprenant, le poutrelage, la tôle de plafond, les sommiers, les cheminées, les sas et le plancher en bois, s'élève à 560 tonnes, soit à 380 kilogrammes par mètre carré, en chiffres ronds.

La charge par mètre courant de murailles s'élève à $\frac{110^T}{153}$, soit à 720 kilogrammes.

L'ossature du caisson comprend trois éléments qui jouent un rôle distinct :

Les murailles extérieures, le solivage du plafond, les sommiers intermédiaires.

Murailles extérieures. — Les murailles extérieures, au début, servent à relier d'une manière rigide les différents éléments du caisson; elles solidarisent les sommiers et les poutrelles; leur rôle est très important pendant la période où le caisson est en porte-à-faux sur toute sa longueur.

Les murailles extérieures sont encore appelées à porter des charges considérables à la fin du travail, lorsque les maçonneries ont acquis assez de rigidité pour que les appuis intermédiaires ne jouent plus qu'un rôle secondaire. Pendant la descente du caisson, les murailles peuvent être appelées à résister à l'effet du frottement et des pressions latérales que le terrain peut exercer sur les parois du caisson.

Pour ces diverses raisons, elles ont été constituées d'une manière très robuste, et de façon à pouvoir résister à des efforts s'exerçant dans diverses directions.

Dans le sens vertical elles ont présenté une hauteur de 3^m,62 avec deux plates-bandes de renfort.

La section de métal par mètre courant de couteau est de 36.000 millimètres carrés. Au-dessus de la cornière du couteau, la section du métal se réduit à 12.668 millimètres carrés. Mais il faut ajouter à cette surface celle du béton, qui n'est pas inférieure, à 1.000 centimètres carrés.

L'effort vertical qui peut être transmis par la muraille peut atteindre sans inconvénient 200 tonnes par mètre courant, soit plus de 500 kilogrammes par centimètre carré d'appui de couteau.

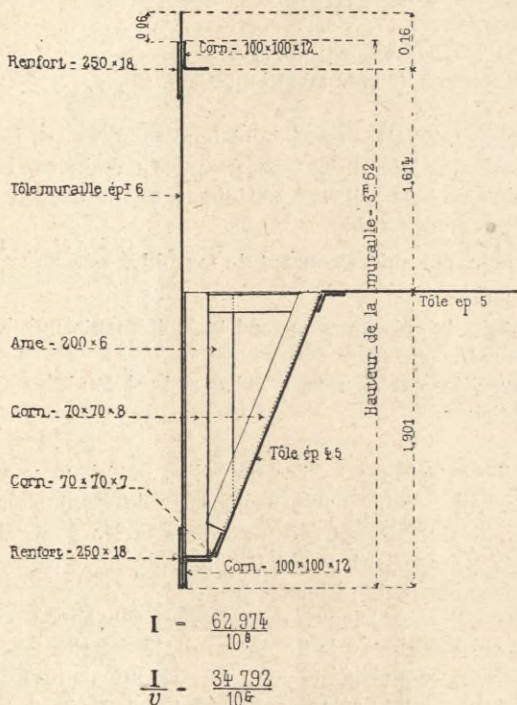


FIG. 1.

Dans le sens transversal, les murailles étaient raidies par des cadres rigides au droit des contre-fiches et des montants et surtout par le béton coulé dans les contre-fiches.

Enfin, grâce aux renforts placés à la partie supérieure, la muraille peut subir sans inconvénient un moment de flexion de 700.000 kilogrammes correspondant à une charge de plus de 2.500 kilogrammes par mètre courant pour une portée de 44 mètres.

Poutrelage. — Le solivage du plafond est constitué uniformé-

ment par des poutres de 4^m,61 de hauteur hors cornières dont la section est représentée par le croquis ci-contre, à laquelle correspondent les valeurs suivantes de I

et $\frac{I}{v}$:

$$I = \frac{3.463}{10^6}, \quad \frac{I}{v} = \frac{4.329}{10^6}.$$

Le solivage du plafond joue un rôle essentiel au moment de la mise en place de la première couche de béton. Lorsque cette couche a fait prise, le solivage et la couche de béton constituent un système nouveau dont les conditions de résistance sont supérieures à celles du plafond.

La charge sur le plafond a passé par un maximum au moment de la fin du lestage, avant l'envoi de l'air comprimé, c'est-à-dire à peu près à la fin de la pose de la première couche de béton.

C'est donc à ce moment qu'il est intéressant d'examiner les conditions de résistance du plafond.

L'épaisseur de la couche de béton étant de 0^m,50, et son poids spécifique, fers compris, étant de 2.300 kilogrammes, la charge par mètre courant de poutre est de :

$$2.300 \times 1,20 \times 0,50, \quad \text{soit } 1.380 \text{ kilogrammes.}$$

En supposant tous les points d'appui de niveau et les extrémités encastées, on trouverait pour valeur du moment de flexion maximum, l étant la largeur d'une chambre intermédiaire,

$$M = \frac{1}{12} l^2 1.380, \quad \text{soit } M = 10.598;$$

le travail du métal correspondant serait 2^{kg},4 par millimètre carré, et la flèche élastique au milieu de la portée serait $\frac{1}{384} l^4 \frac{1.380}{EI}$, soit 0,0005 en prenant pour E la valeur 16×10^9 qui convient à une ossature métallique médiocrement assemblée.

Ce cas n'aurait pu se présenter que temporairement grâce à un réglage minutieux ou accidentellement.

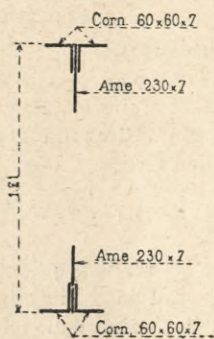


FIG. 2.

En réalité, l'encastrement n'existe pas aux extrémités, et on peut considérer qu'on a eu affaire à une poutre reposant librement sur ses appuis extrêmes et soulagée en plusieurs points intermédiaires.

Pour une poutre de 44 mètres reposant sur ses deux extrémités et portant uniformément une charge de 1.380 kilogrammes par mètre courant, on aurait comme valeur du moment fléchissant au milieu :

$$\frac{1}{8} 44^2 \cdot 1.380, \quad \text{soit} \quad 333.960.$$

Avec les sections qui ont été données aux poutres, le travail du métal serait de 77 kilogrammes par millimètre carré, la flèche de 1^m,21. Il y aurait donc eu rupture sans les points d'appui intermédiaires.

Les réactions exercées par ces points au droit des sommiers ont eu pour effet de réduire dans une proportion considérable les moments et les flèches.

Il n'est pas possible de faire, au sujet de la valeur de ces réactions, des hypothèses exactes, car ces réactions ont varié constamment ; il serait oiseux d'entrer dans des calculs longs et compliqués pour étudier leurs variations ; au surplus, ces calculs seraient dépourvus de tout intérêt pratique.

En effet, la réaction des appuis s'exerçant en sens inverse des charges et en réduisant l'effet, on voit qu'il suffisait de ramener les charges par mètre et les moments de flexion au quart pour rentrer dans des chiffres ne compromettant pas la stabilité du caisson. Or la flèche correspondante aurait été de 0,30 au milieu du caisson. Au point de vue pratique, on était donc assuré que la stabilité du poutrellage n'était pas compromise tant que la flèche n'atteignait pas un chiffre voisin de 0,30.

On a réuni dans le tableau (page 14 bis) les flèches observées sur le caisson aux divers jours de la période correspondant à la fin de la première couche de béton et à l'envoi de l'air comprimé dans le caisson.

On a relevé les flèches sur la paroi côté terre et au milieu. On a également indiqué la flèche prise pendant la dernière partie du travail sur le caisson de rive gauche.

L'examen de ces résultats fait ressortir que l'on est resté bien au-dessous des flèches qui auraient pu donner de l'inquiétude. D'ailleurs, aussitôt que la sous-pression a commencé à agir et qu'il a été possible de surveiller les points d'appui, les flexions

ont diminué dans une forte proportion, et elles n'ont repris des valeurs appréciables qu'à la fin des travaux, alors que les poids de maçonneries étaient considérables.

A ce moment, d'ailleurs, la résistance des maçonneries intervenait.

L'ensemble du béton et des poutrelles constituait un élément dont la résistance était bien supérieure à celle des poutrelles seules.

Ainsi l'élément de 1^m,20 de largeur et de 1^m,61 de hauteur donne :

$$I = \frac{1}{12} 1,20 \cdot 1,61^3 = 0,4173281$$

$$\frac{I}{v} = 0,51842.$$

En supposant que le béton puisse résister à 30 kilogrammes par centimètre carré à la compression, le moment de flexion que l'ensemble pouvait supporter était égal à $300.000 \times 0,51842$, soit à 155.526, sans qu'il y eût, d'ailleurs, danger de rupture, l'effort à la traction étant supporté en partie par la membrure métallique. On a vu plus haut que le moment de flexion, qu'il n'était pas prudent de dépasser sur les poutrelles seules, était environ moitié moindre.

La présence à la partie inférieure des maçonneries des poutrelles en fer et de la tôle du plafond augmentait la résistance à la traction de cette partie des maçonneries; cette circonstance a fixé une des règles pratiques de la conduite du travail. Cette règle a consisté à éviter systématiquement les contreflèches, dont la présence aurait correspondu à un travail de traction prédominant dans la partie supérieure des maçonneries qui étaient, en raison de l'absence de liens métalliques et de la date plus récente de leur construction, les moins aptes à supporter un effort de cette nature.

Sommiers intermédiaires. — Les sommiers intermédiaires ont eu pour rôle de transmettre et de répartir sur le poutrellage les effets de réaction du sol.

Les parties extrêmes étaient à paroi pleine, et l'épaisseur de la tôle était de 7 millimètres; dans la partie centrale, la poutre était à treillis; les montants verticaux formés par quatre cornières étaient espacés de 1^m,20 environ, comme les poutrelles situées au dessus; en outre, à chaque montant correspondaient deux

contre-fiches; l'ensemble des sections horizontales utiles de ces fers donnait 12.865 millimètres carrés par mètre courant de poutre vers l'extrémité, et 9.000 au milieu.

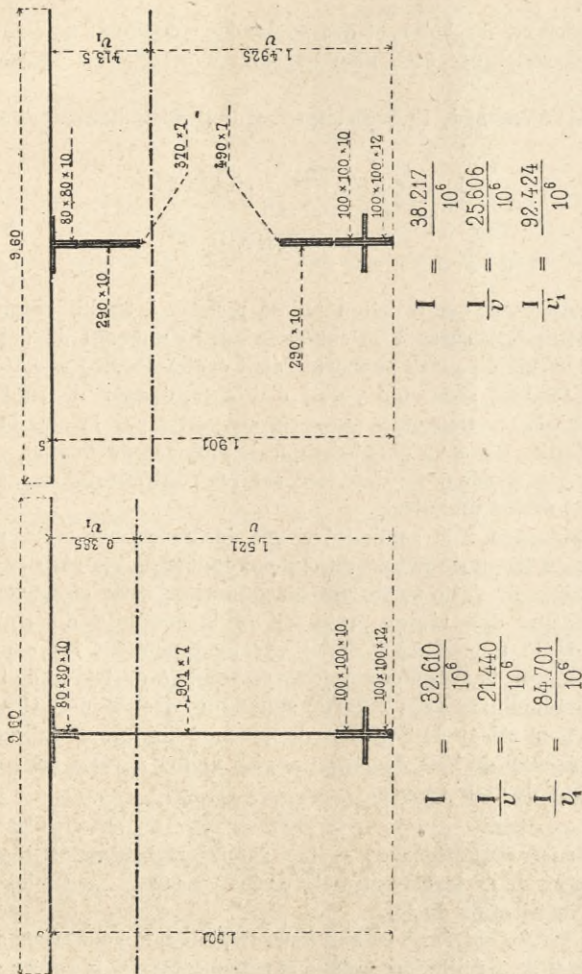


Fig. 3.

D'autre part, la surface d'appui sur le sol était de $0^m,207$ par mètre courant, soit de 2.070 centimètres carrés. La réaction du

sol atteignait 2.070 kilogrammes par mètre courant de sommiers par kilogramme de pression par centimètre carré.

Les sommiers étaient donc en état de transmettre au sol une pression qui aurait pu atteindre sans inconvénient $\frac{20 \times 12.865}{2.070}$ aux extrémités et $\frac{20 \times 9.000}{2.070}$ vers le centre par centimètre carré,

soit 124 kilogrammes vers les extrémités, et 87 vers le centre. Le rocher en place seul peut supporter des pressions de cette importance, aussi était-on assuré de voir les sommiers traverser les sols les plus durs, sans inconvénient pour leur résistance propre, lorsque le caisson était assis régulièrement sur le fond et que la flexion de ces pièces n'entraînait en jeu que faiblement. Dans la plupart des couches légèrement compressibles qui ont été traversées, la semelle inférieure pénétrait sans difficulté, déterminant dans les terrains une compression qui relevait progressivement la réaction du sol, de telle sorte que l'équilibre tendait à s'établir sans que les efforts développés en un point de l'ossature prissent une valeur importante; c'est ce que l'observation des flèches des pièces métalliques permettait de constater.

C'est également au début, pendant la période d'extraction des déblais par voie de dragages, alors que la muraille du caisson du côté rivière était en porte-à-faux, que les sommiers ont eu à supporter les efforts de flexion les plus importants.

On a étudié graphiquement la flexion des sommiers pendant cette période, en considérant la situation des charges respectivement aux dates des 10, 11, 12, 13 janvier 1898, sur le caisson de rive gauche. Les valeurs de $\frac{1}{v}$ et du facteur EI calculé avec le coefficient 18×10^9 pour E sont indiquées sur la figure 3 ci-contre.

L'extrémité du sommier est supposée en porte-à-faux de 3^m,30; le sommier reçoit sur 30 mètres la réaction du sol. Les charges sont représentées par une série de poids isolés figurés sur les épures de la planche 6.

Les poids I appliqués à 0^m,30 de l'extrémité représentent :

1° Le poids de la muraille extérieure évaluée à 720 kilogrammes par mètre courant sur 9 ^m ,60.....	6.900 kg.
2° Le poids du béton des contre-fiches sur 9 ^m ,60..	21.100
Ensemble.....	<u>28.000 kg.</u>

Les poids II appliqués à 0^m,65 de la paroi du côté du porte-à-

faux représentent la charge des fers et planchers qui constituent l'ossature du caisson, à raison de 380 kilogrammes par mètre carré pour 9^m,60 de largeur correspondant à 4^m,30 de longueur de poutre, soit 4.745 kilogrammes.

Les poids III représentent les mêmes charges pour des largeurs de 2 mètres des sommiers, soit 7.300 kilogrammes.

L'ensemble de ces poids forme un total de 177.345 kilogrammes supportés par un sommier avant le commencement de la première couche de béton.

Lorsqu'on bétonne, on pose une couche de 0^m,50 qui représente 1.100 kilogrammes par mètre carré, soit 10.560 kilogrammes par mètre courant de sommiers; chacun des poids IV est égal à 21.120 kilogrammes qui donne, ajouté au poids III, 28.420 kilogrammes.

Pour évaluer la réaction du sol, on a assimilé la surface du sol à celle d'un corps élastique.

On a calculé dans chaque cas le point de passage de la résultante des poids, mesuré sa distance au centre de gravité de la surface réagissante et calculé la réaction du sol en chaque point par la formule

$$R = \frac{F}{\Omega} \pm \frac{M}{\frac{I}{V}}$$

Connaissant ainsi le système des charges et le système des réactions dirigés en sens contraire, il est facile d'établir par des constructions funiculaires la valeur des moments dus à chaque système: c'est ainsi qu'on a procédé.

Des moments de flexion on a déduit les flèches également par des constructions graphiques.

Dans chaque épure on a résumé les résultats des constructions.

PREMIÈRE ÉPURE. — *Cas théorique.* — On a bétonné les contrefiches tout autour du caisson; le sommier porte sur les 30 mètres de longueur.

DEUXIÈME ÉPURE. — Le 14 janvier, on a bétonné du côté terre. L'épure est établie dans deux hypothèses: la première est celle où la réaction s'exerce sur 30 mètres; la seconde, celle où cette réaction s'exerce seulement sur 20 mètres, le couteau du sommier étant dégagé sur 10 mètres au milieu. On se rend compte de l'énorme différence que cette simple précaution devait produire dans la valeur des moments de flexion des sommiers.

TROISIÈME ÉPURE. — Le 12 janvier, on a bétonné de la même

TABLEAU RÉSUMÉ DES FLÈCHES LES PLUS REMARQUABLES
DE LA POUTRELLE MÉDIANE

Dates	Pareil extérieure, côté terre	Points du milieu
13 Janvier 1898		
15 Janvier sans sous-pression		
Même date avec sous-pression		
16 Janvier		
17 Janvier		
28 Février		
1 ^{er} Mars		
3 Mars		
6 Mars		
17 Août 1897		
19 Août		
20 Août		
21 Août		
28 Août		

Rive gauche

Rive droite

1911

Wydawnictwo
KRAKÓW

Wydawnictwo
KRAKÓW

Wydawnictwo
KRAKÓW

Wydawnictwo
KRAKÓW

Wydawnictwo
KRAKÓW

Wydawnictwo
KRAKÓW

Wydawnictwo
KRAKÓW

Wydawnictwo
KRAKÓW

Wydawnictwo
KRAKÓW

Wydawnictwo
KRAKÓW

Wydawnictwo
KRAKÓW

Wydawnictwo
KRAKÓW

BIBLIOTEKA POLITECHNICZNA
KRAKÓW

TABLEAU RÉSUMÉ DES FLÈCHES LES PLUS REMARQUABLES DES SOMMIERS INTERMÉDIAIRES

Longueur entre les points d'observation : 16^m65

Dates	Sommier N°1	Sommier N°2	Sommier N°3	Sommier N°4
6 Août 1897				
15 "				
16 "				
17 "				
19 "				
20 " sans sous pression				
20 " avec sous pression				
21 "				
28 "				
2 Septembre				
18 "				
25 "				
29 "				
1 ^{er} Octobre				
7 "				
14 "				
21 "				
7 Janvier 1898				
11 "				
13 "				
14 "				
15 " sans sous pression				
15 " avec sous pression				
16 "				
20 "				
24 "				
27 "				
23 "				
1 ^{er} Mars 1898				
6 "				
12 "				
15 "				

1^o Rive droite

2^o Rive gauche

BIBLIOTEKA POLITECHNICZNA
KRAKÓW

manière le long de la paroi du côté rivière. On s'est aperçu que les sommiers se relevaient d'une manière exagérée.

QUATRIÈME ÉPURE. — Le 15 janvier, on a bétonné jusqu'à peu près vers le milieu du caisson du côté terre. Les flèches ont diminué d'importance.

En cet état, le caisson étant suffisamment lesté, on a envoyé l'air comprimé dont la pression équilibrait exactement le poids porté par le sommier considéré. L'effet de cette sous-pression aurait dû être de relever très sensiblement le milieu des sommiers.

Dans le tableau (page 19 bis) on a résumé les observations les plus intéressantes de flèches recueillies tant sur la rive droite que sur la rive gauche, pour les sommiers intermédiaires.

Les flèches observées aux dates correspondant aux cas théoriques étudiés sont loin d'avoir atteint les valeurs calculées, et les variations de ces flèches ont suivi en gros, mais de loin les indications résultant de l'examen des épures.

C'est qu'en réalité les bases du calcul sont hypothétiques ; la dimension exacte des porte-à-faux, l'élasticité du sol sont autant de données mal définies sur lesquelles il a fallu mettre des chiffres pour raisonner ; mais ces études ont permis de déterminer une règle pratique qui a servi de guide dans la conduite du travail et qui a consisté à maintenir les flèches des sommiers dans des limites ne dépassant pas sensiblement 40 millimètres.

NOTE ANNEXE N° IV.

Stabilité du pont roulant.

(Note extraite des calculs fournis par les ateliers de Châlon.)

Dans les calculs du pont roulant on a admis les bases suivantes, le métal employé étant l'acier.

Sous l'action des poids, le maximum du travail peut atteindre 12 kilogrammes par millimètre carré de section brute pour les éléments du pont, et 8^{kg},5 pour les rivets et boulons.

La pression du vent soufflant horizontalement est supposée de 120 kilogrammes par millimètre carré.

Sous l'action du vent seule, ou combinée avec l'action des

poids, le travail des éléments du pont peut atteindre 13 kilogrammes par millimètre carré de section brute.

Le travail des pièces comprimées de grande longueur qui tendent à flamber a été calculé par la formule de M. Résal :

$$R = \frac{F}{\Omega} \left(1 + \frac{Nl^2}{s^2\pi^2Er^2} \right).$$

N, limite d'élasticité, = 20×10^6 .

E, module d'élasticité, = 20×10^9 .

$\pi^2 = 9,87$.

Le deuxième terme entre parenthèses, qui est appelé K, devient donc :

$$K = \frac{20 \times 10^6}{s^2 \times 9,87 \times 20 \times 10^9} \times \frac{l^2}{r^2} = \frac{1}{9.870s^2} \times \frac{l^2}{r^2}.$$

En nombre rond, on a pris :

$$K = \frac{1}{10.000s^2} \times \frac{l^2}{r^2}.$$

Pour 2 extrémités articulées, $s^2 = 1$ $K = \frac{1}{10.000} \times \frac{l^2}{r^2}.$

Pour 4 extrémité encastree, $s^2 = 2$ $K = \frac{1}{20.000} \times \frac{l^2}{r^2}.$

Pour 2 extrémités encastrees, $s^2 = 4$ $K = \frac{1}{40.000} \times \frac{l^2}{r^2}.$

Poutres principales (Voir pl. 9). — Les poutres principales supportent :

1° Le poids du pont roulant proprement dit, de 120 mètres de longueur ;

2° Le plancher suspendu, sur une longueur de 53 mètres (partie centrale) ;

3° Les voussoirs d'arc reposant sur le plancher suspendu.

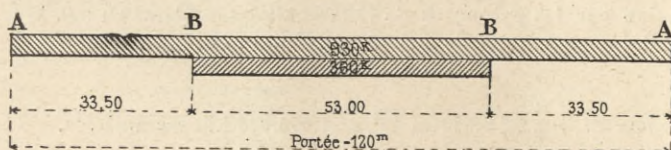
	POIDS PAR MÈTRE COURANT	
	de pont	de poutre
Pont roulant proprement dit.....	1860 ^k	930 ^k
Plancher suspendu {	métaux..... 320	
	bois..... 320	720
	accessoires..... 80	360
Arcs {	2700	1350
{ poids moyen..... 1290 × 2 = 2580		
{ accessoires..... 60 × 2 = 120		

Les poutres ont été calculées dans les deux hypothèses suivantes :

1° Le pont roulant libre : les poutres ne reposent que sur les chevalets des rives ; la portée est de 120 mètres ;

2° Le pont roulant en service : les poutres reposent sur les chevalets des rives ; elles sont soulagées au droit des pylônes, c'est-à-dire que les appuis sur pylônes sont en contre-bas des appuis sur chevalets. Le plancher suspendu est chargé de voussoirs.

Première hypothèse. — Pont roulant libre. — Portée, 120 mètres. Efforts tranchants sur appuis A.



$$\text{Pont: } \frac{1}{2} \times 120 \times 930 = 53.800 \text{ kilogrammes}$$

$$\text{Plancher: } \frac{1}{2} \times 53 \times 360 = 9.540$$

$$\text{TOTAL..... } \underline{\underline{63.340}} \text{ kilogrammes}$$

Moments de flexion au milieu de la portée :

$$\text{Pont: } 53.800 \times \frac{120}{4} = 1.674.000 \text{ kilogrammètres}$$

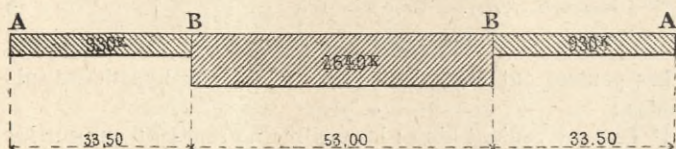
$$\text{Plancher: } 9.540 \times \left(\frac{120}{2} - \frac{53}{4} \right) = 443.993$$

$$\text{TOTAL..... } \underline{\underline{2.119.993}} \text{ kilogrammètres}$$

Moments de flexion à l'aplomb des pylônes B :

$$2.119.995 - \frac{1}{8} (930 + 360) \times 53^2 = 1.667.044 \text{ kilogrammètres}$$

Deuxième hypothèse. — Pont roulant en service.



On s'est imposé les deux conditions suivantes :

1° Faire supporter aux pylônes B la moindre charge possible ;

2° Obtenir que le moment de flexion au milieu du pont soit environ les $\frac{4}{5}$ du moment lorsque le pont roulant est libre.

Ces conditions sont remplies en se donnant un moment de flexion sur les pylônes B de 750.000 kilogrammètres en nombre rond. Le moment de flexion au milieu du pont devient alors :

$$750.000 + \frac{1}{8} \times 2.640 \times 53^2 = 1.676.970 \text{ kilogrammètres.}$$

Poids par mètre courant de poutre dans les travées de 33^m,50 = 930 kilogrammes.

Poids par mètre courant de poutre dans la travée milieu, 2.640 kilogrammes.

Effort tranchant à droite du premier appui A :

$$\frac{1}{2} \times 930 \times 33,5 + \frac{750.000}{33,5} = 15.578 + 22.388 = 37.966^{\text{kg.}}$$

Effort tranchant à gauche du deuxième appui B :

$$15.578 - 22.388 = - 6.810 \text{ kilogr.}$$

Effort tranchant à droite du deuxième appui B :

$$\frac{1}{2} \times 2.640 \times 53 = 69.960 \text{ kilogr.}$$

Réaction totale sur un pylône B :

$$69.960 - 6.810 = 63.150 \text{ kilogr.}$$

Résistance aux moments de flexion. — Les poutres ont la section représentée par la figure ci-contre.

Le nombre de plates-bandes d'une nervure varie de 4 à 5 ; l'épaisseur de chaque plate-bande est de 8 millimètres.

Bien que la hauteur de l'âme inférieure soit de 350 millimètres pour mieux résister aux moments de flexion locaux pendant le lancement, les moments d'inertie des poutres ont été calculés en comptant les âmes supérieures et inférieures à une même hauteur de 450 millimètres.

Moment d'inertie sans plate-bande :

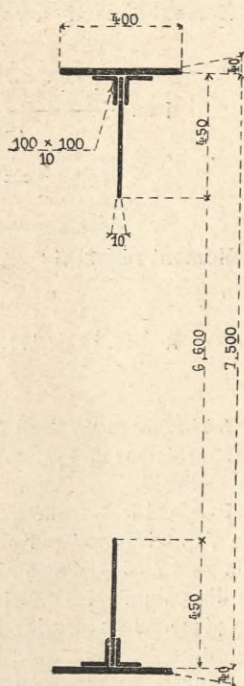
$$I = \frac{0,21 \times \overline{7,5^3} - (0,18 \times \overline{7,48^3} + 0,02 \times \overline{7,3^3} + 0,01 \times \overline{6,3^3})}{12}$$

$$I = 0,217236,$$

$$\frac{I}{n} = \frac{0,217236}{3,75} = 0,057930.$$

Moment résistant pour un travail de 12 kilogrammes par millimètre carré :

$$R \frac{I}{n} = 12 \times 57.930 = 695.160 \text{ kilogrammètres.}$$



Moment d'inertie avec 40 millimètres de plates-bandes :

$$I = \frac{0,4 \times (7,58^3 - 7,5^3)}{12} + 0,217236 = 0,672053,$$

$$\frac{I}{n} = \frac{0,672053}{3,79} = 0,177323.$$

Moment résistant :

$$R \frac{I}{n} = 12 \times 177,323 = 2.127,876 \text{ kilogrammètres.}$$

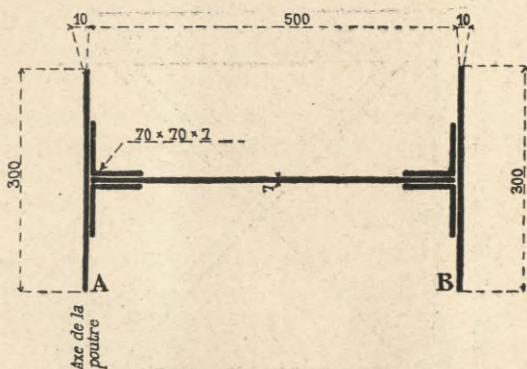
Résistance aux efforts tranchants. — Les efforts tranchants sont supportés par un système de quatre barres inclinées à 44° 34' sur la verticale.

Pendant le lancement, quatre barres résistent aussi à la réaction de l'appui formé par un groupe de galets. Par conséquent, le diagramme des efforts résistants de quatre barres doit envelopper le diagramme des efforts tranchants des poutres du pont roulant en place ou en service et celui des réactions pendant le lancement.

Pour le flambage on a supposé les barres encastées à leurs attaches et articulées à leurs croisements.

COMPOSITION DES BARRES	DEUX	DEUX	DEUX	DEUX
	CORNIÈRES	CORNIÈRES	CORNIÈRES	CORNIÈRES
	90-90-9	80-80-9	80-80-8	75-75-8
Section en millimètres carrés..... $\Omega =$	3078	2718	2432	2272
$l^2 =$ carré de 2,2 ou de la longueur entre extrémités.....	4,84	4,84	4,84	4,84
$r =$ rayon de gyration..... $\frac{1}{r^2} =$	1303	1667	1650	1887
Coefficient de flambage. $K = \frac{1}{20000} \times \frac{l^2}{r^2} =$	0,315	0,403	0,399	0,457
Travail direct maximum. $R_1 = \frac{12}{1+K} =$	9,13	8,55	8,58	8,24
Effort maximum d'une barre.. $F = \Omega R_1$	28102	23240	20866	18721
Cosinus de l'angle 44°34'.....	0,7125	0,7125	0,7125	0,7125
Effort tranchant que peuvent supporter un système de 4 barres... $4F \times \cos \alpha =$	80090	66234	59468	53355

Montants des extrémités des poutres. — La section de ces montants est représentée par la figure ci-dessous.



$\Omega = :$

Ame $500 \times 7 =$	3.500	millimètres
4 Cornières 70-70-7	3.724	—
2 plates-bandes $300 \times 10 =$	6.000	—
	<u>13.224</u>	millimètres

En service normal, les poutres sont appuyées en A, c'est-à-dire suivant leur axe; mais on admet qu'il soit nécessaire de soutenir les poutres en B, après le lancement par exemple, pendant le décalage.

Le montant doit supporter la réaction totale lorsque le pont a 120 mètres de portée. Cette réaction est égale à 65.340 kilogrammes.

Travail direct des montants par millimètre carré :

$$R = \frac{65.340}{13.224} = 4^{\text{kg}}, 94.$$

Contreventement horizontal situé au milieu de la hauteur des poutres du pont roulant. — Ce contreventement a été calculé pour supporter toute l'action du vent, dont la pression a été prise égale à 120 kilogrammes par mètre carré.

Les surfaces qui reçoivent la pression du vent sont :

- 1° La poutre au vent;
- 2° La poutre sous vent;

3° Le plancher suspendu ;

4° Le plancher suspendu supportant les voussoirs.

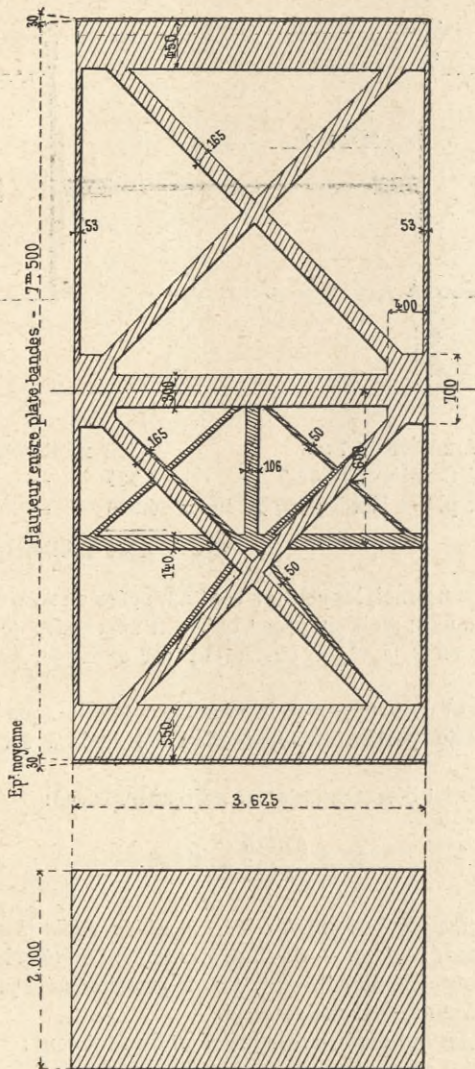


FIG. 1.

La surface de la poutre au vent a été déterminée par la projection sur un plan vertical des contours extérieurs de la poutre et des chemins de roulement.

Cette surface, qui résulte de la *fig. 1*, représente celle d'un panneau moyen ; elle est égale à $9^{\text{m}^2},52$.

Surface nette d'un panneau de $3^{\text{m}},625$:

Ame et plates-bandes supérieures.	$3,625 \times (0,45 + 0,03) = 1,7400$
Ame et plates-bandes inférieures.	$3,625 \times (0,55 + 0,03) = 2,1025$
Montants	$2 \times 0,053 \times 5,80 = 0,6148$
Goussets milieu	$2 \times 0,4 \times 0,7 = 0,5600$
Barre horizontale milieu.....	$2,825 \times 0,3 = 0,8475$
Treillis de la poutre, partie supérieure.....	$2 \times 0,165 \times 4,16 = 1,3728$
Treillis de la poutre, partie inférieure.....	$2 \times 0,165 \times 4,02 = 1,3266$
Montant milieu du chemin de roulement.....	$0,106 \times 4,315 = 0,4593$
Rail	$3,06 \times 0,14 = 0,4284$
Treillis du chemin de roulement :	
<i>Première partie</i>	$2 \times 0,05 \times (1,02 + 1,85) = 0,2870$
<i>Deuxième partie</i>	$2 \times 0,05 \times 1,00 = 0,1000$
TOTAL.....	<u>9,5191</u>

Surface du panneau supposé plein :

$$7,56 \times 3,625 = 27^{\text{m}^2},40.$$

Surface des vides :

$$27,40 - 9,52 = 17^{\text{m}^2},88.$$

Rapport des vides aux pleins :

$$\frac{17,88}{27,40} = 0,65.$$

Pression par mètre courant de poutre au vent :

$$\frac{9,52 \times 120^{\text{kg}}}{3,625} = 315 \text{ kilogrammes.}$$

Pression par mètre courant de poutre sous le vent :

$$\frac{9,52 \times 120 \times 0,65}{3,625} = 205 \text{ kilogrammes.}$$

Pression totale par mètre courant sur les deux poutres :

$$315^{\text{kg}} + 205^{\text{kg}} = 520 \text{ kilogrammes.}$$

Le plancher suspendu présente une bande de 0^m,375 de hauteur; mais, pour tenir compte des accessoires, on admet que cette hauteur est de 0^m,50.

Pression du vent par mètre courant de plancher libre :

$$120 \times 0,50 = 60 \text{ kilogrammes.}$$

Le plancher et les arcs offrent une bande totale supposée à 2 mètres de hauteur.

Pression du vent sur cette bande, par mètre courant :

$$120 \times 2 = 240 \text{ kilogrammes.}$$

Pour le calcul du contreventement on a fait les deux hypothèses suivantes :

a) Le pont roulant a sa seule travée de 120 mètres de portée ; le plancher n'est pas chargé.

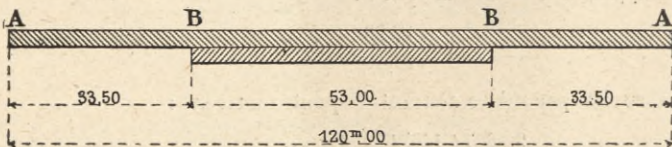
Vent par mètre courant de poutres.....	520 kilogrammes
— — — — — de plancher:...	60 —

b) Le pont roulant, pendant le montage des arcs, repose sur ses chevalets de rive et sur les pylônes en rivière.

Vent par mètre courant de poutres.....	520 kilogrammes
— — — — — plancher et arcs..	240 —

Total dans la région du plancher..... 760 kilogrammes

Moments de flexion et efforts tranchants dans la poutre horizontale formant le contreventement. — a) Portée = 120 mètres.



Efforts tranchants en A :

$$\text{Vent sur pont : } \frac{1}{2} \times 120 \times 520 = 31.200 \text{ kilogrammes}$$

$$\text{Vent sur plancher : } \frac{1}{2} \times 53 \times 60 = 1.590 \text{ —}$$

$$\text{TOTAL... } \underline{32.790}$$

Moments de flexion au milieu de la portée :

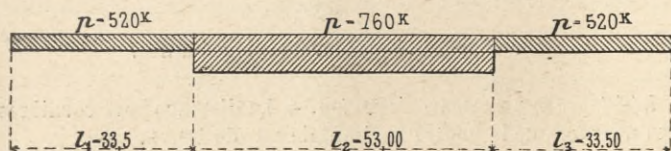
$$\begin{aligned} \text{Vent sur pont :} & \quad 31.200^{\text{kg}} \times \frac{120}{4} = 936.000 \text{ kgm.} \\ \text{Vent sur plancher :} & \quad 1.590^{\text{kg}} \times \left(\frac{120}{2} - \frac{53}{4} \right) = 74.330 \text{ —} \\ \text{TOTAL.....} & \quad = \underline{1.010.330 \text{ kgm.}} \end{aligned}$$

Moment de flexion à l'aplomb des pylônes, en B :

$$1.010.330 - \frac{1}{8} \times (520 + 60) \times 53^2 = 806.678 \text{ kilogrammètres.}$$

b) Pendant le montage des arcs :

Le pont roulant de 120 mètres se trouve divisé en trois travées.



Pression par mètre courant dans les travées l_1 et l_3 .

Vent sur pont : 520 kilogrammes.

Pression par mètre courant dans la travée l_2 :

Vent sur pont, plancher et arcs : 760 kilogrammes.

On admet qu'en plan horizontal les quatre points d'appui du contreventement restent sur une ligne droite, c'est-à-dire que la poutre horizontale est assimilable à une poutre reposant sur quatre appuis de niveau.

Par raison de symétrie, les moments de flexion au droit des pylônes sont égaux ; ils ont pour valeur, en appliquant la formule des trois moments :

$$\begin{aligned} -m &= \frac{p_1 l_1^3 + p_2 l_2^3}{8 l_1 + 12 l_2}, \\ -m &= \frac{520 \times 33,5^3 + 760 \times 53^3}{8 \times 33,5 + 12 \times 53} = 146.788 \text{ kilogrammètres.} \end{aligned}$$

Efforts tranchants. — Première travée, à droite du premier appui :

$$\frac{520 \times 33,5}{2} - \frac{146.788}{33,5} = 8.710 - 4.382 = 4.328 \text{ kilogrammes ;}$$

à gauche du deuxième appui :

$$\frac{520 \times 33,5}{2} \times \frac{146.788}{33,5} = 8.710 + 4.382 = 13.092 \text{ kilogrammes.}$$

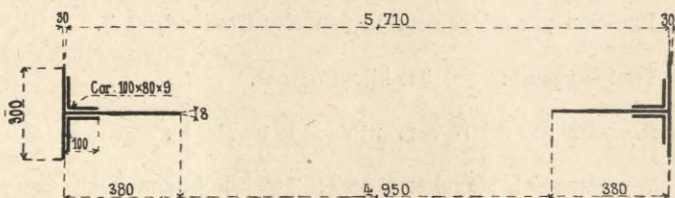
Deuxième travée, efforts égaux au droit des appuis :

$$\frac{760 \times 53}{2} = 20.140 \text{ kilogrammes.}$$

Réaction totale du pylône :

$$13.092 + 20.140 = 33.232 \text{ kilogrammes.}$$

Résistance aux moments de flexion. — La distance hors cornières de la poutre horizontale est de 5^m,71.



1° Nervures sans plates-bandes :

$$I = \frac{0,168 \times \overline{5,71}^3 - (0,142 \times \overline{5,692}^3 + 0,018 \times \overline{5,51}^3 \times 0,008 \times \overline{4,93}^3)}{12} = 0,092350993.$$

$$\frac{I}{n} = \frac{0,092350993}{2,855} = 0,032347.$$

Valeur du moment résistant :

$$R \frac{I}{n} = 32.347 \times 13^{\text{kg}} = 420.511 \text{ kilogrammètres.}$$

2° Nervures avec 30 millimètres de plates-ban des :

$$I = \frac{0,3 \times (\overline{5,77^3} - \overline{5,71^3})}{12} + 0,092350983 = 0,240616543,$$

$$\frac{I}{n} = \frac{0,240616543}{2,885} = 0,083403.$$

Valeur du moment résistant :

$$R \frac{I}{n} = 83.403 \times 13^{\text{kg}} = 1.084.239 \text{ kilogrammètres.}$$

Résistance aux efforts tranchants. — Les efforts tranchants sont supportés par un système de deux barres en croix de Saint-André. Ces barres reposent sur les entretoises et les poutres de chemin de roulement. Pour le flambage des barres on a compté comme longueur entre deux extrémités la distance des attaches sur les deux poutres d'un même chemin de roulement et en supposant qu'une de ces extrémités était encastrée.

COMPOSITION DES BARRES	DEUX	DEUX	DEUX	UNE	UNE
	CORNIÈRES	CORNIÈRES	CORNIÈRES	CORNIÈRE	CORNIÈRE
	80-80-75	70-70-7	60-60-7	70-70-7	60-60-7
Section en millimètres carrés..... $\Omega =$	2.288	1.862	1.582	931	791
$l =$ longueur entre extrémités.... $l^2 =$	1,96	1,5376	1,5376	1,5376	1,5376
$r =$ rayon de gyration..... $\frac{1}{r^2} =$	1.650	2.154	2.975	2.154	2.975
Coefficient de flambage : $K = \frac{1}{20.000} \times \frac{l^2}{r^2} =$	0,162	0,166	0,229	0,166	0,229
Travail direct maximum... $R_1 = \frac{13}{1 + K}$	11,19	11,15	10,58	11,15	10,58
Effort maximum d'une barre .. $F = \Omega R_1$	25.603	20.76	16.738	10.380	8.369
Angle des barres avec la direction du vent..... $\alpha =$	43° 18'	32° 26'	32° 26'	32° 26'	32° 26'
Cosinus de l'angle $\cos \alpha =$	0,728	0,844	0,844	0,844	0,844
Effort tranchant que peuvent supporter deux barres..... $2F \cos \alpha =$	37.278	35.044	28.254	17.521	14.127

Résistance des montants courants des poutres principales à l'action du vent. — Les montants les plus fatigués sont ceux de la poutre

au vent supportant le plancher suspendu pendant le montage des arcs, et situés à l'extrémité du plancher.

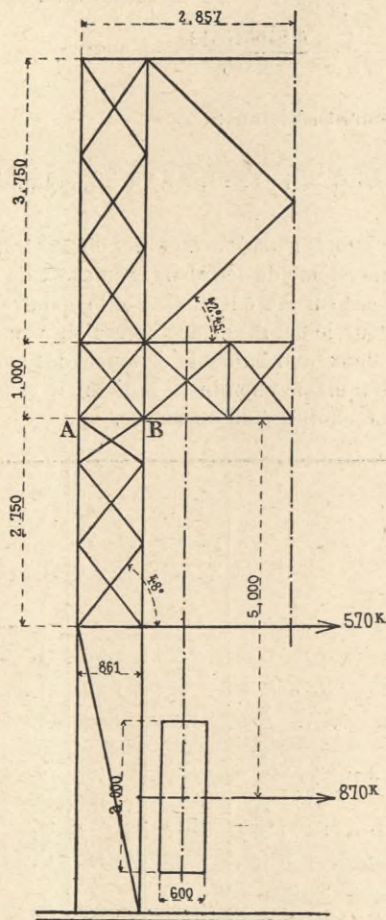


FIG. 2.

On compte largement en supposant que la pression totale sur un panneau de poutre principale soit concentrée par moitié aux extrémités supérieure et inférieure des montants, c'est-à-dire aux nœuds desdites poutres.

Pression du vent, concentrée à chaque extrémité de montant :

$$\frac{1}{2} \times 315^{\text{kg}} \times 3,625 = 570 \text{ kilogrammètres.}$$

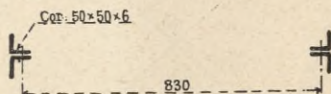
Pression du vent sur plancher et arcs, supposée reportée entièrement sur le montant considéré :

$$240^{\text{kg}} \times 3,625 = 870 \text{ kilogrammes.}$$

Moment de flexion dans la section AB du montant :

Vent sur pont	570	× 2,75 =	1.567 kilogrammètres
Vent sur plancher et arcs..	570	× 5,00 =	<u>4.350</u> —
TOTAL.....			5.917 kilogrammètres

Section horizontale des montants :



Distance entre centres de gravité des cornières = 0^m,830.

Couple dans les nervures :

$$\frac{5.917}{0,83} = 7.130 \text{ kilogrammes.}$$

Section d'une nervure, composée de deux cornières :

$$1.128 \text{ millimètres carrés.}$$

Travail par millimètre carré :

$$\frac{7.130}{1.128} = 6^{\text{kg}},32.$$

Effort horizontal à la partie inférieure du montant :

$$578 + 870 = 1.440 \text{ kilogrammes.}$$

Cet effort tranchant est supporté par deux barres inclinées à 48° sur l'horizontale. $\cos 48^\circ = 0,669$.

Effort supporté par une barre suivant sa direction :

$$\frac{1.440}{2 \times 0,669} = 1.076 \text{ kilogrammes.}$$

vice, c'est-à-dire pendant le montage des arcs, on a sur chaque pylône :

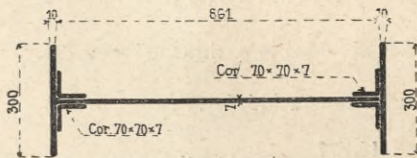
Réaction horizontale totale due au vent. 33.232^k

Réaction verticale totale due aux poids.. $2 \times 63.150 = 126.300^k$

Ces deux forces donnent une résultante N, dont le point de passage à la base des poutres est, à partir de l'axe longitudinal du pont, à une distance de :

$$\frac{33.132 \times 3,75}{126.300} = 0^m,986,$$

Section des montants.



$$I = \frac{1}{12} [0,3 \times \overline{0,881^3} - (0,453 \times \overline{0,861^3} + 0,126 \times \overline{0,847^3} + 0,014 \times \overline{0,721^3})],$$

$$I = 0,002139359, \quad \frac{I}{n} = \frac{0,002139359}{0,4405} = 0,004857,$$

$\Omega = 15.751$ millimètres carrés.

	MONTANT AU VENT	MONTANT SOUS LE VENT
Composantes de N sur appui.....	$\frac{1.871}{5.714} N = 0,33N$	$\frac{3.843}{5.714} N = 0,67N$
Réaction verticale des appuis.....	$126.300 \times 0,33 = 41.679$	$126.300 \times 0,67 = 84.621^k$
Réaction horizontale des appuis.....	$33.232 \times 0,33 = 10.967$	$33.232 \times 0,67 = 22.265$
Moments de flexion par rapport au centre de gravité G :		
Réaction verticale.....	$41.679 \times 0,435 = 18.130$	$-84.621 \times 0,435 = -36.810$
Réaction horizontale.....	$10.967 \times 2,75 = 30.159$	$22.265 \times 2,75 = 61.229$
TOTAL.....	48.289 ^{kgm}	24.419 ^{kgm}
Section du montant Ω	15.751 ^{mm²}	15.751 ^{mm²}
Valeur $\frac{I}{n} \times 10^6$	4.857	4.857
Travail à la compression directe.....	$\frac{41.679}{15.751} = 2^k,65$	$\frac{84.621}{15.751} = 5^k,37$
Travail à la flexion \pm	$\frac{48.289}{4.859} = 9,94$	$\frac{24.419}{4.857} = 5,03$
Travail maximum à la compression...	2,65 + 9,94 = 12 ^k ,59	5,37 + 5,03 = 10 ^k ,40

Barres obliques de contreventement vertical (fig. 3). — On admet que le moment de flexion dans chaque montant est équilibré par le couple produit par les efforts aux extrémités des barres obliques dont la distance, projetée verticalement, est de $3^m,75$.

Le montant au vent supporte le plus grand moment de flexion, qui est égal à 48.289 kilogrammètres.

Effort horizontal au sommet du montant, capable d'équilibrer le moment :

$$F = \frac{48.289}{3,75} = 12.877 \text{ kilogrammes.}$$

Inclinaison des barres sur l'horizontale :

$$42^\circ 45', \text{ dont le cosinus est } = 0,734.$$

Effort dans la barre considérée :

$$\frac{12.877}{0,734} = 17.544 \text{ kilogrammes.}$$

La barre est supposée encastree en *a* et articulée en *b*; la distance *a-b* est $2^m,60$.

Section de la barre :



Car. 60•60•6

2.736 millimètres carrés.

Valeur :

$$r^2 = 0,000637.$$

Compression directe par millimètre carré :

$$R_1 = \frac{17.544}{2.736} = 6^{\text{kg}},41.$$

Coefficient de flambage :

$$K = \frac{1}{20.000} \times \frac{2,6^2}{0,000637} = 0,53.$$

Travail total, y compris le flambage :

$$R = 6,41 \times 1,53 = 9^{\text{kg}},81 \text{ par millimètre carré.}$$

Nervure supérieure AA de l'entretoise, agissant comme barre de contreventement (fig. 3). — Cette nervure supporte la moitié de la

réaction due au vent, sur pylône :

$$\frac{33.232}{2} = 16.616 \text{ kilogrammes.}$$

Elle supporte, en outre, comme nervure d'entretoise, un couple de flexion dû aux charges suspendues en B :

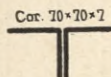
Aciers laminés.....	150 + 200 =	350 k.
Charge sur galets du chariot porteur.....	= 4.500 + 671 =	<u>2.171 k.</u>
		2.521 k.

Hauteur entre centres de gravité des nervures de l'entretoise :

$$0^m,95.$$

Couple dans les nervures :

$$\frac{2.521 \times 1,1}{0,95} = 2.919 \text{ kilogrammes.}$$



Effort total dans les nervures supérieures :

$$16.616 + 2.919 = 19.535 \text{ kilogrammes.}$$

Section de la nervure : $\Omega = 1.862$ millimètres carrés.

Travail par millimètre carré de section :

$$R = \frac{19.535}{1.862} = 10^{\text{kg}},49.$$

Contreventement vertical des extrémités, au droit des chevalets de support (fig. 4). — Ce contreventement supporte la plus grande fatigue, lorsque le pont roulant a 120 mètres de portée.

Effort horizontal provenant du contreventement horizontal :

$$32.790 \text{ kilogrammes.}$$

On suppose que les deux barres inférieures du contreventement vertical résistent seules à cet effort.

Leur inclinaison sur la direction du vent est de $57^{\circ} 51'$, dont le cosinus est 0,532.

Effort sur chaque barre :

$$\frac{32.790}{2 \times 0,532} = 30.817 \text{ kilogrammes.}$$

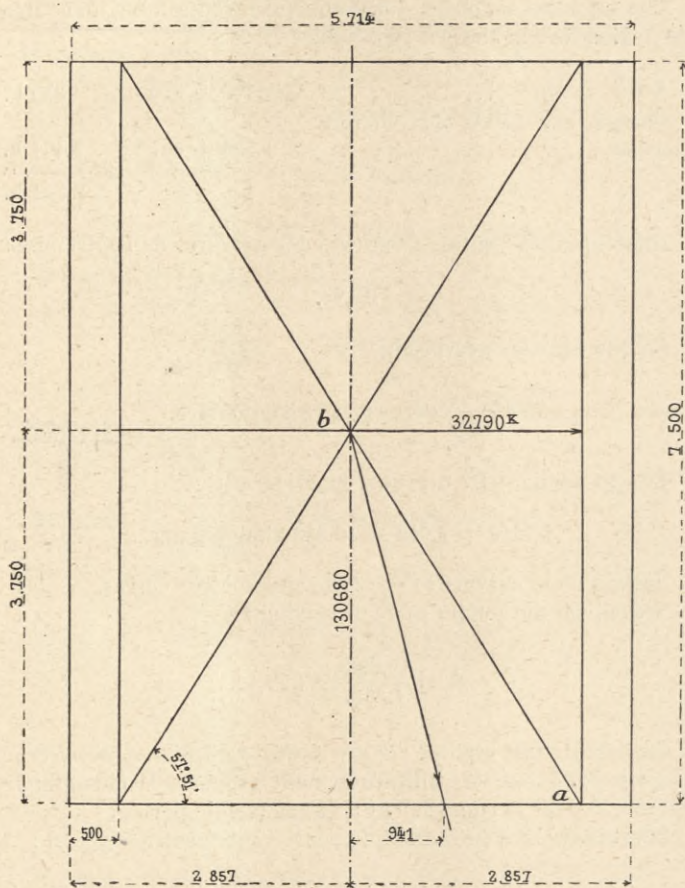


FIG. 4.

Section d'une barre :

$$\Omega = 4.575 \text{ millimètres carrés.}$$

Le travail par millimètre carré :

$$R_1 = \frac{30.817}{4.575} = 6^{\text{kg}},74.$$

Cor. 80×80×15



La distance des extrémités $a-b$ est de 4 mètres. On suppose que la barre est encastrée en a et articulée en b .

Le carré du rayon de gyration de la section des barres est :

$$r^2 = 0,001128.$$

Coefficient de flambage :

$$K = \frac{1}{20.000} \times \frac{4^2}{0,001128} = 0,71.$$

Travail total de la barre comprimée :

$$6,74 \times 1,71 = 11^{\text{kg}},53 \text{ par millimètre carré.}$$

Stabilité du pont roulant sur ses appuis extrêmes (Voir fig. 4). — La charge verticale totale du pont, lorsqu'il a 120 mètres de portée, est de :

$$65.340 \times 2 = 130.680 \text{ kilogrammes à chaque extrémité.}$$

Cette charge et l'effort horizontal de 32.790 kilogrammes donnent une résultante qui, dans le plan des appuis, passe à une distance de l'axe du pont égale à :

$$\frac{32.790 \times 3,75}{130.680} = 0^{\text{m}},941.$$

NOTE ANNEXE N° V.

Stabilité du pont pendant le lancement.

(Extrait des notes de calcul des ateliers de Châlon.)

Effets du lancement. — Pendant le lancement, le pont porte un avant- bec de 15 mètres de longueur, mais ne comptant que 14 mètres utiles.

Une poutre d'avant-bec pèse 6.000 kilogrammes, et son centre de gravité est environ à 7 mètres de l'attache.

Au droit de cette attache, il y a donc un effort tranchant de 6.000 kilogrammes et un moment de flexion égal à :

$$6.000 \times 7 = 42.000 \text{ kilogrammètres.}$$

Le poids par mètre courant de poutre est de 930 kilogrammes.

Pendant le franchissement de la passe de 53 mètres, le pont roulant atteint le plus grand porte-à-faux.

Le point où le moment de flexion est maximum est situé à $53 - 14 = 39$ mètres de l'avant du pont roulant. Ce moment est égal à :

$$\text{Avant-bec : } 42.000 + 6.000 \times 39 = 276.000 \text{ kilogrammètres}$$

$$\text{Poutre : } \frac{1}{2} \times 930 \times \overline{39^2} = 707.265 \quad \text{—}$$

$$\text{TOTAL..... } \underline{\quad\quad\quad} \quad 983.265 \text{ kilogrammètres}$$

Pendant le lancement, chaque groupe de galets constitue un appui qui supporte la somme des efforts tranchants de droite et de gauche. C'est la somme de ces efforts ou les réactions qui ont été tracées sur la Pl. 10. Pour les déterminer, on a considéré le pont dans divers avancements successifs de 6 en 6 mètres environ.

Dans ces diverses positions, où la partie arrière du pont est plus ou moins grande, suivant les phases du montage, les poutres reposent tantôt sur deux appuis, tantôt sur trois.

Les réactions sont maxima sur le pilône de départ.

La Pl. 11 indique les moments de flexion d'ensemble et les réactions totales des appuis ou appareils de lancement à galets.

Le tableau I indique, pour chaque position et sur chaque appui, les moments de flexion d'ensemble.

Le tableau II indique les efforts tranchants à l'avant et à l'arrière de chaque appui, et leur somme représente la réaction totale des appuis. C'est à l'aide de ces deux tableaux que l'on a construit les diagrammes de la Pl. 11.

Résistance aux moments de flexion locaux. — La fig. 5 montre la disposition la plus défavorable des galets pour le calcul des flexions locales dans les nervures inférieures des poutres, et l'on a trouvé que le moment de flexion, qui est maximum au droit des

montants A, est égal à :

$$\frac{R}{4} \times 1,062.263,$$

R étant la réaction totale de l'appui.

Appareils de lancement à quatre galets (position la plus défavorable des galets). — Les nervures sont supposées encastées en A.

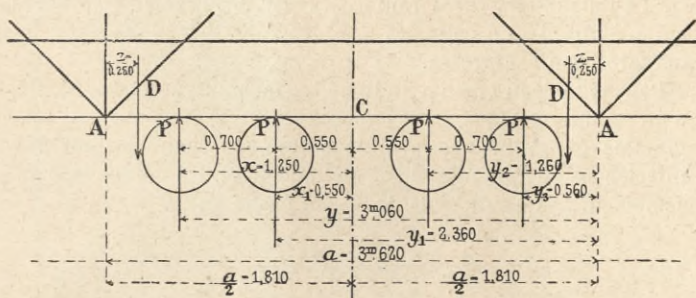


FIG. 5.

Réaction des 4 galets = R ; Réaction sur 1 galet P = $\frac{R}{4}$;
 Réaction en A = 2P = $\frac{R}{2}$; Réaction en D = $\frac{1}{2} \times \frac{R}{2} = \frac{R}{4}$.

Moment fléchissant m en A :

Galets : $Pm' = \frac{P}{a} [y_2(a-y_2) + y_3(a-y_3)] = 1,295P = \frac{R}{4} \times 1,295$
 Réaction en D..... $m'' = \frac{R}{4} \left(z - \frac{z^2}{a} \right) = \frac{R}{4} \times 0,132737$
= $\frac{R}{4} \times 1,062263$

Le tableau III indique les modules de résistance ou valeurs $\frac{1}{n}$ du bord supérieur des nervures inférieures, car, les nervures étant supposées encastées au droit des montants, c'est la fibre

supérieure qui est la plus fatiguée, puisqu'elle supporte deux compressions: l'une due à la flexion d'ensemble, et l'autre due à la flexion locale. Pour la flexion d'ensemble, les valeurs de I sont tirées des pages 261 et 262 de la note de calculs, et la valeur de n a été prise égale à $\frac{6^m,6}{2} = 3^m,30$ (en ne tenant pas compte de ce que l'âme inférieure a $0^m,55$ de hauteur, au lieu de $0^m,45$).

Pour les flexions locales, les valeurs de $\frac{I}{n}$ des nervures inférieures prises isolément ont été obtenues en considérant deux cas: celui des nervures renforcées par des cornières-bordures, qui n'existent que dans les panneaux nos 4 à 13 et celui des nervures non renforcées.

Dans le tableau IV on a indiqué les formules donnant, à l'aide d'un simple coefficient, les résistances aux flexions en kilogrammes par millimètre carré de la fibre supérieure des nervures inférieures en fonction des réactions R et des moments d'ensemble M. Les coefficients de R sont égaux à :

$$\frac{1,062.263}{4 \frac{I}{n}}$$

et les coefficients de M sont égaux à :

$$\frac{1}{n}$$

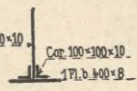
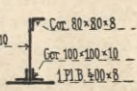

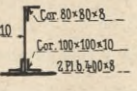
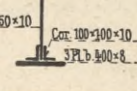
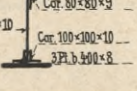
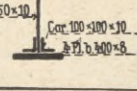
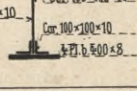
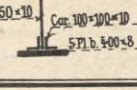
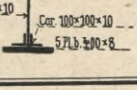
Les valeurs $\frac{I}{n}$ sont données par le tableau III.

Tous ces coefficients ont servi à déterminer (tableau V) les travaux des différents panneaux de 1 à 11 pendant leur passage sur le pylône de départ. Les réactions R et les moments d'ensemble M ont été relevés au droit du milieu des panneaux à l'échelle des diagrammes de la Pl. 34.

I. — MOMENTS DE FLEXION D'ENSEMBLE SUR LES APPUIS.

NUMÉROS des positions considérées		PYLONE d'arrivée (appareil à 4 galets)	PYLONE de départ (appareil à 4 galets)	APPUI A (appareil à 4 galets)	APPUI ARRIÈRE B (appareil à 2 galets)
			tonnes métr.	tonnes métr.	tonnes métr.
Premier lancement	— 2.....		0	84,19	163,48
	— 1.....		0	96,60	64,20
	0.....		42	98,06	10,49
	1.....		80,99	94,50	0
	1'.....		80,99	418,5	
	2.....		148,5	284,84	
	3.....		257,04	163,48	
	3'.....		257,04	54,18	146,50
	4.....		399,6	46,72	64,20
	5.....		574,56	30,86	15,57
	6.....		774,16	7,85	0
	6'.....		774,165	418,5	
	7.....	tonnes métr.	983,26	284,84	
	7'.....	0	220,60	284,84	
Deuxième lancement	8.....	0	233,10	146,50	
	9.....	42	234,77	53,74	
	9'.....	0	941,48	53,74	
	10.....	22,79	242,10	6,54	
	10'.....	22,79	204,88	418,5	
	11.....	84,75	209,60	256,80	
	12.....	186	204,50	134,39	
	13.....	338,99	188,02	46,50	
	14.....	521,85	162,51	5,70	
	Troisième lancement				

**III. — MODULES DE RÉSISTANCE DES SECTIONS COMPLÈTES DES POUTRES
ET DES NERVURES INFÉRIEURES SEULES.**

SANS RENFORCEMENT			AVEC RENFORCEMENT		
Profils des sections adoptées	$\left(\frac{I}{n} \times 10^6\right)$ de la section complète des poutres	$\left(\frac{I}{n} \times 10^6\right)$ des nervures infé- rieures seules	Profils des sections adoptées	$\left(\frac{I}{n} \times 10^6\right)$ de la section complète des poutres	$\left(\frac{I}{n} \times 10^6\right)$ des nervures infé- rieures seules
	93.395	841,7		93.395	1.375,5
	120.960	899,5		120.960	1.459
	148.525	942,8		148.525	1.584,6
	176.090	977		176.090	1.872
	203.652,5	1.007,8		203.625,5	1.920,3

IV. — APPAREILS DE LANCEMENT A QUATRE GALETS.

Formules donnant directement les travaux des nervures inférieures en fonction des réactions totales des appuis et des moments de flexion d'ensemble.

NOMBRE de plates-bandes	SANS RENFORCEMENT		AVEC RENFORCEMENT	
	Travail en kilogrammes par millimètre carré de section en fonction des réactions totales des appuis R exprimées en tonnes métriques	Travail en kilogrammes par millimètre carré de section en fonction des moments de flexion d'ensemble M exprimées en tonnes métriques	Travail en kilogrammes par millimètre carré de section en fonction des réactions totales des appuis R exprimées en tonnes métriques	Travail en kilogrammes par millimètre carré de section en fonction des moments de flexion d'ensemble M exprimées en tonnes métriques
1	0,3155R	0,0107 M	0,193 R	0,0107 M
2	0,295 R	0,0083 M	0,182 R	0,0083 M
3	0,282 R	0,00675M	0,1675R	0,00675M
4	0,272 R	0,0057 M	0,142 R	0,0057 M
5	0,2635R	0,0049 M	0,138 R	0,0049 M

V. — TRAVAIL DES NERVURES INFÉRIEURES PENDANT LEUR PASSAGE
AU DROIT DU PYLONE DE DÉPART
(Appareil de lancement à quatre galets).

NUMÉROS des panneaux	FLEXIONS D'ENSEMBLE		FLEXIONS LOCALES		TRAVAIL TOTAL par millimètre carré de section
	Moments de flexion d'ensemble M	Travail par millimètre carré de section	Réactions totales des appuis R	Travail par millimètre carré de section	
	tonnes	kilogrammes	tonnes	kilogrammes	kilogrammes
1	61	0,65	21,4	6,75	7,40
2	96	1,03	16,7	5,27	6,30
3	147	1,57	24,7	7,79	9,36
4	210	2,25	32,6	6,29	8,54
5	281	2,33	43,6	7,94	10,27
6	368	3,05	50	9,10	12,15
7	465	3,14	56,9	9,53	12,67
8	574	3,88	64,2	10,75	14,63
9	698	3,98	72	10,22	14,20
10	830	4,73	67,9	9,64	14,37
11	983	4,82	79,5	10,98	15,80

NOTE ANNEXE N° VI.

Stabilité de la palée flottante.

(Extrait des notes de calculs des ateliers de Châlon.)

Palée flottante. — Détermination de la hauteur du centre de gravité à partir du dessous de la fonçure du chaland.

	POIDS	LEVIERS	MOMENTS
	tonnes	mètres	
Chaland léger.....	47	0,500	23,5
Echafaudage.....	33	4,700	155,1
Personnel et accessoires.....	2	11,000	22,0
TOTAL.....	82	(2,450)	200,6

Détermination de la hauteur du centre de pression sur les surfaces longitudinales de prise au vent, à partir du dessous de la fonçure du chaland.

	SURFACES	LEVIERS	MOMENTS
	mètres carrés	mètres	
2 Bordés du chaland.....	152	1,400	212,8
2 Projections de l'échafaudage.....	100	3,860	386,0
Personnel et accessoires.....	8	11,000	88,0
TOTAL.....	260	(2,64)	686,8

Longueur à la flottaison 37^m,000

Largeur à la flottaison..... 5^m,000

Déplacement par centimètre de tirant d'eau..... 1^t,85

Moment d'inertie latitudinal de la surface de flot-

taison..... $\frac{1}{12} \times 37 \times 5^3 = 385^m,4$

Déplacement 82^t,000

Tirant d'eau correspondant..... 0^m,440

Hauteur du centre de carène à partir du dessous de fonçure			0 ^m ,220
Hauteur du centre de gravité à partir du dessous de fonçure			2 ^m ,450
Hauteur du centre de gravité au-dessus du centre de carène.....	2 ^m ,450 — 0 ^m ,220 =	2 ^m ,230	
Hauteur du métacentre au-dessus du centre de carène.....	$\frac{I}{V} = \frac{385}{82} =$	4 ^m ,690	
Hauteur du métacentre au-dessus du centre de gravité.....	4 ^m ,690 — 2 ^m ,230 =	2 ^m ,460	

Stabilité sous un vent de 30 kilogrammes par mètre carré.

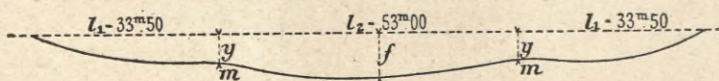
Effort horizontal dû au vent.....	260 × 30 =	7 ^t ,800
Hauteur du centre de pression au-dessus du centre de carène.....	2 ^m ,640 — 0 ^m ,220 =	2 ^m ,420
Sinus de l'angle d'inclinaison du chaland :		
	$\frac{7,8 \times 2,42}{82 \times 2,46} = \frac{18,876}{201,72} =$	0,0935
Angle correspondant : 5° 22', dont la tangente.....	=	0,094
Bande prise par le chaland.....	$\frac{1}{2} \times 5 \times 0,094 =$	0 ^m ,235
Tirant d'eau du bordé au vent...	0 ^m ,440 — 0 ^m ,235 =	0 ^m ,205

NOTE ANNEXE N° VII.

Flexion du pont roulant.

(Extrait des notes de calcul des ateliers de Châlon.)

Dénivellation des appuis sur pylônes. — Lorsque le pont roulant est en service, il est soulagé par les pylônes en rivière. On s'est imposé une valeur du moment de flexion en ces points; il s'en-



suit donc une différence de niveau entre ces appuis et ceux des

extrémités du pont. Cette différence est donnée par l'expression suivante, déduite de la formule générale des trois moments :

$$y = \frac{l_1 \left[\frac{1}{4} p_1 l_1^3 + \frac{1}{4} p_2 l_2^3 + m (2l_1 + 3l_2) \right]}{6EI}$$

$p_1 = 930$ kilogrammes, $p_2 = 2.640$ kilogrammes, $E = 16 \times 10^9$.

I , valeur moyenne des différents moments d'inertie des poutres :

$$I = 0,513,$$

$$EI = 8,208 \times 10^9,$$

$$y = \frac{33,50 \times \left[\frac{1}{4} \times 930 \times 33,5^3 + \frac{1}{4} \times 2640 \times 53^3 + 750000 \times (2 \times 33,5 + 3 \times 53) \right]}{6 \times 8,208 \times 10^9}$$

$$y = 0^m,188.$$

Diverses flèches prises par les poutres. — On a calculé les abaissements des poutres par rapport aux appuis des extrémités, et on a trouvé les valeurs suivantes :

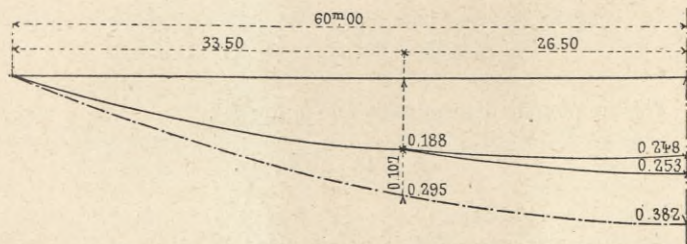
1° Le pont roulant libre ; portée, 120 mètres :

* Abaissement du milieu :

$$f = 0^m,382;$$

Abaissement des points au droit des pylônes :

$$y = 0^m,295;$$



Les points au droit des pylônes devront être relevés de

$$0,295 - 0,188,$$

ou $0^m,107$ pour que le pont en service soit dans les conditions que l'on s'est imposées.

2° Le pont repose sur les pylônes; le plancher n'est pas chargé :

Abaissement du milieu :	$f = 0^m,246$
Dénivellation des appuis du pylône :	$0^m,188$
Différence :	$f - y = 0,246 - 0,188 = 0^m,058$

3° Le pont repose sur les pylônes; le plancher est chargé de voussoirs :

Abaissement du milieu :	$f = 0^m,253$
Dénivellation des appuis du pylône :	$y = 0^m,188$
Différence :	$f - y = 0,253 - 0,188 = 0^m,065$

Les différentes flèches sont indiquées sur la figure ci-dessus.

Poutres appuyées sur pylônes : traits pleins ;

Poutres de 120 mètres de portée : traits ponctués.

Flèche prise par l'extrémité de l'avant-bec pendant le grand porte-à-faux. — Pendant le grand porte-à-faux de 53 mètres, la longueur de pont à l'avant est de 39 mètres et la longueur à l'arrière de l'appui A est de 24^m,75.

Moment de flexion sur le pylône de départ :

Avant-bec :	$6^T \times 46 = 276^Tm,00$
Pont :	$\frac{1}{2} \times 0^T,93 \times \overline{39^2} = 707 \text{ ,}26$
	$983^Tm,26$

Moment de flexion sur l'appui A :

$$\frac{1}{2} \times 0,93 \times \overline{24,75^2} = 284^Tm,84;$$

Valeurs pour la détermination de la flèche :

$$E = 16 \times \overline{10^9}.$$

I dans le porte-à-faux :

Moyenne des moments d'inertie pour 0 et 40 millimètre d'épaisseur de plates-bandes :

$$I = \frac{0,217,236 + 0,672053}{2} = 0,444644$$

$$EI = 16 \times \overline{10^9} \times 0,444644 = 7,11 \times \overline{10^9}.$$

I entre les appuis :

Épaisseur de plates-bandes de 40 millimètres :

$$I = 0,672053,$$

$$EI = 16 \times \overline{10^9} \times 0,672053 = 10,75 \times \overline{10^9}$$

Valeur $\frac{1}{8} pl^2$ au point milieu entre les appuis :

$$\frac{1}{8} \times 0,93 \times \overline{30^2} = 104^{\text{Tm}},62.$$

Inclinaison de la fibre neutre des poutres sur le pylône de départ :

$EIzl$ $(l = 30^{\text{m}},00)$	}	$983,26 \times \frac{30}{2} \times \frac{2 \times 30}{3} = 983,26 \times 300 = 294978^{\text{Tm}}$	
		$284,84 \times \frac{30}{2} \times \frac{30}{3} = 284,84 \times 150 = 42726$	
			TOTAL : 337704^{Tm}
		$-104,62 \times \frac{2 \times 30}{3} \times \frac{30}{2} = -104,62 \times 300 = -31386$	DIFFÉRENCE : 306318^{Tm}

$$\alpha = \frac{306318}{10,75 \times \overline{10^6} \times 30} = 0^{\text{m}},00095.$$

Flèche de l'extrémité de l'avant-bec due à cette inclinaison :

$$f_0 = 0,00095 \times 53 = 0^{\text{m}},050;$$

Flèche de l'extrémité de l'avant-bec due au porte-à-faux :

$f_1 EI$	{	Avant-bec : $276 \times \frac{46}{2} \times \left(\frac{2 \times 46}{3} + 7 \right) = 276 \times 23 \times 37,66 = 239066$	
		Pont : $707,26 \times \frac{39}{3} \times \left(\frac{3 \times 39}{4} + 14 \right) = 707,26 \times 13 \times 43,25 = 397657$	
			TOTAL : 636723

$$f_1 = \frac{636\ 723}{7,11 \times \overline{10^6}} = 0,090.$$

Flèche totale de l'extrémité de l'avant-bec :

$$f_0 + f_1 = 0^{\text{m}},05 + 0^{\text{m}},09 = 0^{\text{m}},14.$$

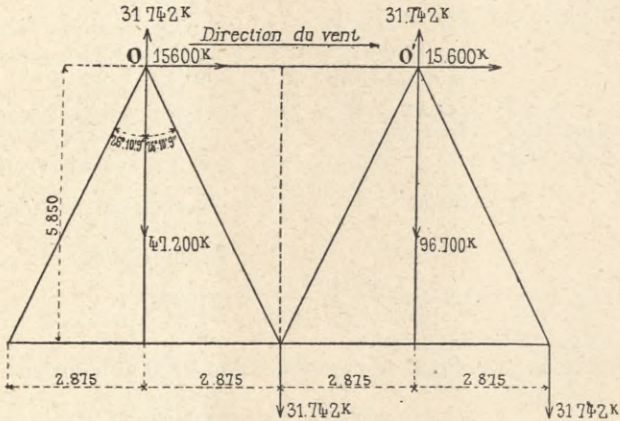
NOTE ANNEXE N° VIII.

Chevalets de roulement.

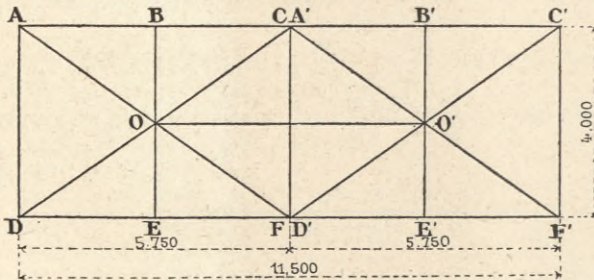
(Extrait des notes de calcul des ateliers de Châlon.)

CHEVALETS DE SUPPORT. — Les chevalets se composent d'un châssis inférieur rectangulaire reposant sur dix galets de roulement,

Projection verticale des grandes faces

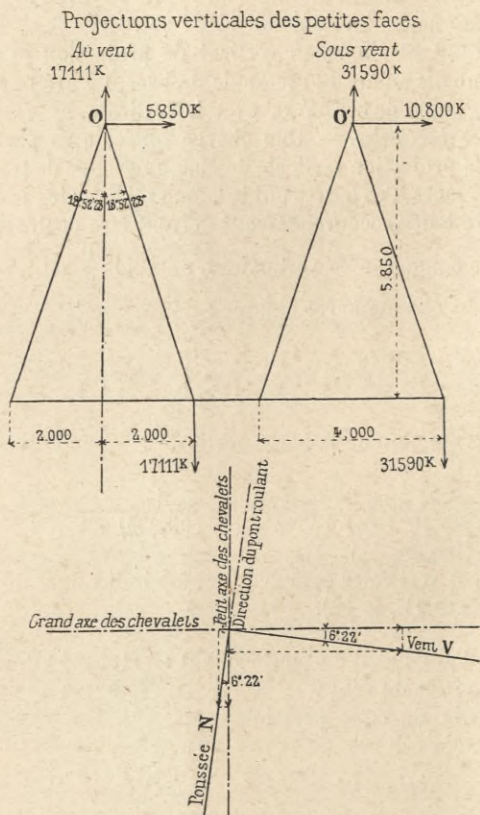


Plan



soit cinq galets sous chaque grand côté du rectangle. La longueur de ce rectangle est de : $4 \times 2^{\text{m}},875 = 11^{\text{m}},50$; et sa largeur est de 4 mètres.

De l'aplomb des galets partent douze barres obliques formant deux groupes de six barres. Chaque groupe converge en un point situé au-dessous des appuis du pont roulant, de sorte que chacun de ces appuis repose sur le sommet d'une pyramide dont la hauteur est de 5^m,85, et les dimensions à la base 5^m,75 et 4 mètres. Les sommets des pyramides sont reliés par une poutre qui supporte les appareils d'appui ou de dilatation du pont roulant.



Les chevalets doivent résister à l'action des charges verticales et au renversement produit par la pression du vent sur le pont roulant par les poussées dues à la dilatation.

En projection horizontale, le grand axe des chevalets fait un

angle de $6^{\circ} 22'$ avec la normale à l'axe longitudinal du pont roulant.

VALEURS ET COMPOSANTES DES FORCES QUI AGISSENT AU SOMMET DES PYRAMIDES. — Les forces considérées sont celles qui sont données lorsque le pont roulant a 120 mètres de portée, le plancher suspendu n'étant pas chargé de voussoirs.

En projetant les faces des pyramides sur des plans verticaux, les petites faces forment un angle de $26^{\circ} 10' 19''$ avec la verticale, et les grandes faces, un angle de $18^{\circ} 52' 28''$.

Si l'on prend comme plan vertical de projection le plan qui passe par une diagonale du rectangle de base, les arêtes extrêmes forment un angle de $30^{\circ} 54' 22''$ avec la verticale.

1° *Charges verticales.* — Une charge verticale se partage par moitié sur la projection verticale de chaque groupe de trois barres des grandes faces. Ces barres ont la même section ; les projections verticales de leur raccourcissement doivent être égales ; par conséquent, les composantes verticales d'un poids $\frac{P}{2}$ sont, suivant la projection de chaque barre oblique :

$$\frac{P}{2} \times \frac{\cos 26^{\circ} 10' 19''}{2 \cos 26^{\circ} 10' 19'' + 1} = \frac{P}{2} \times \frac{0,8975}{(2 \times 0,8975) + 1} = \frac{P}{2} \times 0,321,$$

suivant la projection de la barre verticale :

$$\frac{P}{2} \times \frac{1}{2 \cos 26^{\circ} 10' 19'' + 1} = \frac{P}{2} \times \frac{1}{(2 \times 0,8975) + 1} = \frac{P}{2} \times 0,338.$$

Les charges verticales sont déduites des indications de la *fig. 4* (*Note annexe n° IV*, p. 38).

Poids total provenant du pont roulant :	130680 kilogrammes
Pression totale du vent :	32790 —
Bras de levier de cette pression au-dessus du sommet de la pyramide :	$3^m,75 + 0^m,567 = 4^m,317$

Avec ces données on obtient :

Charge sur appui au vent :

$$\frac{130680}{2} - \frac{32790 \times 4,317}{2 \times 2,857} = 40567 \text{ kilogrammes}$$

Charge sur appui sous le vent :

$$\frac{130680}{2} + \frac{32790 \times 4,317}{2 \times 2,857} = 90113 \text{ kilogrammes}$$

A ces charges il faut ajouter le poids d'un demi-chevalet dont la résultante passe par le sommet de chaque pyramide.

On aura donc comme charges totales :

Charges verticales : côté au vent :

$$P = 40567 + 6600 = 47167, \text{ soit } 47200 \text{ kilogrammes.}$$

Côté sous le vent :

$$P' = 90113 + 6600 = 96713, \text{ soit } 96700 \text{ kilogrammes.}$$

2° *Forces horizontales.* — a) Pression du vent :

La pression du vent agit normalement à l'axe longitudinal du pont roulant; elle se décompose en :

$V \cos 6^\circ 22' = 0,99383 V$, suivant le grand axe du chevalet,

$V \sin 6^\circ 22' = 0,11089 V$, suivant le petit axe du chevalet.

La poutre supérieure répartit par moitié l'effort du vent sur chaque pyramide; l'effort total étant de 32.790 kilogrammes, on a donc sur chaque sommet :

$$\frac{32790}{2} \times 0,99383 = 16294 \text{ kilogrammes suivant le grand axe.}$$

$$\frac{32790}{2} \times 0,11089 = 1818 \text{ kilogrammes suivant le petit.}$$

b) Poussée horizontale due à la dilatation du pont :

Cette poussée N, qui peut agir dans deux sens contraires, suivant que le pont se dilate ou se contracte, est prise de direction telle que son action de renversement s'ajoute à celle du vent.

Cette force se décompose en :

$N \sin 6^\circ 22' = 0,11089 N$, suivant le grand axe du chevalet,

$N \cos 6^\circ 22' = 0,99383 N$, suivant le petit axe du chevalet.

Cette poussée est prise égale à 10 0/0 du poids provenant du pont roulant.

Suivant le grand axe, le total des composantes se partage par

moitié sur les sommets ; on a donc :

$$\frac{0,1 \times 130680}{2} \times 0,11089 = 725 \text{ kilogrammes}$$

sur les appuis au vent et sous le vent.

Suivant le petit axe, la composante sur chaque appui est proportionnelle au poids provenant du pont roulant ; on a donc :

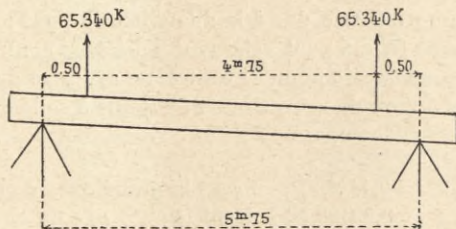
$$0,1 \times 40567 \times 0,99383 = 4032 \text{ kilogrammes sur le sommet au vent,}$$

$$0,1 \times 90113 \times 0,99383 = 8956 \text{ — sur les sommets sous le vent.}$$

En additionnant les composantes de même sens qui agissent aux sommets des pyramides, on obtient :

(a) + (b).		
Suivant le grand axe.	Côté au vent.	Côté sous le vent.
Vent V	16294	16294
Poussée N	— 725	— 725
Différence	Côté au vent. 15569 ^{kg} , soit 15600 ^{kg}	Côté sous le vent. 15569, soit 15600 ^{kg}
Suivant le petit axe.		
Vent V	1818	1818
Poussée N	4032	8956
TOTAL :	5850 ^{kg}	10774, soit 10800 ^{kg}

POUTRES SUPÉRIEURES. — Ces poutres relient les sommets des pyramides au droit desquels sont placés les appareils d'appui du pont roulant.



Pendant les manœuvres de décalage du pont roulant, les vérins seront placés environ à 0^m,50 des appuis des poutres.

Le décalage se fera par un temps calme ; chaque vérin suppor-

tera la demi-charge verticale provenant du pont roulant, soit :

$$\frac{130680}{2} = 65340 \text{ kilogrammes.}$$

Le moment maximum de flexion est égal à :

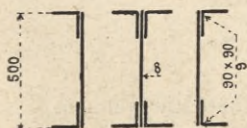
$$65340 \times 0,50 = 32670 \text{ kilogrammètres.}$$

Les poutres ont la section ci-contre dont le moment d'inertie est de :

$$I = \frac{1}{12} [0,384 \times 0,5^3 - (0,324 \times 0,482^3 + 0,036 \times 0,32^3)]$$

$$I = 0,0008776,$$

$$\frac{I}{n} = \frac{0,0008776}{0,25} = 0,003510.$$



Travail par millimètre carré :

$$R = \frac{32670}{3510} = 9^{\text{kg}}, 32.$$

CHARGES VERTICALES AU PIED DES CHEVALETS. — 1° *Pyramides au vent* :

Charge verticale au sommet : 47200 kilogrammes

Effort horizontal suivant le grand axe : 15600 —

Couple vertical de renversement autour

de CF : $\frac{15600 \times 5,85}{2,875} = 31742$ —

Cet effort se répartit par moitié sur chacun des points C et F, soit :

$$\frac{31742}{2} = 15871 \text{ kilogrammes.}$$

Effort horizontal suivant le petit axe : 5850 kilogrammes

Couple vertical de renversement autour

de D, E, F : $\frac{5850 \times 5,85}{2} = 17111$ —

qui se répartit sur les points D, E, F suivant les formules établies plus haut :

Sur D et F : $17111 \times 0,321 = 5493$ kilogrammes

Sur E : $17111 \times 0,358 = 6126$ kilogrammes.

Le sommet O est soumis aux trois efforts verticaux dont la résultante est :

$$47200 - 31742 - 17111 = - 1653 \text{ kilogrammes.}$$

Cet effort de soulèvement ne peut être équilibré que par les points C, D, E, F qui sont chargés. De plus, cet effort ne peut être annulé que par les points D et C, qui se trouvent dans le même plan vertical que l'effort de soulèvement.

Chacun de ces points tend donc à être soulevé par un effort de :

$$\frac{1653}{2} = 827 \text{ kilogrammes.}$$

Il en résulte que les charges verticales sur les points de la base de la pyramide au vent sont :

Sur A				0
» B				0
» C	15871	— 827	=	15044 kilogrammes
» D	5493	— 827	=	4666 —
» E				6126 —
» F	15871	+ 5493	=	21364 —
			TOTAL :	47200 kilogrammes

qui est égal à la charge verticale totale qui passe par le sommet de la pyramide au vent.

2° *Pyramide sous le vent :*

Charge verticale au sommet :	96700 kilogrammes
Effort horizontal suivant le grand axe :	15600 —
Couple vertical de renversement	
autour de C', F' :	$\frac{15600 \times 5,85}{2,875} = 31742$ —

Cet effort se répartit par moitié sur chacun des points C' et F', soit :

$$\frac{31742}{2} = 15871 \text{ kilogrammes}$$

Effort horizontal suivant le petit axe :	10800 kilogrammes
Couple vertical de renversement	

$$\text{autour de D', E', F': } \frac{10800 \times 5,85}{2} = 31590 \text{ —}$$

qui se répartit sur les points D', E', F', de la manière suivante :

$$\begin{array}{ll} \text{Sur D', F' :} & 31590 \times 0,321 = 10140 \text{ kilogrammes} \\ \text{Sur E' :} & 31590 \times 0,358 = 11310 \quad \text{—} \end{array}$$

Le sommet O' est soumis aux trois efforts verticaux dont la résultante est :

$$96700 - 31742 - 31590 = 33368 \text{ kilogrammes.}$$

Cette charge verticale se répartit sur tous les points de la base comme suit :

Sur les points A', C', D', F' :

$$\frac{33368}{2} \times 0,321 = 5356 \text{ kilogrammes}$$

$$\text{Sur les points B', E' :} \quad \frac{33368}{2} \times 0,358 = 5973 \quad \text{—}$$

Il en résulte que les charges verticales sur les points de la base de la pyramide sous le vent sont :

Sur A'		5356 kilogrammes
» B'		5973 —
» C'	15871 + 5356 =	21227 —
» D'	10140 + 5356 =	15496 —
» E'	11310 + 5973 =	17293 —
» F'	15871 + 10140 + 5356 =	31367 —
	TOTAL :	96702 kilogrammes

total sensiblement égal à la charge verticale 96.700 kilogrammes qui passe par le sommet de la pyramide sous le vent.

BARRES OBLIQUES DES CHEVALETS. — Toutes les barres ont le même échantillon.

La barre la plus fatiguée est celle qui part du point F'.

L'effort vertical est de 31.367 kilogrammes.

Cette barre forme un angle de 30° 54' 22" avec la verticale.

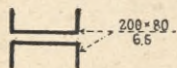
L'effort de compression supporté par cette barre est égal à :

$$\frac{31367}{\cos 30^\circ 54' 22''} = \frac{31367}{0,858} = 36560 \text{ kilogrammes.}$$

Les barres ont la section ci-contre :

$$\Omega = 5560 \text{ millimètres carrés.}$$

Travail direct à la compression :



$$\frac{36560}{5560} = 6^{\text{kg}},58 \text{ par millimètre carré.}$$

En admettant, ce qui est un cas très défavorable, que les entretoises situées au milieu de la hauteur des chevalets ne diminuent pas l'effet du flambement des barres et en admettant que ces barres soient encastées à leurs attaches sur les poutres supérieure et inférieure, le coefficient de flambement est égal à :

$$K = \frac{1}{40000} \times \frac{l^2}{r^2},$$

$$l = 5^{\text{m}},50, \quad l^2 = 30,25,$$

carré du plus petit rayon de giration de la section :

$$r^2 = 0,0012,$$

$$K = \frac{1}{40000} \times \frac{30,25}{0,0012} = 0,63.$$

Résistance totale des barres par millimètre carré :

$$R = 6,58 \times 1,63 = 10^{\text{kg}},73.$$

CHASSIS INFÉRIEURS DES CHEVALETS. — Les poutres et entretoises de ces châssis ont une section plus que suffisante pour résister aux composantes, suivant leur direction, des efforts provenant des barres obliques.

GALETS DE ROULEMENT. — Le galet le plus chargé est celui qui supporte les charges provenant des points F', D', dont le total est égal à :

$$21364 + 15496 = 36860 \text{ kilogrammes.}$$

Il faut remarquer que ce galet ne portera pas cette charge, car on ne déplacera le pont roulant que par un temps calme, et, aussitôt la manœuvre terminée, les chevalets seront calés au droit de tous les galets pour les soulager et surtout éviter un déplacement que pourrait produire un vent de 120 kilogrammes

par mètre carré, puisque la charge totale sur un chevalet est de :

$$47200 + 96700 = 143900 \text{ kilogrammes,}$$

et que la pression du vent est égale à :

$$32790 \text{ kilogrammes,}$$

soit :

$$\frac{32790}{143900} = 23 \text{ 0/0 environ,}$$

chiffre supérieur au coefficient de roulement des galets sur leurs rails.

NOTE ANNEXE N° IX.

Chevalets sur pylône.

(Extrait des notes de calcul des ateliers de Châlon.)

PYLÔNES EN RIVIÈRE. — Les pylônes en rivière se composent de deux files de poutres parallèles espacées de 2^m,981. Chaque poutre intéresse une file de six pieux.

Ces poutres supportent deux chevalets à l'aplomb des poutres du pont roulant. Ces chevalets ont, en élévation, une forme rectangulaire, afin de ne pas gêner les manœuvres de mise en place des arcs. Ils portent à leur partie supérieure une poutre qui reçoit les appareils d'appui à dilatation du pont roulant.

Les pylônes doivent résister à l'action des charges verticales et au renversement produit par les pressions du vent sur le pont roulant et par les poussées de dilatation.

Le renversement doit être examiné dans les deux cas suivants :

1° Lorsque le plancher suspendu du pont roulant est chargé par les voussoirs des arcs en montage ;

2° Lorsque le plancher n'est pas chargé.

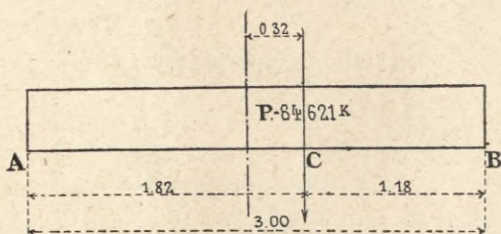
Les chevalets sont reliés à leur partie supérieure par des entretoises qui permettent de compter que chaque chevalet supporte la moitié de l'effort du vent. Ces entretoises, qui sont mobiles, peuvent être enlevées lorsque le temps est calme.

En projection horizontale la direction des poutres qui reposent

sur les pieux fait un angle de $6^{\circ} 22'$ avec la normale à l'axe longitudinal au pont roulant (*fig. 2, p. 62 bis*).

Toutes les pièces transversales du pont roulant étant normales aux poutres principales, il s'ensuit que le centre des plaques d'appui ne tombe pas sur le milieu des poutres supérieures des pylônes, mais à une distance de $0^m,319$, soit $0^m,32$.

POUTRES SUPPORTANT LES APPAREILS D'APPUI. — Ces poutres sont considérées comme reposant librement sur deux appuis espacés de 3 mètres et chargées d'un poids isolé P. La poutre la plus chargée est celle qui se trouve du côté sous le vent.



Le poids P qu'elle supporte a été trouvé égal à 84.621 kilogrammes (*Note annexe n° IV, p. 35*).

Poids par mètre courant de poutre : 310 kilogrammes.

Moment de flexion au milieu :

$$m = \frac{1}{8} \times 310 \times 3^2 = 349 \text{ kilogrammètres.}$$

Charge P = 84621 kilogrammes.

$$\text{Réaction en B : } \frac{84621 \times 1,82}{3} = 51337 \text{ kilogrammes.}$$

Moment de flexion en C :

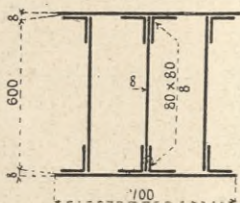
$$m_1 = 51337 \times 1,18 = 60578 \text{ kilogrammètres.}$$

Le moment maximum total est sensiblement égal à :

$$m + m_1 = 349 + 60927 \text{ kilogrammètres.}$$

Les poutres ont la section ci-contre :

$$I = \frac{1}{12} [0,7 \times \overline{0,616^3} - (0,356 \times \overline{0,6^3} + 0,288 + \overline{0,584^2} \times 0,032 \times \overline{0,44^3})]$$



$$I = 0,002219721$$

$$\frac{I}{n} = \frac{0,002219721}{0,308} = 0,007207.$$

Travail par millimètre carré :

$$R = \frac{60927}{7207} = 8^{\text{kg}},45.$$

POUTRES SUPÉRIEURES DES CHEVALETS. — La poutre la plus chargée est celle du chevalet sous le vent et la plus rapprochée de l'appareil d'appui du pont roulant.

Les poids supportés par cette poutre sont :

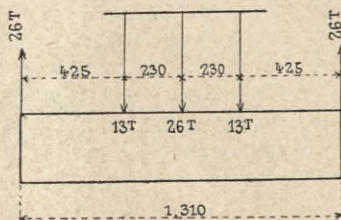
Poids propre : 140 kg.

$\frac{1}{2}$ poutre sous appui : 523

Charge due au pont précédemment trouvée : 51337

TOTAL : 52000 kg.

On suppose, ce qui est défavorable, que cette charge se reporte pour $\frac{1}{4}$ au droit des âmes extrêmes, et pour $\frac{2}{4}$ au droit de l'âme centrale de la poutre sous appui.



Les montants des chevalets sont espacés de 1^m,31. La réaction au droit de ces montants qui sont les appuis de la poutre est égale à :

$$\frac{52000}{2} = 26000 \text{ kilogrammes.}$$

Moment de flexion au milieu de la poutre :

$$26000 \times \frac{1,31}{2} - 13000 \times 0,23 = 17030 - 2990 = 14040 \text{ kgm.}$$

Les poutres ont la section ci-contre dont le moment d'inertie est de :

$$I = \frac{1}{12} [0,176 \times \overline{0,4^3} - (0,144 \times \overline{0,384^3} + 0,016 \times \overline{0,24^3})].$$

$$I = 0,000240547,$$

$$\frac{I}{n} = \frac{0,000240547}{0,2} = 0,001204.$$

Travail par millimètre carré :

$$R = \frac{14040}{1204} = 11^{\text{kg}},66.$$



CHEVALETS DES PYLÔNES. — Les deux chevalets d'un pylône sont représentés en projection horizontale sur la *fig. 2*. — Les efforts auxquels chaque chevalet est soumis sont les suivants :

- 1° Son propre poids plus celui de la poutre sous appui ;
- 2° Une charge verticale P, qui agit au centre de l'appareil d'appui, et qui provient du poids du pont roulant et du couple de renversement produit par le vent sur le pont ;
- 3° Une force horizontale V provenant du vent sur le pont et reportée en tête du chevalet ;
- 4° Une poussée horizontale N due à la dilatation du pont.

Cette poussée, qui peut agir dans deux sens contraires, suivant que le pont se dilate ou se contracte, est prise de direction telle que son moment de renversement s'ajoute à celui du vent.

Ces deux dernières forces horizontales agissent dans le plan des rotules des appareils d'appui. Leurs composantes parallèles aux faces des chevalets sont représentées sur la *fig. 5*.

La pression du vent qui agit normalement à l'axe longitudinal du pont roulant se décompose en :

$$a) \quad \frac{V}{\cos 6^{\circ}22'} = 1,006V,$$

qui agit parallèlement aux faces AB et CD ;

$$b) \quad V \tan 6^{\circ}22' = 0,112V,$$

qui agit parallèlement aux faces AC et BD ;

c) N qui agit en grandeur parallèlement aux faces AC et BD.
En reportant toutes ces forces verticales ou horizontales sur les faces d'un chevalet, on a :

1° Poids p :

$$\text{Sur chaque face : AB et CD } \frac{1}{2} p;$$

2° Charge P :

$$\text{Sur la face la plus près de l'appareil d'appui} = \frac{1,82}{3} P = 0,607P,$$

$$\text{Sur la face la plus loin de l'appareil d'appui} = \frac{1,18}{3} P = 0,393P;$$

3° Pression V du vent :

a) Sur la face la plus près de l'appareil d'appui :

$$0,607 \times 1,006V = 0,611V;$$

b) Sur la face la plus loin de l'appareil d'appui :

$$0,393 \times 1,006V = 0,395V;$$

c) Sur chaque face AC et BD :

$$\frac{1}{2} \times 0,112V = 0,056V;$$

4° Poussée N :

$$\text{Sur chaque face AC et BD : } \frac{1}{2} N.$$

Comme il a été dit plus haut, les chevalets sont reliés à leur partie supérieure par des entretoises et l'action totale du vent se répartit par moitié sur chaque chevalet.

La poussée N , due à la dilatation du pont roulant, est faible si l'on ne considère que le frottement de roulement, mais elle peut être augmentée du frottement de glissement des joues des rouleaux sur les champs des plaques d'appui; on compte largement en prenant cette poussée égale à 10 0/0 de la charge verticale, de sorte que la poussée sur chaque face AC et BD est égale à $\frac{1}{2} \times 0,1P = 0,05P$.

Dans le calcul des moments de renversement on prend pour bras de levier des forces horizontales la hauteur comprise entre le plan des rotules des appareils d'appui et la partie inférieure des poutres reposant sur les pieux, soit 4^m,98.

La répartition des efforts dans les montants des chevalets au vent et sous le vent (*fig. 2*) est indiquée par le tableau suivant :

RÉPARTITION DES EFFORTS DANS LES MONTANTS DES CHEVALETS.

	CHEVALET AU VENT. — MONTANTS				CHEVALET SOUS LE VENT. — MONTANTS			
	A	B	C	D	A'	B'	C'	D'
1 ^o Poids <i>p</i>	$\frac{1}{4} p$	$\frac{1}{4} p$	$\frac{1}{4} p$	$\frac{1}{4} p$	$\frac{1}{4} p$	$\frac{1}{4} p$	$\frac{1}{4} p$	$\frac{1}{4} p$
2 ^o Charge P.....	$\frac{1}{2} \times 0,607P$	$\frac{1}{2} \times 0,607P$	$\frac{1}{2} \times 0,393P$	$\frac{1}{2} \times 0,393P$	$\frac{1}{2} \times 0,393P$	$\frac{1}{2} \times 0,393P$	$\frac{1}{2} \times 0,607P$	$\frac{1}{2} \times 0,607P$
3 ^o Pression V du vent:	0,3035P	0,3035P	0,1965P	0,1965P	0,1965P	0,1965P	0,3035P	0,3035P
a).....	$-0,611V \frac{4,98}{1,31}$	$-0,395V \frac{4,98}{1,31}$	$-0,395V \frac{4,98}{1,31}$		$-0,395V \frac{4,98}{1,31}$		$-0,611V \frac{4,98}{1,31}$	
b).....	$-0,056V \frac{4,98}{3}$	2,323V	$-1,502V$	$-1,502V$	$-1,502V$	1,502V	$-2,323V$	2,323V
a + b).....	$-0,093V$	$-0,093V$	0,093V	0,093V	$-0,093V$	$-0,093V$	0,093V	0,093V
4 ^o Poussée N.....	$-2,416V$	2,23V	$-1,409V$	1,505V	$-1,595V$	1,409V	$-2,23V$	2,416V
	$-0,05P \frac{4,98}{3}$							
2 ^o + 4 ^o	$-0,083P$	$-0,083P$	0,083P	0,083P	$-0,083P$	$-0,083P$	0,083P	0,083P
	0,2205P	0,2205P	0,2795P	0,2795P	0,4155P	0,4155P	0,3865P	0,3865P

Premier cas. — Le plancher suspendu du pont roulant est chargé par les voussoirs des arcs.

D'après les résultats indiqués *Note annexe n° IV*, 3^e trimestre 1898, p. 273 :

Charge verticale sur l'appui au vent :

$$P = 41679 \text{ kilogrammes;}$$

Charge verticale sur l'appui sous le vent :

$$P' = 84621 \text{ kilogrammes.}$$

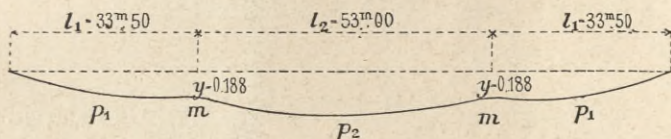
Pression totale du vent :

$$10967 + 22265 = 33232 \text{ kilogrammes.}$$

La pression du vent supportée par chaque chevalet est donc égale à :

$$\frac{1}{2} \times 33232^{\text{kg}} = 16616 \text{ kilogrammes.}$$

Deuxième cas. — Le plancher suspendu n'est pas chargé.



Les poutres du pont roulant (p. 120) sont dénivellées de $y = 0,188$ sur les appuis des pylônes :

$$y = \frac{l_1 \left[\frac{1}{4} p_1 l_1^3 + \frac{1}{4} p_2 l_2^3 + m(2l_1 + 3l_2) \right]}{6EI}$$

d'où :

$$m = \frac{6Ely}{l_1(2l_1 + 3l_2)} - \frac{p_1 l_1^3 + p_2 l_2^3}{4(2l_1 + 3l_2)}$$

$$EI = 8,208 \times 10^9.$$

Les valeurs p_1 et p_2 sont d'ailleurs (*Voir Note annexe n° IV*, p. 259) :

$$p_1 = 930 \text{ kilogrammes par mètre courant de poutre;}$$

$$p_2 = 930 + 360 = 1290 \text{ kilogrammes;}$$

par conséquent :

$$m = \frac{6 \times 8,208 \times 10^9 \times 0,188}{33,5 \times (2 \times 33,5 + 3 \times 53)} - \frac{930 \times 33,5^3 + 1290 \times 53^3}{4 \times (2 \times 33,5 + 3 \times 53)} = 71783 \text{ kgm}^9.$$

La réaction verticale des pylônes devient égale à :

$$\frac{p_1 l_1}{2} - \frac{m}{l_1} + \frac{p_2 l_2}{2} = \frac{930 \times 33,5}{2} - \frac{971783}{33,5} + \frac{1290 \times 53}{2} = 20754 \text{ kilogrammes.}$$

Les pressions du vent qui agit sur le pont roulant sont : dans les travées extrêmes, $p_1 = 520$ kilogrammes par mètre courant de pont; dans la travée centrale, $p_2 = 520 + 60 = 580$ kilogrammes par mètre courant de pont.

En admettant que les quatre points d'appui de la poutre horizontale du contreventement restent sur une même ligne droite, les moments de flexion horizontale au droit des pylônes sont égaux à :

$$-m = \frac{p_1 l_1^3 + p_2 l_2^3}{8l_1 + 12l_2}$$

$$-m = \frac{520 \times 33,5^3 + 580 \times 53^3}{8 \times 33,5 + 12 \times 53} = 117144 \text{ kilogrammètres.}$$

La réaction horizontale des pylônes devient égale à :

$$\frac{p_1 l_1}{2} - \frac{m_1}{l_1} + \frac{p_2 l_2}{2} = \frac{520 \times 33,5}{2} + \frac{117144}{33,5} + \frac{580 \times 53}{2} = 27577 \text{ kilogrammes.}$$

En se reportant à la *Note annexe n° IV* visée plus haut (*fig. 3, p. 272*), la réaction verticale agissant sur les appuis des poutres, qui équilibre le moment de renversement dû au vent, est égale à :

$$\frac{27577 \times (2,75 + 1,00)}{5,714} = 18098 \text{ kilogrammes.}$$

D'après les résultats ci-dessus on a :

Charge verticale sur l'appui au vent :

$$P = 20754 - 18098 = 2656 \text{ kilogrammes.}$$

Charge verticale sur l'appui sous le vent :

$$P' = 20754 + 18098 = 38852 \text{ kilogrammes.}$$

Pression totale du vent : 27577 kilogrammes.

La pression du vent supportée par chaque chevalet est donc égale à : $\frac{1}{2} \times 27.577 = 13.788$ kilogrammes.

Les valeurs numériques des efforts dans les montants des chevalets sont indiquées dans le tableau suivant :

VALEURS NUMÉRIQUES DES EFFORTS DANS LES MONTANTS DES CHEVALETS.

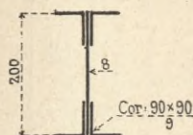
	CHEVALET AU VENT, MONTANTS				CHEVALET SOUS LE VENT, MONTANTS			
	A	B	C	D	A'	B'	C'	D'
1° Poids p	$\frac{1}{4} \times 3400$	850	850	850	850	850	850	850
2° et 4° Charge P et pou- sée N	$0,2205 \times 41679$	9.190	$0,2795 \times 41679$	11.649	$0,1135 \times 84621$	9.604	$0,3865 \times 84621$	32.706
3° Pression V du vent	$-2,416 \times 16618$	$2,23 \times 16616$	$-1,409 \times 16616$	$1,595 \times 16616$	$-1,595 \times 16616$	$1,409 \times 16616$	$-2,23 \times 16616$	$2,416 \times 16616$
Efforts totaux en K	— 40.144	37.034	— 23.412	26.503	— 26.503	23.412	— 37.054	40.144
	— 30.104	47.094	— 10.913	39.002	— 16.049	33.866	— 3.498	73.700
					$P = 41679^{\text{kg}}$	$P' = 84521^{\text{kg}}$	$V = 16616^{\text{kg}}$	
1° Poids p	$\frac{1}{4} \times 3400$	850	850	850	850	850	850	850
2° et 4° Charge P et pou- sée N	$0,2205 \times 2656$	586	$0,2795 \times 2656$	742	$0,1135 \times 38852$	4.410	$0,3865 \times 38855$	15.016
3° Pression V du vent	$-2,416 \times 13788$	$2,23 \times 13788$	$-1,409 \times 13788$	$1,595 \times 13788$	$-1,595 \times 13788$	$1,409 \times 13788$	$-2,23 \times 13788$	$2,416 \times 13788$
Efforts totaux en K	— 33.312	30.747	— 19.427	21.992	— 21.992	19.427	— 30.747	33.312
	— 31.876	32.183	— 17.835	23.584	— 16.732	24.687	— 18.881	49.178
					$P = 2656^{\text{kg}}$	$P' = 38852^{\text{kg}}$	$V = 13788^{\text{kg}}$	

MONTANTS DES CHEVALETS. — Le montant le plus fatigué est le montant D' du chevalet sous le vent, lorsque le plancher est chargé.

L'effort qu'il supporte à sa partie inférieure est de 73.700 kilogrammes.

Section d'un montant :

$$\begin{aligned} \text{Ame :} & \quad 200 \times 8 = 1600 \\ 4 \text{ corn. :} & \quad \frac{90 - 90}{9} 4 \times 171 \times 9 = 6156 \end{aligned}$$



$$\Omega = 7756 \text{ millimètres carrés}$$

Travail par millimètre carré :

$$R = \frac{73700}{7726} = 9^{\text{kg}},50.$$

Les montants sont assemblés par vingt-quatre boulons de 22 millimètres carrés.

Section totale des boulons :

$$24 \times 380 = 9120 \text{ millimètres carrés.}$$

Travail par millimètre carré :

$$R = \frac{73700}{9120} = 8^{\text{kg}},08.$$

CROISILLONS DES FACES DES CHEVALETS. — Les croisillons forment un système de deux barres en croix de Saint-André.

Chaque barre supporte un effort égal à :

$$\frac{F}{2 \cos \alpha}$$

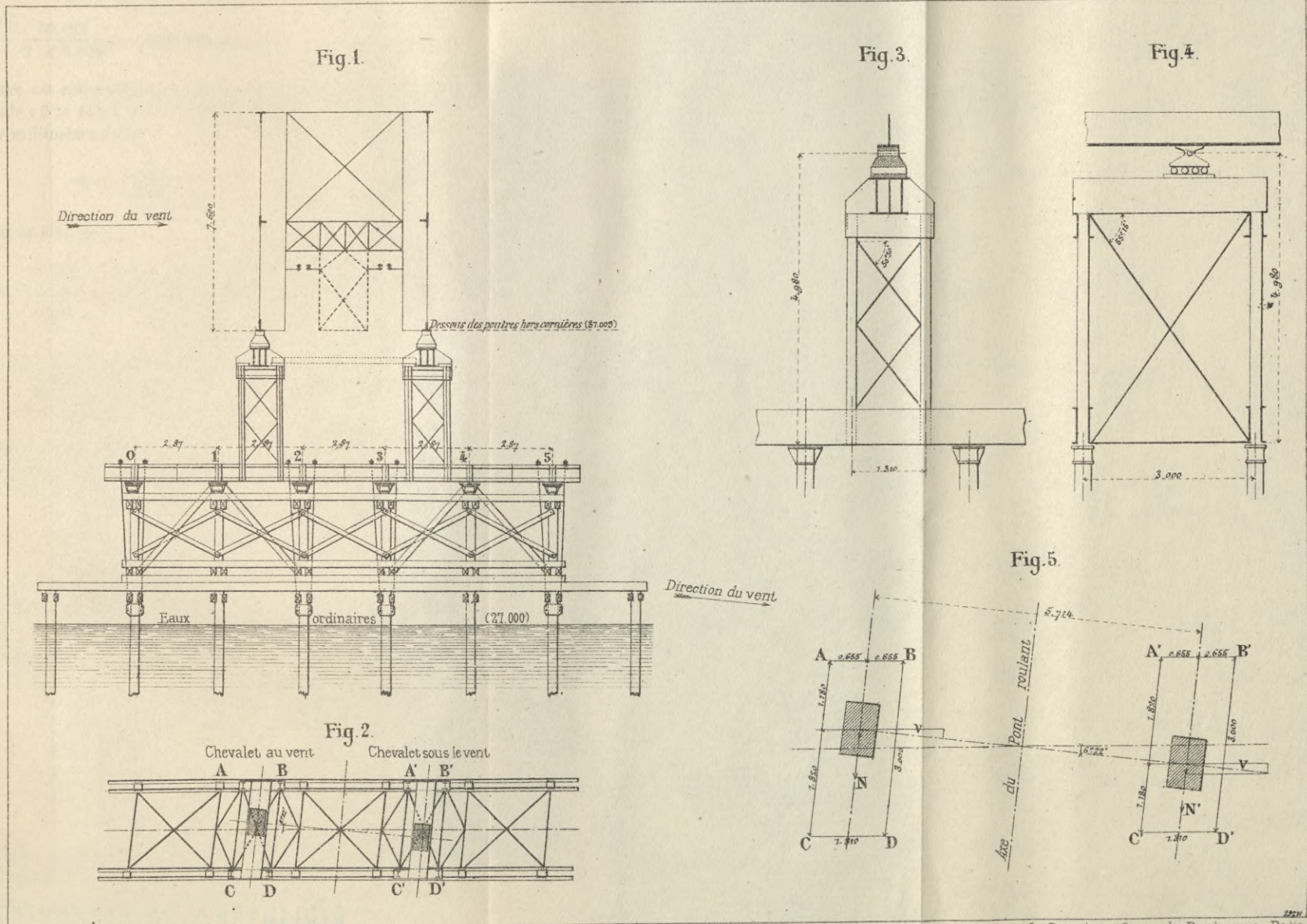
F, effort horizontal qui agit sur une face du chevalet;

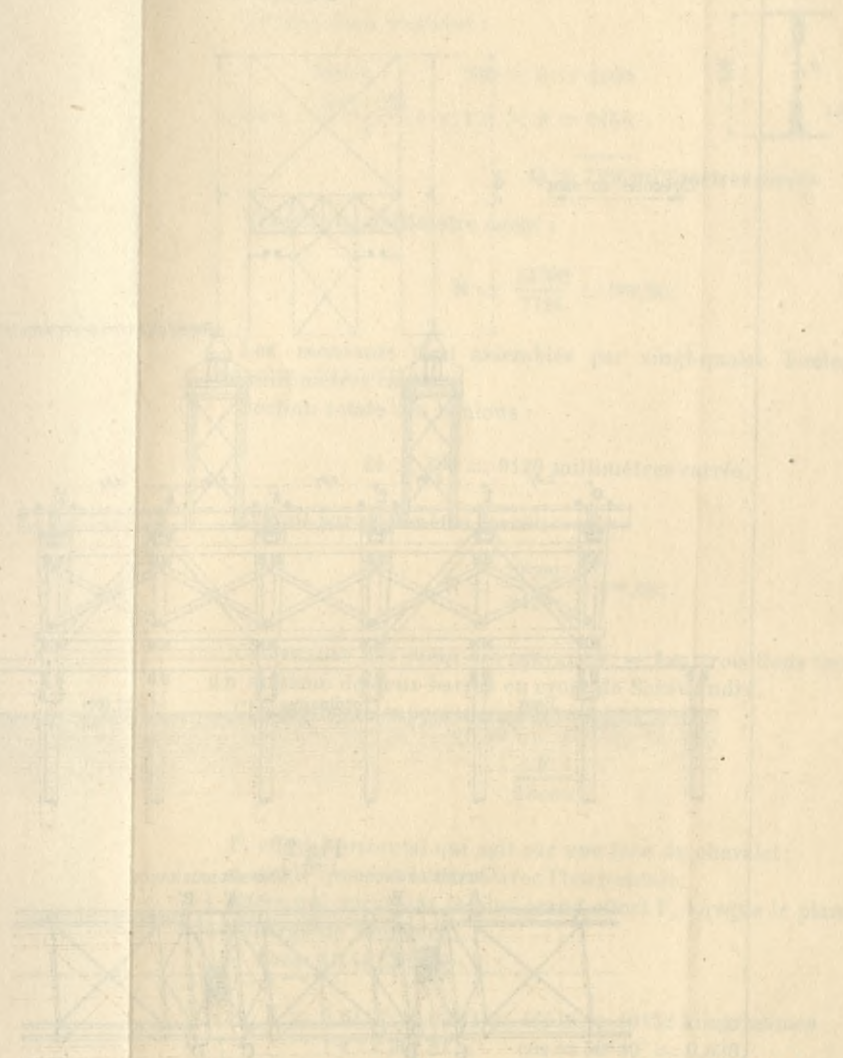
α , angle que fait la barre avec l'horizontale.

Faces qui reçoivent le plus grand effort F, lorsque le plancher est chargé de voussoirs :

1° Faces AB et C'D' (fig. 5) :

$$\begin{aligned} F &= 0,611V = 0,611 \times 16616 = 10152 \text{ kilogrammes} \\ \alpha &= 50^\circ 30', \quad \cos = 50^\circ 30' = 0,636. \end{aligned}$$





BIBLIOTEKA POLITECHNICZNA
KRAKÓW

Effort dans une barre suivant sa direction :

$$\frac{10.152}{2 \times 0,636} = 7.989 \text{ kilogrammes.}$$

Chaque barre est composée de 2 cornières de $60 \times 60 \times 6$.

Section totale : $2 \times 114 \times 6 = 1.368$ millimètres carrés.

Travail par millimètre carré :

$$R = \frac{7.989}{1.368} = 5^{\text{kg}},84.$$

2° Faces A'C' et B'D' (fig. 5) :

$$F = \left\{ \begin{array}{l} \text{Vent} \quad 0,056V = 0,056 \times 16.616 = 930 \text{ kg.} \\ \text{Poussée N } 0,05P' = 0,05 \times 84.621 = 4.231 \end{array} \right\} 5.161 \text{ kg.}$$

$\alpha = 55^\circ 15' \quad \cos = 55^\circ 15' = 0,57.$

Effort dans une barre suivant sa direction :

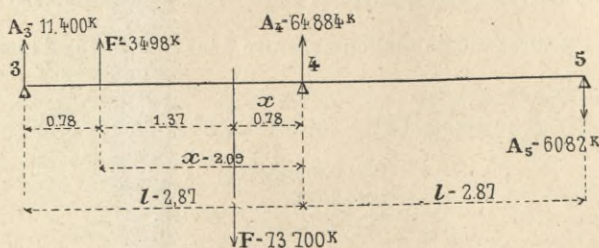
$$\frac{5.161}{2 \times 0,57} = 4.527 \text{ kilogrammes.}$$

Chaque barre est en forme de cor. $80 \times 80 \times 8$, dont la section est de : $152 \times 8 = 1.216$ millimètre carré :

Travail par millimètre carré :

$$R = \frac{4.527}{1.216} = 3^{\text{kg}},72.$$

POUTRES REPOSANT SUR LES MONTANTS EN BOIS. — Une poutre intéressée une file de six pieux.



Elle est éclissée au milieu de sa longueur, de sorte que chaque demi-poutre repose sur trois appuis supposés de niveau 0, 1, 2 et 3, 4, 5 (fig. 1).

La poutre la plus fatiguée est celle qui supporte la face C'D' du chevalet sous le vent, lorsque le plancher est chargé.

Les faces F' et F sont tirées du tableau précédent.

Le moment de flexion sur l'appui 4 est donné par la formule :

$$m = -\frac{F}{4l^2} x (l-x) (2l-x) + \frac{F'}{4l^2} x' (l-x') (2l-x')$$

$$m = -\frac{73.700}{4 \times 2,87^2} \times 0,78 \times 2,09 \times 4,96 + \frac{3.498}{4 \times 2,87^2} \times 2,09 \times 0,78 \times 3,65,$$

$$m = -18\,086 + 630 = -17.456 \text{ kilogrammètres.}$$

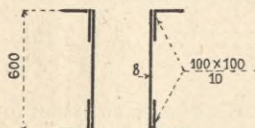
Réaction de l'appui 3 :

$$A_3 = \frac{1}{l} (m - Fx' + Fx)$$

$$= \frac{1}{2,87} \times (-17.456 - 3.498 \times 2,09 + 73.700 \times 0,78) = 11.400 \text{ kg.}$$

Ancrage de l'appui 3 :

$$A_3 = \frac{m}{l} = \frac{17.456}{5,87} = 6.082 \text{ kilogrammes.}$$



Réaction de l'appui 4 :

$$A_4 = -11.400 - 3.498 + 73.700 + 6.082 = 64.884 \text{ kilogrammes.}$$

Dans la travée 3, 4, le moment de flexion est maximum au droit de la force F :

$$m = 11.400 \times 2,09 + 3.498 \times 1,31 = 28.408 \text{ kilogrammètres.}$$

Les poutres ont la section ci-contre dont le moment d'inertie est de :

$$I = \frac{1}{12} [0,216 \times \overline{0,6^3} - (0,18 \times \overline{0,58^3} \times 0,02 \times \overline{0,4^3})],$$

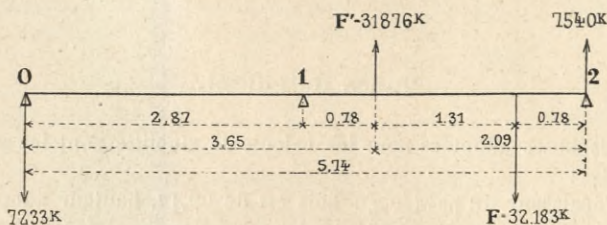
$$I = 0,000854665,$$

$$\frac{1}{n} = \frac{0,000854665}{0,3} = 0,002849.$$

Travail par millimètre carré :

$$R = \frac{28.408}{0,002849} = 10 \text{ kilogrammes.}$$

ANCRAGES DES POUTRES. — La face qui a la plus grande tendance au soulèvement est la face AB du chevalet au vent, lorsque le plancher n'est pas chargé.



Les forces F et F' sont tirées du tableau précédent.

La poutre n'est pas ancrée sur l'appui 1 ; c'est l'ancrage qui existe en O qui s'oppose au soulèvement d'ensemble de la poutre dont la portée devient :

$$2 \times 2,87 = 5^m,74.$$

Effort supporté par l'ancrage en O :

$$\frac{31,876 \times 2,09 - 32,183 \times 0,78}{5,74} = 7,233 \text{ kilogrammes,}$$

supérieur à 6.082 kilogrammes, effort supporté, par l'ancrage au point 5 dans le cas précédent.

Réaction de l'appui 2 :

$$7,233 - 31,876 + 32,183 = 7,540 \text{ kilogrammes.}$$

Moment de flexion au droit de l'effort F' :

$$7,233 \times 3,65 = 26,400 \text{ kilogrammètres,}$$

inférieur à 28.408, qui est le moment maximum de flexion dans le cas précédent.

Les ancrages sont constitués par deux tiges de 30 millimètres dont le diamètre du fond de la partie filetée est de 25^{mm},5 et la section : 510 millimètres carrés.

Travail par millimètre carré :

$$R = \frac{7,233}{2 \times 510} = 7^{\text{kg}},09.$$

NOTE ANNEXE N° X.

Bases du calcul.

Les bases adoptées pour les calculs de stabilité sont les suivantes :

L'épaisseur du pavage en bois est de 0^m,12, hauteur adoptée par la Ville de Paris pour toutes les nouvelles chaussées; le poids spécifique de ce pavage est compté à raison de 950 kilogrammes par mètre cube.

La densité des pavés de 0^m,12 en bois de pin, pitchpin ou de teck varie de 0^m,400 à 0^m,780. Nous avons majoré ces chiffres de près de 200 kilogrammes pour tenir compte de l'humidité des joints en ciment, des graviers qui sont incorporés à la chaussée et pour tenir compte aussi de la substitution éventuelle, bien qu'improbable, d'une essence plus lourde que celle des bois résineux. La densité de la couche élastique, qui comprendra environ 0^m,01 de mortier de ciment et 0^m,04 d'asphalte, a été prise égale à 2.300 kilogrammes par mètre cube.

Pour le platelage, on a supposé que l'épaisseur de 0^m,01 de la tôle était augmentée du poids des fers à \sqcup de renforcement également réparti.

Pour les trottoirs, la charge permanente comprend, indépendamment de la tôle et des zorès, une couche d'asphalte de 0^m,015, dont le poids spécifique est de 2.450 kilogrammes et une couche de 0^m,06 de béton de 2.300 kilogrammes au mètre cube.

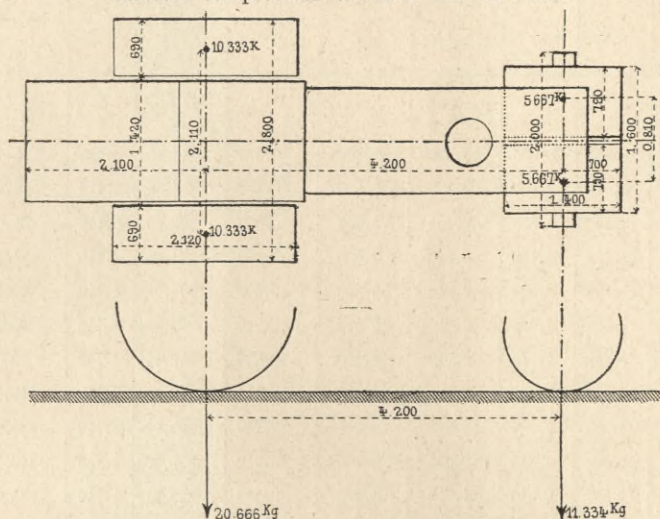
RÉSUMÉ DES BASES DES CALCULS.

Poids du tablier sous chaussées.

<i>Chaussée en bois</i>	{	Épaisseur.....	0 ^m ,12
		Poids du mètre cube.....	950 ^k ,00
		Poids du mètre carré.....	114 ^k ,00
<i>Intermédiaire élastique</i>	{	Couche d'asphalte et mortier de ciment épaisseur moyenne.....	0 ^m ,05
		Poids du mètre cube.....	2.300 ^k ,00
		Poids du mètre carré.....	115 ^k ,00

<i>Platelage en tôle de 0^m,01 d'épaisseur renforcé</i>	}	Poids du mètre cube.....	7.800 ^k ,00
		Poids du mètre carré de tôle 78 ^k »	
		Renforts en U , 0 ^m ,82 à 5 ^k ,15 par mètre carré...	12 ^k ,7
		10 0/0 pour rivets et couvre- joints.....	9 ^k ,3
<i>Poids du mètre carré du tablier: (114 + 115 + 100) = 329,</i>		<i>soit</i>	330 ^k ,00
<i>Surcharge d'épreuve réglementaire: par mètre carré...</i>			400 ^k ,00

Rouleau compresseur N° 1 de la Ville de Paris.



Poids du tablier sous trottoirs.

<i>Asphalte</i>	}	Épaisseur.....	0 ^m ,015
		Poids du mètre cube.....	2.450 ^k ,00
<i>Béton</i>	}	Poids du mètre carré.....	37 ^k ,00
		Épaisseur.....	0 ^m ,06
<i>Tôle de 0^m,008 d'épaisseur</i>	}	Poids du mètre cube.....	2.300 ^k ,00
		Poids du mètre carré.....	138 ^k ,00
<i>Tôle de 0^m,008 d'épaisseur</i>	}	Poids du mètre carré.....	62 ^k ,4
		Zorès 1,94 à 18 ^k ,5 par mètre carré.....	36 ^k »
		A compter pour rivets, etc..	9 ^k ,6
<i>Poids du mètre carré de tablier sous trottoirs:</i>		<i>(37 + 138 + 108) =</i>	283 ^k ,00

TABLEAU I. — Calcul des poussées

NUMÉROS des SECTIONS	DISTANCES (x)	POIDS de L'ARC	POIDS du TYMPAN — Montants et contreven- tements, longerons, entretroises sous chaussée	POIDS du TABLIER — Platelage, asphalte, pavage en bois	POIDS — T O T A U X — Charge permanente seule P.	MOMENTS des POIDS P. X.	SUR- CHARGE P'	PRODUITS de la SURCHARGE par les distances	SOMMES DES MOMENTS des poids, de la charge permanente et de la surcharge
0 (Retombée)	0 ^m	0	0	0	0	0	0	»	»
1	1,200	3.060	3.390 ^k	2.820 ^k	9.270 ^k	11.124	3.470 ^k	4.164	15.288
2	4,825	4.090	3.360	3.400	10.850	52.351	4.140	19.976	72.327
3	8,450	4.300	3.190	3.400	10.890	92.021	4.140	34.983	127.004
4	12,075	4.490	3.040	3.400	10.930	131.980	4.140	49.991	181.971
5	15,700	4.630	2.910	3.400	10.940	171.758	4.140	64.998	236.756
6	19,325	4.700	2.640	3.400	10.740	207.551	4.140	80.006	287.557
7	22,950	4.710	2.510	3.400	10.620	243.729	4.140	95.013	338.742
8	26,575	4.740	2.360	3.400	10.500	279.038	4.140	110.021	389.059
9	30,200	4.700	2.030	3.400	10.130	305.926	4.140	125.028	430.954
10	33,825	4.610	2.030	3.400	10.040	339.603	4.140	140.036	479.639
11	37,450	4.510	1.250	3.400	9.160	343.042	4.140	155.043	498.085
12	41,075	4.390	1.250	3.400	9.040	371.318	4.140	170.051	541.369
13	44,700	4.280	1.250	3.400	8.930	399.171	4.140	185.058	584.229
14	48,325	4.010	1.250	3.400	8.660	418.495	4.140	200.066	618.561
15	51,950	5.650	1.250	3.380	10.280	534.046	4.140	215.073	749.119
16 (Clef)	53,750	»	»	»	»	»	»	»	»
		66.870	33.710	50.400	150.980	3.901.153	61.430	1.649.507	5.550.660

Poussée produite par la charge permanente seule : $Q_p = \frac{3.901.153}{6,28} = 621.203^k$.

et des ordonnées des courbes des pressions.

POIDS CUMULÉS (charge perma- nente)	SOMMES des MOMENTS $\sum x_n P (x-x_n)$	SOMMES des PRODUITS divisés par Qp $(6,28-y_1)$	CHARGE PERMA- NENTE — Ordonnées de la courbe de poussée y ₁	POIDS CUMULÉS (charge perma- nente et sur- charge)	SOMMES des MOMENTS $\sum x_n (P+P')(x-x_n)$	SOMMES des PRODUITS divisés par Qt $(6,28-y_2)$	CHARGE — T O T A L E — Ordonnées de la courbe de poussée	ORDONNÉES de la COURBE moyenne $\frac{y_1 + y_2}{2}$
^k 150.980	3.901.153	^m 6,28	0	^k 212.410	5.550.660	^m 6,28	0	0
141.710	3.719.977	5.9883	0,2917	199.670	5.295.768	5.9916	0,2884	^m 0,2900
130.860	3.206.278	5,1614	1,1186	184.680	4.571.964	5,1727	1,1073	1,1130
119.970	2.731.911	4,3978	1,8822	169.650	3.902.499	4,4153	1,8647	1,8735
109.040	2.297.020	3,6977	2,5823	154.580	3.287.518	3,7195	2,5605	2,5714
98.100	1.901.750	3,0614	3,2186	139.500	2.727.166	3,0855	3,1945	3,2066
87.360	1.546.137	2,4889	3,7911	124.620	2.221.478	2,5134	3,7666	3,7789
76.740	1.229.457	1,9792	4,3008	109.860	1.769.731	2,0023	4,2777	4,2893
66.240	951.275	1,5313	4,7487	95.220	1.371.488	1,5517	4,7283	4,7385
56.110	714.155	1,1448	5,1352	80.950	1.026.316	1,1612	5,1188	5,1270
46.070	507.756	0,8174	5,4626	66.770	732.872	0,8292	5,4508	5,4567
36.910	340.752	0,5485	5,7315	53.470	490.831	0,5553	5,7247	5,7281
27.870	206.953	0,3331	5,9469	40.290	297.002	0,3360	5,9440	5,9455
18.940	105.925	0,1705	6,1095	27.220	150.951	0,1708	6,1092	6,1094
10.280	37.267	0,0600	6,2200	14.420	52.278	0,0591	6,2209	6,2205
»	»	»	6,28	»	»	»	6,28	6,28
»	»	»	6,28	»	»	»	6,28	6,28

Poussée produite par la charge totale : $Q_t = \frac{5.550.660}{6,28} = 883.863^k$.

TABLEAU II. —

NUMÉROS des SECTIONS	x	ORDONNÉES de la COURBE MOYENNE des PRESSIONS $\frac{y_1 + y_2}{2}$	ORDONNÉES de L'INTRADOS	ORDONNÉES de L'EXTRADOS	HAUTEUR VERTICALE de L'ARC h	Log tg θ $tg \theta = \frac{\Delta y}{\Delta x}$	Log sin θ
0	0	0	m - 0,500	m + 0,5000	m 1,0000	"	"
Retombée 1	m 1,200	m 0,2900	- 0,240	0,8200	1,0600	1,383.2168	1,370.8915
2	4,825	1,1130	0,512	1,7140	1,2020	1,356.0918	1,345.1777
3	8,450	1,8735	1,214	2,5330	1,3190	1,321.7912	1,312.4379
4	12,075	2,5714	1,865	3,2778	1,4128	1,284.4852	1,276.5826
5	15,700	3,2066	2,466	3,9472	1,4812	1,243.6025	1,237.0350
6	19,325	3,7789	3,018	4,5398	1,5218	1,198.3157	1,192.9703
7	22,950	4,2893	3,520	5,0586	1,5386	1,148.6027	1,144.3396
8	26,575	4,7385	3,974	5,5030	1,5290	1,093.1317	1,089.8205
9	30,200	5,1270	4,378	5,8760	1,4980	1,030.0830	1,027.6023
10	33,825	5,4567	4,734	6,1794	1,4454	958.8109	957.0628
11	37,450	5,7281	5,041	6,4152	1,3742	874.3018	873.0887
12	41,075	5,9455	5,301	6,5780	1,2770	777.9515	777.1719
13	44,700	6,1094	5,512	6,6290	1,1170	655.2710	654.8244
14	48,325	6,2205	5,675	6,6620	0,9870	523.8361	523.5936
15	51,950	6,2800	5,790	6,6780	0,8880	215.2090	215.1525
16 Clef	53,750	6,2800	5,830	6,6800	0,8500	0	0

(1) Surface de la section théorique.

Constantes de l'arc.

Log cos θ	SECTION DROITE $H = h \cos \theta$	Ω	I	V	$\frac{I}{V}$	ORDONNÉES de la FIBRE NEUTRE y
"	"	"	"	"	"	"
13° 35' 9" 6	m 1,0303	0,109.265	0,018.373.864	m 0,5152	0,035.664	m 0,2900
12° 47' 28" 6	1,1722	0,116.360	0,024.825.067	0,5861	0,042.356	1,1130
11° 50' 54" 3	1,2909	0,122.295	0,031.118.385	0,6455	0,048.208	1,8735
10° 53' 51"	1,3873	0,127.115	0,036.861.425	0,6937	0,053.137	2,5714
9° 56' 20"	1,4590	0,130.700	0,041.514.744	0,7295	0,056.908	3,2066
8° 58' 17" 7	1,5032	0,132.910	0,044.550.116	0,7516	0,059.274	3,7789
8° 0' 52" 4	1,5236	0,133.930	0,045.994.714	0,7618	0,060.376	4,2893
7° 3' 50"	1,5174	0,136.370	0,046.919.358	0,7587	0,061.842	4,7385
6° 7' 1" 8	1,4895	0,134.975	0,044.908.578	0,7448	0,060.300	5,1270
5° 11' 48" 7	1,4395	0,132.475	0,041.436.104	0,7198	0,057.570	5,4567
4° 16' 54" 1	1,3704	0,129.020	0,036.909.051	0,6852	0,053.866	5,7281
3° 25' 55" 4	1,2749	0,124.245	0,031.157.725	0,6375	0,047.878	5,9395
2° 35' 19" 7	1,1160	0,121.800	0,024.210.914	0,5580	0,043.389	6,0705
1° 54' 48" 1	0,9865	0,115.325	0,018.183.622	0,4933	0,036.865	6,1685
0° 56' 25" 3	0,8879	0,110.395	0,014.245.831	0,4440	0,032.089	6,2340
"	0,8500	(1)0,11.0375 (2)0,17.2300	0,009.205.988	0,4250	0,021.659	6,2800

(2) Surface de la section réelle calculée près de l'articulation.

TABLEAU IV. — Calcul des efforts normaux.

NUMÉROS DES SECTIONS	PREMIER CAS CHARGE PEUVAIENTE SEULE			DEUXIÈME CAS CHARGE TOTALE			TROISIÈME CAS SURCHARGE SUR LA $\frac{1}{2}$ TRAVÉE			QUATRIÈME CAS SURCHARGE SUR LA $\frac{1}{2}$ TRAVÉE OPPOSÉE			
	$Q_p \cos \theta$	F	$Q_1 \cos \theta$	$\sin \theta \sum_x^a (P+P')$	F'	$Q_1 \cos \theta$	$\sin \theta \left(\sum_x^a p' - \frac{p'a}{4} \right)$	F_1	$F + F_1$	$Q_1 \cos \theta$	$\sin \theta \frac{p'a'}{4}$	F_2	$F + F_2$
	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
0 Retombée													
1	603.821	639.287	859.131	49.896	909.027	127.655	40.823	133.478	777.765	127.655	3.608	131.263	770.550
2	605.787	637.162	861.928	44.207	906.135	128.071	9.432	137.503	774.665	128.071	3.398	131.469	768.631
3	607.968	634.837	865.032	37.919	902.951	128.532	7.897	135.429	771.266	128.532	3.153	131.685	766.522
4	610.001	632.682	867.924	32.073	899.997	128.962	6.489	135.451	768.133	128.962	2.903	131.865	764.547
5	611.880	630.700	870.598	26.680	897.278	129.359	5.209	134.568	765.268	129.359	2.651	132.010	762.710
6	613.603	628.901	873.050	21.754	894.804	129.723	4.061	133.794	762.085	129.723	2.395	132.118	761.019
7	615.136	627.316	875.230	17.375	892.605	130.047	3.054	133.101	760.447	130.047	2.142	132.189	759.505
8	616.488	625.925	877.154	13.510	890.664	130.333	2.184	132.517	758.442	130.333	1.889	132.222	758.147
9	617.6661	624.725	878.8301	10.147	888.977	130.582	1.452	132.034	756.759	130.582	1.637	132.219	756.944
10	618.649	623.732	880.230	7.333	887.563	130.790	859	131.649	755.381	130.790	1.391	132.181	755.913
11	619.469	622.909	881.396	4.985	886.381	130.964	399	131.363	754.272	130.964	1.147	132.114	755.050
12	620.089	622.299	882.278	3.201	885.479	131.095	72	131.167	753.466	131.095	919	132.014	754.313
13	620.569	621.828	882.961	1.820	884.781	131.196	— 133	131.063	752.891	131.196	694	131.890	753.718
14	620.857	621.489	883.370	909	884.279	131.257	— 236	131.021	752.510	131.257	513	131.770	753.259
15	621.119	621.288	883.744	481	884.225	131.312	— 184	131.128	752.416	131.312	252	131.584	752.852
16 Clief	621.203	621.203	883.863	"	883.863	131.330	"	131.330	752.533	131.330	"	131.330	752.533

TABLEAU V. — Calcul du travail du métal sous l'effet des

NUMÉROS DES SECTIONS	PREMIER CAS CHARGE PERMANENTE SEULE				DEUXIÈME CAS CHARGE TOTALE				DEMI- Effet de l'effort normal
	1 ^{er} terme Effet de l'effort normal $(\frac{F}{\Omega})$	2 ^e terme Effet du moment de flexion $(\frac{XV}{I})$	Travail de la membrure supérieure $-\frac{F}{\Omega} - \frac{XV}{I}$	Travail de la membrure inférieure $-\frac{F}{\Omega} + \frac{XV}{I}$	1 ^{er} terme Effet de l'effort normal	2 ^e terme Effet du moment de flexion	Travail de la membrure supérieure	Travail de la membrure inférieure	
	"	"	"	"	"	"	"	"	
0	"	"	"	"	"	"	"	"	"
Retombées	k	k	k	k	k	k	k	k	k
1	5,851	+ 0,030	- 5,881	- 5,821	8,319	- 0,042	- 8,277	- 8,361	7,118
2	5,476	+ 0,082	- 5,558	- 5,394	7,787	- 0,117	- 7,670	- 7,904	6,658
3	5,191	+ 0,112	- 5,303	- 5,079	7,383	- 0,160	- 7,223	- 7,543	6,307
4	4,977	+ 0,127	- 5,104	- 4,850	7,080	- 0,181	- 6,899	- 7,261	6,043
5	4,826	+ 0,131	- 4,957	- 4,695	6,865	- 0,186	- 6,679	- 7,051	5,855
6	4,732	+ 0,128	- 4,860	- 4,604	6,732	- 0,182	- 6,550	- 6,914	5,739
7	4,684	+ 0,118	- 4,802	- 4,566	6,665	- 0,168	- 6,497	- 6,833	5,678
8	4,590	+ 0,102	- 4,692	- 4,488	6,531	- 0,146	- 6,385	- 6,677	5,562
9	4,628	+ 0,084	- 4,712	- 4,544	6,586	- 0,120	- 6,466	- 6,706	5,607
10	4,708	+ 0,064	- 4,772	- 4,644	6,700	- 0,091	- 6,609	- 6,791	5,702
11	4,828	+ 0,039	- 4,867	- 4,789	6,870	- 0,056	- 6,814	- 6,926	5,846
12	5,009	+ 0,094	- 5,103	- 4,915	7,127	+ 0,081	- 7,208	- 7,046	6,064
13	5,105	+ 0,558	- 5,663	- 4,547	7,264	+ 0,788	- 8,052	- 6,476	6,181
14	5,389	+ 0,868	- 6,257	- 4,521	7,668	+ 1,256	- 8,924	- 6,412	6,525
15	5,628	+ 0,896	- 6,524	- 4,732	8,009	+ 1,267	- 9,276	- 6,742	6,816
16 Clef	5,628	0	- 5,628	- 5,628	8,007	0	- 8,007	- 8,007	6,818
	3,605		- 3,605	- 3,605	5,130		- 5,130	- 5,130	4,367

NOTA. — Les chiffres soulignés se rapportent à la section réelle de l'arc calculée près de l'articulation.

surcharges des épreuves réglementaires par poids mort.

TROISIÈME CAS TRAVÉE SURCHARGÉE			QUATRIÈME CAS DEMI-TRAVÉE POSÉE SURCHARGÉE				VALEURS MAXIMA ET MINIMA DU TRAVAIL			
2 ^e terme Effet du moment de flexion	Travail de la mem- brure supé- rieure	Travail de la mem- brure infé- rieure	1 ^{er} terme Effet de l'effort normal	2 ^e terme Effet du moment de flexion	Travail de la mem- brure supé- rieure	Travail de la mem- brure Infé- rieure	Membure supérieure		Membure inférieure	
"	"	"	"	"	"	"	Maxima	Minima	Maxima	Minima
"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
+ 0,487	- 7,605	- 6,631	7,052	- 0,522	- 6,530	- 7,574	- 8,277	- 5,881	- 8,361	- 5,821
+ 1,561	- 8,219	- 5,097	6,606	- 1,645	- 4,961	- 8,251	- 8,219	- 4,961	- 8,251	- 5,097
+ 2,231	- 8,538	- 4,076	6,268	- 2,302	- 3,966	- 8,570	- 8,538	- 3,966	- 8,570	- 4,076
+ 2,666	- 8,709	- 3,377	6,015	- 2,741	- 3,274	- 8,756	- 8,709	- 3,274	- 8,756	- 3,377
+ 2,958	- 8,813	- 2,897	5,836	- 3,036	- 2,800	- 8,872	- 8,813	- 2,800	- 8,872	- 2,897
+ 3,166	- 8,905	- 2,573	5,726	- 3,242	- 2,484	- 8,968	- 8,905	- 2,484	- 8,968	- 2,573
+ 3,305	- 8,983	- 2,373	5,671	- 3,379	- 2,292	- 9,050	- 8,983	- 2,292	- 9,050	- 2,373
+ 3,301	- 8,863	- 2,261	5,559	- 3,367	- 2,192	- 8,926	- 8,863	- 2,192	- 8,926	- 2,261
+ 3,337	- 8,944	- 2,270	5,608	- 3,397	- 2,211	- 9,005	- 8,944	- 2,211	- 9,005	- 2,270
+ 3,315	- 9,017	- 2,387	5,706	- 3,369	- 2,337	- 9,075	- 9,017	- 2,337	- 9,075	- 2,387
+ 3,212	- 9,058	- 2,634	5,852	- 3,259	- 2,593	- 9,111	- 9,058	- 2,593	- 9,111	- 2,634
+ 3,111	- 9,175	- 2,953	6,071	- 2,970	- 3,101	- 9,041	- 9,175	- 3,101	- 9,041	- 2,953
+ 3,315	- 9,496	- 2,866	6,188	- 2,008	- 4,180	- 8,196	- 9,496	- 4,180	- 8,196	- 2,866
+ 3,067	- 9,592	- 3,458	6,532	- 0,993	- 5,539	- 7,525	- 9,592	- 5,539	- 7,525	- 3,458
+ 1,882	- 8,698	- 4,934	6,820	+ 0,218	- 7,038	- 6,602	- 9,276	- 6,524	- 6,602	- 4,934
0	- 6,818	- 6,818	6,818	0	- 6,818	- 6,818	- 8,007	- 5,628	- 8,007	- 5,628
	- 4,367	- 4,367	4,367		- 4,367	- 4,367	- 5,130	- 3,605	- 5,130	- 3,605

TABLEAU VI. —

NUMÉROS des sections	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX
1	+ 12,130	+ 2,640	+ 1,340	+ 0,802	+ 0,524	+ 0,346	+ 0,222	+ 0,142	+ 0,076
2	+ 10,883	+ 10,883	+ 5,470	+ 3,334	+ 2,174	+ 1,432	+ 0,954	+ 0,610	+ 0,332
3	+ 9,699	+ 9,699	+ 9,699	+ 5,924	+ 3,884	+ 2,620	+ 1,752	+ 1,132	+ 0,652
4	+ 8,578	+ 8,578	+ 8,578	+ 8,578	+ 5,652	+ 3,842	+ 2,610	+ 1,724	+ 1,036
5	+ 7,519	+ 7,519	+ 7,519	+ 7,519	+ 7,519	+ 5,152	+ 3,540	+ 2,380	+ 1,488
6	+ 6,523	+ 6,523	+ 6,523	+ 6,523	+ 6,523	+ 6,523	+ 4,524	+ 3,102	+ 1,992
7	+ 5,583	+ 5,583	+ 5,583	+ 5,583	+ 5,583	+ 5,583	+ 5,583	+ 3,886	+ 2,562
8	+ 4,717	+ 4,717	+ 4,717	+ 4,717	+ 4,717	+ 4,717	+ 4,717	+ 4,717	+ 3,184
9	+ 3,905	+ 3,905	+ 3,905	+ 3,905	+ 3,905	+ 3,905	+ 3,905	+ 3,905	+ 3,905
10	+ 3,151	+ 3,151	+ 3,151	+ 3,151	+ 3,151	+ 3,151	+ 3,151	+ 3,151	+ 3,151
11	+ 2,436	+ 2,436	+ 2,436	+ 2,436	+ 2,436	+ 2,436	+ 2,436	+ 2,436	+ 2,436
12	+ 1,821	+ 1,821	+ 1,821	+ 1,821	+ 1,821	+ 1,821	+ 1,821	+ 1,821	+ 1,821
13	+ 1,267	+ 1,267	+ 1,267	+ 1,267	+ 1,267	+ 1,267	+ 1,267	+ 1,267	+ 1,267
14	+ 0,745	+ 0,745	+ 0,745	+ 0,745	+ 0,745	+ 0,745	+ 0,745	+ 0,745	+ 0,745
15	+ 0,256	+ 0,256	+ 0,256	+ 0,256	+ 0,256	+ 0,256	+ 0,256	+ 0,256	+ 0,256
16 Clef	0	0	0	0	0	0	0	0	0

Valeurs de Z.

X	XI	XII	XIII	XIV	XV	XVI	OBSERVATIONS
+ 0,015	- 0,028	- 0,064	- 0,095	- 0,118	- 0,136	- 0,150	Valeurs mesurées sur l'épure (Pl. 43, 4 ^e trimestre 1898).
+ 0,110	- 0,056	- 0,204	- 0,324	- 0,424	- 0,510	- 0,549	
+ 0,270	- 0,034	- 0,280	- 0,492	- 0,672	- 0,822	- 0,886	
+ 0,494	+ 0,030	- 0,292	- 0,592	- 0,852	- 1,062	- 1,161	
+ 0,784	+ 0,220	- 0,242	- 0,634	- 0,966	- 1,244	- 1,372	
+ 1,130	+ 0,440	- 0,132	- 0,610	- 1,014	- 1,356	- 1,521	
+ 1,542	+ 0,720	+ 0,040	- 0,526	- 1,010	- 1,414	- 1,608	
+ 2,000	+ 1,056	+ 0,270	- 0,380	- 0,946	- 1,416	- 1,634	
+ 2,540	+ 1,462	+ 0,566	- 0,182	- 0,822	- 1,354	- 1,599	
+ 3,151	+ 1,926	+ 0,924	+ 0,086	- 0,624	- 1,224	- 1,505	
+ 2,436	+ 2,436	+ 1,336	+ 0,404	- 0,382	- 1,044	- 1,352	
+ 1,821	+ 1,821	+ 1,821	+ 0,794	- 0,070	- 0,800	- 1,140	
+ 1,267	+ 1,267	+ 1,267	+ 1,267	+ 0,313	- 0,479	- 0,848	
+ 0,745	+ 0,745	+ 0,745	+ 0,745	+ 0,745	- 0,124	- 0,522	
+ 0,256	+ 0,256	+ 0,256	+ 0,256	+ 0,256	+ 0,256	- 0,164	
0	0	0	0	0	0	0	

TABLEAU VIII. — Effet de la surcharge disposée dans l'hypothèse la plus dé

NUMÉROS DES SECTIONS	SOMME des moments négatifs ou positifs	EFFORT NORMAL						
		ΣQ	$\Sigma \frac{P'x}{2a}$	$\Sigma_x^a P'$	$\text{Cos } \theta \Sigma Q$	$\left(\frac{pa'}{4} + \Sigma_x^a P' - \Sigma \frac{P'x}{2a} \right)$ ou $\left(\Sigma_x^a P' - \Sigma \frac{P'x}{2a} \right)$	F	$\frac{F}{\Omega}$
Première								
<i>Maximum des</i>								
1	23.225	179.516	7.536	18.125	174.493	5.644	180.137	1,649
2	83.904	179.516	7.536	18.125	175.061	5.320	180.381	1,550
3	133.630	179.516	7.536	18.125	175.691	4.933	180.624	1,477
4	172.433	168.707	6.273	14.500	165.665	4.096	169.761	1,336
5	200.968	168.707	6.273	14.500	166.175	3.739	169.914	1,300
6	218.839	168.707	6.273	14.500	166.643	3.379	170.022	1,279
7	227.010	156.852	4.888	10.875	155.320	2.708	158.028	1,180
8	227.254	156.852	4.888	10.875	155.662	2.389	158.051	1,159
9	218.015	156.852	4.888	10.875	155.959	2.070	158.029	1,171
10	200.146	143.951	3.381	7.250	143.359	1.568	144.927	1,094
11	176.591	143.951	3.381	7.250	143.549	1.292	144.841	1,123
12	144.082	143.951	3.381	7.250	143.693	1.036	144.729	1,165
13	104.710	130.004	1.752	3.625	129.872	692	130.564	1,072
14	61.894	130.004	1.752	3.625	129.932	511	130.443	1,131
15	18.862	115.010	»	»	114.994	221	115.215	1,044
16	0	114.991	»	»	»	»	114.991	1,042
Clef								
Deuxième								
<i>Maximum des</i>								
1	20.906	50.485	5.899	35.638	49.072	6.986	56.058	0,513
2	76.169	50.485	5.899	32.625	49.232	5.917	55.149	0,474
3	121.421	50.485	5.899	29.000	49.409	4.743	54.152	0,443
4	157.284	61.294	7.162	29.000	60.189	4.129	64.318	0,506
5	184.688	61.294	7.162	25.375	60.374	3.144	63.518	0,486
6	202.453	61.294	7.162	21.750	60.544	2.275	62.819	0,473
7	211.319	73.149	8.547	21.750	72.435	1.841	74.276	0,555
8	212.868	73.149	8.547	18.125	72.594	1.178	73.172	0,541
9	206.332	73.149	8.547	14.500	72.732	634	73.366	0,544
10	191.957	86.050	10.054	14.500	85.696	403	86.099	0,650
11	170.367	86.050	10.054	10.875	85.810	61	85.871	0,666
12	143.607	86.050	10.054	7.250	85.896	— 168	85.728	0,690
13	113.390	99.997	11.683	7.250	99.895	— 200	99.695	0,819
14	74.499	99.997	11.683	3.625	99.941	— 269	99.672	0,864
15	29.443	114.991	13.435	3.625	114.976	— 161	114.815	1,040
16	0	114.991	»	»	114.991	»	114.991	1,042

favorable ; poussée ; effort normal ; moment de flexion et travail du métal.

XV I	TRAVAIL de la membrure supérieure $-\frac{F}{\Omega} - \frac{XV}{I}$	TRAVAIL de la membrure inférieure $-\frac{F}{\Omega} + \frac{XV}{I}$	SURCHARGE DE 400 KILOGRAMMES PAR MÈTRE CARRÉ COEFFICIENT 1.143		CHARGE PERMANENTE (TABLEAU 5)		EFFET TOTAL	
			Membrure supérieure	Membrure inférieure	Membrure supérieure	Membrure inférieure	Membrure supérieure	Membrure inférieure
			k	k	k	k	k	k
— 0,651	— 0,998	— 2,647	— 1,141	— 3,026	— 5,881	— 5,821	— 7,022	— 8,847
— 1,981	+ 0,431	— 3,531	+ 0,493	— 4,006	— 5,558	— 5,394	— 5,065	— 9,400
— 2,772	+ 1,295	— 4,249	+ 1,480	— 4,857	— 5,303	— 5,079	— 3,823	— 9,936
— 3,245	+ 1,909	— 4,581	+ 2,182	— 5,236	— 5,104	— 4,850	— 2,922	— 10,086
— 3,531	+ 2,231	— 4,831	+ 2,550	— 5,522	— 4,957	— 4,695	— 2,407	— 10,217
— 3,692	+ 2,413	— 4,971	+ 2,758	— 5,682	— 4,860	— 4,604	— 2,102	— 10,286
— 3,760	+ 2,580	— 4,940	+ 2,949	— 5,646	— 4,802	— 4,566	— 1,853	— 10,212
— 3,675	+ 2,516	— 4,834	+ 2,876	— 5,525	— 4,692	— 4,448	— 1,816	— 10,013
— 3,616	+ 2,445	— 4,787	+ 2,795	— 5,472	— 4,712	— 4,544	— 1,917	— 10,016
— 3,477	+ 2,383	— 4,571	+ 2,724	— 5,225	— 4,772	— 4,644	— 2,048	— 9,869
— 3,278	+ 2,155	— 4,401	+ 2,463	— 5,030	— 4,867	— 4,789	— 2,404	— 9,819
— 2,948	+ 1,783	— 4,113	+ 2,038	— 4,701	— 5,103	— 4,915	— 3,065	— 9,616
— 2,413	+ 1,341	— 3,485	+ 1,153	— 3,983	— 5,663	— 4,547	— 4,130	— 8,530
— 1,679	+ 0,548	— 2,810	+ 0,626	— 3,212	— 6,257	— 4,521	— 5,631	— 7,733
— 0,588	+ 0,456	— 1,632	+ 0,521	— 1,865	— 6,548	— 4,738	— 7,939	— 6,603
0	— 1,042	— 1,042	— 1,190	— 1,190	— 5,628	— 5,628	— 6,818	— 6,818
partie.								
<i>moments négatifs.</i>								
k	k	k	k	k	k	k	k	k
— 0,651	— 0,998	— 2,647	— 1,141	— 3,026	— 5,881	— 5,821	— 7,022	— 8,847
— 1,981	+ 0,431	— 3,531	+ 0,493	— 4,006	— 5,558	— 5,394	— 5,065	— 9,400
— 2,772	+ 1,295	— 4,249	+ 1,480	— 4,857	— 5,303	— 5,079	— 3,823	— 9,936
— 3,245	+ 1,909	— 4,581	+ 2,182	— 5,236	— 5,104	— 4,850	— 2,922	— 10,086
— 3,531	+ 2,231	— 4,831	+ 2,550	— 5,522	— 4,957	— 4,695	— 2,407	— 10,217
— 3,692	+ 2,413	— 4,971	+ 2,758	— 5,682	— 4,860	— 4,604	— 2,102	— 10,286
— 3,760	+ 2,580	— 4,940	+ 2,949	— 5,646	— 4,802	— 4,566	— 1,853	— 10,212
— 3,675	+ 2,516	— 4,834	+ 2,876	— 5,525	— 4,692	— 4,448	— 1,816	— 10,013
— 3,616	+ 2,445	— 4,787	+ 2,795	— 5,472	— 4,712	— 4,544	— 1,917	— 10,016
— 3,477	+ 2,383	— 4,571	+ 2,724	— 5,225	— 4,772	— 4,644	— 2,048	— 9,869
— 3,278	+ 2,155	— 4,401	+ 2,463	— 5,030	— 4,867	— 4,789	— 2,404	— 9,819
— 2,948	+ 1,783	— 4,113	+ 2,038	— 4,701	— 5,103	— 4,915	— 3,065	— 9,616
— 2,413	+ 1,341	— 3,485	+ 1,153	— 3,983	— 5,663	— 4,547	— 4,130	— 8,530
— 1,679	+ 0,548	— 2,810	+ 0,626	— 3,212	— 6,257	— 4,521	— 5,631	— 7,733
— 0,588	+ 0,456	— 1,632	+ 0,521	— 1,865	— 6,548	— 4,738	— 7,939	— 6,603
0	— 1,042	— 1,042	— 1,190	— 1,190	— 5,628	— 5,628	— 6,818	— 6,818
partie.								
<i>moments positifs.</i>								
k	k	k	k	k	k	k	k	k
0,586	— 1,099	+ 0,073	— 1,256	+ 0,083	— 5,881	— 5,821	— 7,137	— 5,738
1,798	— 2,272	+ 1,324	— 2,597	+ 1,513	— 5,558	— 5,394	— 8,155	— 3,881
2,519	— 2,962	+ 2,076	— 3,386	+ 2,373	— 5,303	— 5,079	— 8,689	— 2,706
2,960	— 3,496	+ 2,454	— 3,962	+ 2,805	— 5,104	— 4,850	— 9,066	— 2,045
3,245	— 3,731	+ 2,759	— 4,265	+ 3,154	— 4,957	— 4,695	— 9,222	— 1,541
3,416	— 3,889	+ 2,943	— 4,445	+ 3,364	— 4,860	— 4,604	— 9,305	— 1,240
3,500	— 4,055	+ 2,945	— 4,635	+ 3,366	— 4,802	— 4,566	— 9,437	— 1,200
3,442	— 3,983	+ 2,901	— 4,553	+ 3,316	— 4,692	— 4,488	— 9,245	— 1,172
3,334	— 3,966	+ 2,878	— 4,533	+ 3,280	— 4,712	— 4,544	— 9,245	— 1,264
3,163	— 3,984	+ 2,684	— 4,554	+ 3,068	— 4,772	— 4,644	— 9,326	— 1,576
2,942	— 3,829	+ 2,497	— 4,377	+ 2,854	— 4,867	— 4,789	— 9,244	— 1,935
2,613	— 3,632	+ 2,252	— 4,151	+ 2,574	— 5,103	— 4,915	— 9,254	— 2,341
2,021	— 3,432	+ 1,794	— 3,923	+ 2,051	— 5,663	— 4,547	— 9,586	— 2,496
0,918	— 2,885	+ 1,157	— 3,298	+ 1,322	— 6,257	— 4,521	— 9,555	— 3,199
0	— 1,958	+ 0,122	— 2,238	+ 0,139	— 6,548	— 4,732	— 8,762	— 4,871
0	— 1,042	— 1,042	— 1,190	— 1,190	— 5,628	— 5,628	— 6,818	— 6,818

TABEAU IX. — Constantes employées

NUMÉROS DES SECTIONS	DISTANCES x	Δs	Ω	I	m	$m \operatorname{tg} \theta$
		$\frac{\Delta x}{\cos \theta}$			ou ds	
0	0	"	"	"	"	"
Retournée	m	m				
1	1,200	1,2345	0,109.265	0,018.373.864	3,0931	0,747.50
2	4,825	3,7172	0,116.360	0,024.825.067	3,710.55	0,842.42
3	8,450	3,7039	0,122.295	0,031.118.385	3,697.75	0,775.76
4	12,075	3,6916	0,127.115	0,036.861.425	3,685.9	0,709.62
5	15,700	3,6802	0,130.700	0,041.514.744	3,675.05	0,643.97
6	19,325	3,6699	0,132.910	0,044.550.116	3,665.35	0,578.67
7	22,950	3,6608	0,133.930	0,045.994.744	3,656.75	0,514.87
8	26,575	3,6527	0,136.370	0,046.919.358	3,649.25	0,452.20
9	30,200	3,6458	0,134.975	0,044.908.578	3,642.9	0,390.42
10	3 ²	3,6400	0,132.475	0,041.436.104	3,637.55	0,330.84
11	37,4	3,6351	0,129.020	0,036.909.051	3,633.3	0,272.02
12	41,075	3,6315	0,126.808	0,027.576.203	3,630.1	0,217.71
13	44,700	3,6287	0,126.425	0,020.688.619	3,627.85	0,164.03
14	48,325	3,6270	0,117.200	0,014.525.599	3,626.25	0,121.44
15	51,950	3,6255	0,112.270	0,011.018.964	3,612.75	0,059.299
16 clé	53,750	1,8000	0,110.375	0,109.815.197	"	"

dans le calcul des déformations.

$\frac{m}{100000 \Omega}$	$\frac{m \operatorname{tg} \theta}{100000 \Omega}$	$\operatorname{Log} \frac{m}{100000 I}$	$\operatorname{Log} \frac{mx}{100000 I}$	$\operatorname{Log} \frac{my}{100000 I}$	$\frac{Q}{P} = \frac{x}{2f}$
"	"	"	"	"	"
0,000.283.082	0,000.068.411	3,226.1985	3,305.3747	4,688.5915	0,095.54
0,000.318.885	0,000.072.398	3,174.5478	3,858.0451	3,221.0430	0,384.16
0,000.302.363	0,000.063.433	3,074.9205	2,001.772	3,347.5742	0,672.77
0,000.289.966	0,000.055.825	4,999.9714	2,081.8585	3,410.1410	0,961.39
0,000.281.182	0,000.049.271	4,947.0610	2,142.9607	3,453.1058	1,25
0,000.275.777	0,000.043.539	4,915.2667	2,201.3362	3,492.6321	1,538.61
0,000.273.034	0,000.038.443	4,900.3274	2,261.1701	3,532.7738	1,827.23
0,000.267.599	0,000.033.160	4,890.8517	2,315.3250	3,566.4926	2,115.84
0,000.269.894	0,000.028.925	4,909.1180	2,389.1249	3,618.9813	2,404.46
0,000.274.584	0,000.024.974	4,943.4301	2,472.6679	3,680.3602	2,693.07
0,000.281.607	0,000.021.083	4,993.1684	2,566.6202	3,751.1790	2,981.69
0,000.286.367	0,000.017.168	3,119.3842	2,732.9618	3,892.5268	3,270.30
0,000.286.957	0,000.012.974	3,243.9178	2,894.2253	2,023.6563	3,558.92
0,000.309.407	0,000.010.336	3,397.3238	1,081.4957	2,188.6354	3,847.53
0,000.321.791	0,000.032.818	3,515.6971	1,231.2827	2,311.1669	4,136.14
"	"	"	"	"	"

TABLEAU X. —

NUMÉROS des SECTIONS	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII
1	0,020.420	0,004.444	0,002.256	0,001.350	0,000.882	0,000.582	0,000.374	0,000.239
2	0,016.267	0,016.267	0,008.176	0,004.983	0,003.249	0,002.170	0,001.426	0,000.912
3	0,011.525	0,011.525	0,011.525	0,007.039	0,004.615	0,003.113	0,002.082	0,001.345
4	0,008.577	0,008.577	0,008.577	0,008.577	0,005.652	0,003.842	0,002.610	0,001.724
5	0,006.656	0,006.656	0,006.656	0,006.656	0,006.656	0,004.561	0,003.134	0,002.107
6	0,005.367	0,005.367	0,005.367	0,005.367	0,005.367	0,005.367	0,004.636	0,002.552
7	0,004.439	0,004.439	0,004.439	0,004.439	0,004.439	0,004.439	0,004.439	0,003.090
8	0,003.669	0,003.669	0,003.669	0,003.669	0,003.669	0,003.669	0,003.669	0,003.669
$\sum_1^8 \frac{mz}{100.000 I}$	0,076.920	0,060.944	0,050.665	0,042.080	0,345.29	0,027.743	0,022.420	0,015.638
9	0,003.168	0,003.168	0,003.168	0,003.168	0,003.168	0,003.168	0,003.168	0,003.168
10	0,002.766	0,002.766	0,002.766	0,002.766	0,002.766	0,002.766	0,002.766	0,002.766
11	0,002.418	0,002.418	0,002.418	0,002.418	0,002.418	0,002.418	0,002.418	0,002.418
12	0,002.409	0,002.409	0,002.409	0,002.409	0,002.409	0,002.409	0,002.409	0,002.409
13	0,002.185	0,002.185	0,002.185	0,002.185	0,002.185	0,002.185	0,002.185	0,002.185
14	0,001.820	0,001.820	0,001.820	0,001.820	0,001.820	0,001.820	0,001.820	0,001.820
15	0,000.807	0,000.807	0,000.807	0,000.807	0,000.807	0,000.807	0,000.807	0,000.807
16 Clef								
$\sum_1^{15} \frac{mz}{100.000 I}$	0,092.493	0,076.517	0,066.238	0,057.653	0,050.102	0,043.316	0,037.993	0,031.211

Valeurs de $\frac{mz}{100.000 I}$.

IX	X	XI	XII	XIII	XIV	XV	XVI
0,000.128	0,000.025	- 0,000.047	- 0,000.108	- 0,000.160	- 0,000.199	- 0,000.229	- 0,000.253
0,000.496	0,000.164	- 0,000.084	- 0,000.305	- 0,000.484	- 0,000.634	- 0,000.762	- 0,000.821
0,000.775	0,000.321	- 0,000.040	- 0,000.333	- 0,000.585	- 0,000.799	- 0,000.977	- 0,001.053
0,001.036	0,000.494	0,000.060	- 0,000.292	- 0,000.592	- 0,000.852	- 0,001.062	- 0,001.161
0,001.317	0,000.694	0,000.195	- 0,000.214	- 0,000.561	- 0,000.855	- 0,001.101	- 0,001.215
0,001.639	0,000.930	0,000.362	- 0,000.109	- 0,000.502	- 0,000.834	- 0,001.116	- 0,001.251
0,002.037	0,001.226	0,000.572	0,000.032	- 0,000.418	- 0,000.803	- 0,001.124	- 0,001.278
0,002.476	0,001.556	0,000.821	0,000.210	- 0,000.296	- 0,000.736	- 0,001.101	- 0,001.271
0,009.904	0,005.410	0,001.839	- 0,001.119	- 0,003.598	- 0,005.712	- 0,007.472	- 0,008.303
0,003.168	0,002.060	0,001.186	0,000.459	- 0,000.148	- 0,000.667	- 0,001.098	- 0,001.297
0,002.766	0,002.766	0,001.691	0,000.811	0,000.075	- 0,000.548	- 0,001.075	- 0,001.321
0,002.418	0,002.418	0,002.418	0,001.315	0,000.398	- 0,000.376	- 0,001.028	- 0,001.332
0,002.409	0,002.409	0,002.409	0,002.409	0,001.056	- 0,000.082	- 0,001.043	- 0,001.490
0,002.185	0,002.185	0,002.185	0,002.185	0,002.185	0,000.512	- 0,000.877	- 0,001.524
0,001.820	0,001.820	0,001.820	0,001.820	0,001.820	0,001.820	- 0,000.350	- 0,001.346
0,000.807	0,000.807	0,000.807	0,000.807	0,000.807	0,000.807	0,000.807	- 0,000.570
0,025.477	0,019.875	0,014.355	0,008.687	0,002.595	- 0,004.246	- 0,012.136	- 0,017.183

TABLEAU XI. —

NUMÉROS des SECTIONS	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII
1	0,024.504	0,005.333	0,002.707	0,001.620	0,001.058	0,000.699	0,000.449	0,000.287
2	0,078.486	0,078.486	0,039.449	0,024.044	0,015.678	0,010.472	0,006.880	0,004.399
3	0,097.388	0,097.388	0,097.388	0,059.483	0,038.999	0,026.307	0,017.592	0,011.366
4	0,103.573	0,103.573	0,103.573	0,103.573	0,068.244	0,046.389	0,031.513	0,020.816
5	0,104.501	0,104.501	0,104.501	0,104.501	0,104.501	0,071.604	0,049.200	0,033.078
6	0,103.713	0,103.713	0,103.713	0,103.713	0,103.713	0,103.713	0,071.929	0,049.320
7	0,101.868	0,101.868	0,101.868	0,101.868	0,101.868	0,101.868	0,101.868	0,070.904
8	0,097.497	0,097.497	0,097.497	0,097.497	0,097.497	0,097.497	0,097.497	0,097.497
$\Sigma_1^8 \frac{m\pi z}{100.000}$	0,711.530	0,692.359	0,650.696	0,596.299	0,531.558	0,458.549	0,376.928	0,287.667
9	0,095.664	0,095.664	0,095.664	0,095.664	0,095.664	0,095.664	0,095.664	0,095.664
10	0,093.566	0,093.566	0,093.566	0,093.566	0,093.566	0,093.566	0,093.566	0,093.566
11	0,090.541	0,090.541	0,090.541	0,090.541	0,090.541	0,090.541	0,090.541	0,090.541
12	0,098.949	0,098.949	0,098.949	0,098.949	0,098.949	0,098.949	0,098.949	0,098.949
13	0,097.666	0,097.666	0,097.666	0,097.666	0,097.666	0,097.666	0,097.666	0,097.666
14	0,087.947	0,087.947	0,087.947	0,087.947	0,087.947	0,087.947	0,087.947	0,087.947
15	0,041.900	0,041.900	0,041.900	0,041.900	0,041.600	0,041.900	0,041.900	0,041.900
16								
$\Sigma_1^{15} \frac{m\pi z}{100.000}$	1,317.763	1,298.592	1,202.929	1,202.532	1,137.791	1,064.782	0,983.161	0,893.900

Valeur
s de $\frac{m\pi z}{100.000}$

IX	X	XI	XII	XIII	XIV	XV	XVI
0,000.154	0,000.030	— 0,000.057	— 0,000.429	— 0,000.192	— 0,000.238	— 0,000.275	— 0,000.303
0,002.394	0,000.793	— 0,000.404	— 0,001.471	— 0,002.283	— 0,003.058	— 0,003.678	— 0,003.959
0,006.547	0,002.711	— 0,000.341	— 0,002.812	— 0,004.940	— 0,006.748	— 0,008.254	— 0,008.896
0,012.509	0,005.965	0,000.724	— 0,003.526	— 0,007.148	— 0,010.287	— 0,012.460	— 0,014.018
0,020.680	0,010.896	0,003.058	— 0,003.363	— 0,008.112	— 0,013.426	— 0,017.290	— 0,019.068
0,031.672	0,017.966	0,006.996	— 0,002.099	— 0,009.699	— 0,016.122	— 0,021.560	— 0,024.183
0,046.746	0,028.135	0,013.137	0,000.730	— 0,009.598	— 0,018.429	— 0,025.800	— 0,029.340
0,065.811	0,041.339	0,021.826	0,005.581	— 0,007.854	— 0,019.553	— 0,029.267	— 0,033.774
0,186.513	0,107.835	0,044.939	— 0,007.089	— 0,049.826	— 0,087.861	— 0,118.584	— 0,133.541
0,095.664	0,062.224	0,035.816	0,013.866	— 0,004.459	— 0,020.137	— 0,033.170	— 0,039.172
0,093.566	0,093.566	0,057.191	0,027.437	0,002.554	— 0,018.529	— 0,036.345	— 0,044.659
0,090.541	0,090.541	0,090.541	0,049.252	0,014.894	— 0,014.083	— 0,038.488	— 0,049.879
0,098.949	0,098.949	0,098.949	0,098.949	0,043.365	— 0,003.352	— 0,042.824	— 0,061.208
0,097.666	0,097.666	0,097.666	0,097.666	0,097.666	0,022.888	— 0,039.192	— 0,068.116
0,087.947	0,087.947	0,087.947	0,087.947	0,087.947	0,087.947	— 0,016.890	— 0,065.026
0,041.900	0,041.900	0,041.900	0,041.900	0,041.900	0,041.900	0,041.900	— 0,029.637
0,792.745	0,680.628	0,554.949	0,409.928	0,234.041	0,008.773	— 0,283.593	— 0,491.268

TABLEAU XII. —

NUMÉROS des SECTIONS	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII
1	0,005.922	0,001.289	0,000.654	0,000.392	0,000.256	0,000.169	0,000.108	0,000.069
2	0,018.105	0,018.105	0,009.100	0,005.546	0,003.617	0,002.416	0,001.587	0,001.015
3	0,021.592	0,021.592	0,021.592	0,013.188	0,008.647	0,005.833	0,003.900	0,002.520
4	0,022.056	0,022.056	0,022.056	0,022.056	0,014.533	0,009.879	0,006.711	0,004.433
5	0,021.344	0,821.344	0,021.344	0,021.344	0,021.344	0,014.625	0,010.048	0,006.756
6	0,020.281	0,020.281	0,020.281	0,020.231	0,020.281	0,020.281	0,014.065	0,009.644
7	0,019.039	0,019.039	0,019.039	0,019.039	0,019.039	0,019.039	0,019.039	0,013.252
8	0,017.384	0,017.384	0,017.384	0,017.384	0,017.384	0,017.384	0,017.384	0,017.384
$\Sigma_1^8 \frac{myz}{100.0001}$	0,145.723	0,141.090	0,131.450	0,119.230	0,105.101	0,089.626	0,072.842	0,055.073
9	0,016.241	0,016.241	0,016.241	0,016.241	0,016.241	0,016.241	0,016.241	0,016.241
10	0,015.094	0,015.094	0,015.094	0,015.094	0,015.094	0,015.094	0,015.094	0,015.094
11	0,013.849	0,013.849	0,013.849	0,013.849	0,013.849	0,013.849	0,013.849	0,013.849
12	0,014.288	0,014.288	0,014.288	0,014.288	0,014.288	0,014.288	0,014.288	0,014.288
13	0,013.310	0,013.310	0,013.310	0,013.310	0,013.310	0,013.310	0,013.310	0,013.310
14	0,011.256	0,011.256	0,011.256	0,011.256	0,011.256	0,011.256	0,011.256	0,011.256
15	0,005.036	0,005.036	0,005.036	0,005.036	0,005.036	0,005.036	0,005.036	0,005.036
16 Clef								
$\Sigma_1^{15} \frac{myz}{100.0001}$	0,234.797	0,230.164	0,220.524	0,208.304	0,194.175	0,178.700	0,161.916	0,144.147

Valeurs de $\frac{myz}{100.0001}$.

IX	X	XI	XII	XIII	XIV	XV	XVI
0,000.037	0,000.007	- 0,000.014	- 0,000.031	- 0,000.046	- 0,000.058	- 0,000.066	- 0,000.073
0,000.552	0,000.183	- 0,000.093	- 0,000.339	- 0,000.539	- 0,000.705	- 0,000.848	- 0,000.913
0,001.452	0,000.601	- 0,000.076	- 0,000.623	- 0,001.095	- 0,001.496	- 0,001.830	- 0,001.973
0,002.664	0,001.270	0,000.154	- 0,000.751	- 0,001.522	- 0,002.191	- 0,002.731	- 0,002.985
0,004.224	0,002.226	0,000.624	- 0,000.687	- 0,001.800	- 0,002.742	- 0,003.531	- 0,003.895
0,006.193	0,003.513	0,001.368	- 0,000.440	- 0,001.897	- 0,003.153	- 0,004.216	- 0,004.729
0,008.737	0,005.258	0,002.455	0,000.136	- 0,001.794	- 0,003.444	- 0,004.822	- 0,005.484
0,011.735	0,007.371	0,003.892	0,000.995	- 0,001.401	- 0,003.487	- 0,005.219	- 0,006.022
0,035.594	0,020.429	0,008.310	- 0,001.710	- 0,010.094	- 0,017.276	- 0,023.263	- 0,026.074
0,016.241	0,010.564	0,006.080	0,002.354	- 0,000.757	- 0,003.749	- 0,005.631	- 0,006.650
0,015.094	0,015.094	0,009.226	0,004.426	0,000.412	- 0,002.989	- 0,005.863	- 0,007.209
0,013.849	0,013.849	0,013.849	0,007.533	0,002.278	- 0,002.154	- 0,005.887	- 0,007.629
0,014.288	0,014.288	0,014.288	0,014.288	0,006.262	0,000.484	- 0,006.184	- 0,008.838
0,013.310	0,013.310	0,013.310	0,013.310	0,013.310	0,003.199	- 0,005.341	- 0,009.283
0,011.256	0,011.256	0,011.256	0,011.256	0,011.256	0,011.256	- 0,002.162	- 0,008.322
0,005.036	0,005.036	0,005.036	0,005.036	0,005.036	0,005.036	0,005.036	- 0,003.322
0,124.668	0,103.826	0,081.355	0,056.493	0,027.703	- 0,006.831	- 0,049.295	- 0,077.327

TABLEAU XV. — Calcul des déplacements sous l'effet

NUMÉROS des SECTIONS	EFFET DE LA SURCHARGE PAR POIDS								
	Coefficient	Ordonnées de la courbe 1	Déplacement	Ordonnées de la courbe 2	Déplacement	Ordonnées de la courbe 3	Déplacement	Ordonnées de la courbe 3 partie au-delà de la clef	Déplacement
I ou I'.....	0,0217	0,0048	0,00010	0,0215	0,00047	0,0075	0,00016	- 0,0046	- 0,00010
II ou II'.....	0,0259	0,0190	0,00049	0,0824	0,00213	0,0295	0,00076	- 0,0180	- 0,00047
III ou III'...	0,0259	0,0317	0,00082	0,1305	0,00338	0,0490	0,00127	- 0,0302	- 0,00078
IV ou IV'...	0,0259	0,0424	0,00110	0,1622	0,00420	0,0652	0,00169	- 0,0410	- 0,00106
V ou V'.....	0,0259	0,0511	0,00132	0,1756	0,00455	0,0778	0,00202	- 0,0500	- 0,00130
VI ou VI'...	0,0259	0,0575	0,00149	0,1702	0,00441	0,0865	0,00224	- 0,0574	- 0,00149
VII ou VII'..	0,0259	0,0616	0,00160	0,1451	0,00376	0,0910	0,00236	- 0,0629	- 0,00163
VIII ou VIII'	0,0259	0,0636	0,00165	0,1010	0,00262	0,0914	0,00237	- 0,0667	- 0,00173
IX ou IX'...	0,0259	0,0630	0,00163	0,0355	0,00092	0,0865	0,00224	- 0,0685	- 0,00177
X ou X'.....	0,0259	0,0600	0,00155	- 0,0491	- 0,00127	0,0772	0,00200	- 0,0685	- 0,00177
XI ou XI'...	0,0259	0,0548	0,00142	- 0,1557	- 0,00403	0,0643	0,00167	- 0,0666	- 0,00172
XII ou XII'..	0,0259	0,0471	0,00122	- 0,2825	- 0,00732	0,0478	0,00124	- 0,0628	- 0,00163
XIII ou XIII'	0,0259	0,0365	0,00095	- 0,4342	- 0,01124	0,0279	0,00072	- 0,0567	- 0,00147
XIV ou XIV'.	0,0259	0,0235	0,00061	- 0,6062	- 0,01570	0,0045	0,00012	- 0,0488	- 0,00126
XV ou XV'..	0,0259	0,0073	0,00020	- 0,8007	- 0,02074	- 0,0199	- 0,00052	- 0,0387	- 0,00100
TOTAUX.....		S ₁	0,01615	S ₂	- 0,03386	S ₃	0,02034	S ₃	- 0,01918

DÉPLACEMENTS	SURCHARGE PAR POIDS MORT sur tout le pont		SURCHARGE PAR POIDS MORT sur 1/2 pont	
	Clef Δx.....	0	0	S ₁ = + 0,01615
— Δy.....	2 × S ₂	- 2 × 0,03386	- 0,6772	S ₂ = - 0,03386
Section (S-9) Δx.	S ₃ + S ₃	+ 0,02034 - 0,01918	+ 0,00116	S ₃ = + 0,02034
— Δy.	S ₄ + S ₄	- 0,11616 + 0,08564	- 0,03052	S ₄ = - 0,11616

des charges d'épreuves et cambrure de construction.

MORT				EFFET DE LA CHARGE PERMANENTE			RACCOURCISSEMENT DE L'ARC	
Ordonnées de la courbe 4	Déplacement	Ordonnées de la courbe 4 partie au-delà de la clef	Déplacement	Coefficient	Ordonnées de la courbe 2	Déplacement	F ^m / EΔ	F ^m / EΔ
- 0,0324	- 0,00070	0,0234	0,00051	0,0579	0,0215	0,00124	0,00113	0,00161
- 0,1289	- 0,00334	0,0920	0,00238	0,0678	0,0824	0,00559	0,00127	0,00181
- 0,2198	- 0,00569	0,1537	0,00398	0,0681	0,1305	0,00889	0,00120	0,00170
- 0,3021	- 0,00782	0,2069	0,00536	0,0683	0,1622	0,01135	0,00115	0,00163
- 0,3733	- 0,00967	0,2503	0,00648	0,0684	0,1756	0,01201	0,00111	0,00158
- 0,4308	- 0,01116	0,2838	0,00735	0,0686	0,1702	0,01168	0,00110	0,00154
- 0,4714	- 0,01221	0,3069	0,00795	0,0664	0,1451	0,00963	0,00107	0,00152
- 0,4921	- 0,01274	0,3200	0,00829	0,0656	0,1010	0,00663	0,00105	0,00149
- 0,4863	- 0,01260	0,3218	0,00833	0,0633	0,0355	0,00225	0,00105	0,00150
- 0,4545	- 0,01177	0,3129	0,00819	0,0627	- 0,0491	- 0,00308	0,00107	0,00153
- 0,4021	- 0,01041	0,2936	0,00760	0,0573	- 0,1557	- 0,00892	0,00110	0,00156
= 0,3288	- 0,00852	0,2630	0,00681	0,0565	- 0,2825	- 0,01596	0,00111	0,00158
- 0,2382	- 0,00617	0,2192	0,00568	0,0558	- 0,4342	- 0,02423	0,00112	0,00159
- 0,1249	- 0,00323	0,1647	0,00427	0,0541	- 0,6062	- 0,03280	0,00120	0,00171
- 0,0049	- 0,00013	0,0984	0,00255	0,0643	- 0,8007	- 0,05149	0,00125	0,001 8
S ₄	- 0,11616	S ₄	0,08564			0,06721	0,01698	0,02413

SURCHARGE PAR POIDS MORT sur 1/2 pont (partie opposée)		SURCHARGE SUR LA PARTIE MÉDIANE DU PONT VIII à XV inclus		CAMBRURE DE CONSTRUCTION	
S ₁ = - 0,01615		0		—	
S ₂ = - 0,03386		2T ₂ = 2 × (- 0,05938)	= - 0,11876	c = 2 (0,06721 + 0,03386) = 0,20214	
S ₃ = - 0,01918		T ₃ + T ₃ = + 0,00747 - 0,01062	= - 0,00315	RACCOURCISSEMENT DE L'ARC	
S ₄ = + 0,08564		T ₄ + T ₄ = - 0,05283 + 0,04334	= - 0,00949	—	
				Δs = 0,02413	

NOTE ANNEXE N° XI.

STABILITÉ DE L'ARC DE RIVE.

Tableaux numériques.

(Voir, p. 233, après les tableaux hors texte.)



TABLEAU XIII. — Calcul des ordonnées de la ligne d'influence pour les déplacements de la clef. $P = \frac{E}{10^5} = 160.000$

	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X	XI	XII	XIII	XIV	XV	XVI	OBSERVATIONS
	$\frac{Q}{P} = 0,09554$	$\frac{Q}{P} = 0,38416$	$\frac{Q}{P} = 0,67277$	$\frac{Q}{P} = 0,96139$	$\frac{Q}{P} = 1,25$	$\frac{Q}{P} = 1,53861$	$\frac{Q}{P} = 1,82723$	$\frac{Q}{P} = 2,11584$	$\frac{Q}{P} = 2,40446$	$\frac{Q}{P} = 2,69307$	$\frac{Q}{P} = 2,98169$	$\frac{Q}{P} = 3,27030$	$\frac{Q}{P} = 3,55892$	$\frac{Q}{P} = 3,84753$	$\frac{Q}{P} = 4,13614$		
u	- 0,348.786	- 0,253.361	- 0,198.629	- 0,157.079	- 0,123.918	- 0,096.893	- 0,080.347	- 0,055.646	- 0,039.204	- 0,024.967	- 0,012.868	- 0,002.234	+ 0,007.128	+ 0,015.437	+ 0,022.386	+ 0,025.960	$u = - \Sigma_1^{15} \frac{m}{100.000\Omega} - f \Sigma_1^{15} \frac{mz}{100.000I} + \Sigma_1^{15} \frac{myz}{100.000I}$
v	+ 3,653.192	+ 2,811.652	+ 2,302.816	+ 1,895.773	+ 1,554.644	+ 1,262.913	+ 1,058.414	+ 0,783.145	+ 0,576.098	+ 0,387.107	+ 0,216.087	+ 0,056.457	- 0,095.106	- 0,237.538	- 0,369.262	- 0,432.867	$v = - \Sigma_1^{15} \frac{m \lg \theta}{100.000\Omega} + a \Sigma_1^{15} \frac{mz}{100.000I} - \Sigma_1^{15} \frac{mxz}{100.000I}$
U	- 0,033.323	- 0,097.331	- 0,133.632	- 0,151.014	- 0,154.898	- 0,149.081	- 0,146.813	- 0,117.738	- 0,094.265	- 0,067.238	- 0,038.368	- 0,007.306	+ 0,025.368	+ 0,059.394	+ 0,092.592		$U = u \frac{Q}{P}$
V	+ 0,349.026	+ 1,080.893	+ 1,549.265	+ 1,822.577	+ 1,943.305	+ 1,943.131	+ 1,933.966	+ 1,657.010	+ 1,385.205	+ 1,042.506	+ 0,644.305	+ 0,184.631	- 0,338.475	- 0,913.935	- 1,527.319		$V = v \frac{Q}{P}$
U'	0,002.480	0,009.973	0,017.465	0,024.958	0,032.450	0,039.942	0,047.435	0,054.927	0,062.420	0,069.912	0,077.405	0,084.897	0,092.390	0,099.882	0,107.374		$U' = u_{xvi} \frac{Q}{P}$
V'	- 0,041.356	- 0,166.290	- 0,291.220	- 0,416.154	- 0,541.084	- 0,666.013	- 0,790.948	- 0,915.877	- 1,040.812	- 1,165.741	- 1,290.675	- 1,415.605	- 1,540.539	- 1,665.469	- 1,790.398		$V' = v_{xvi} \frac{Q}{P}$
α	- 0,006.094	- 0,018.576	- 0,026.396	- 0,030.890	- 0,032.887	- 0,032.984	- 0,033.282	- 0,028.949	- 0,025.110	- 0,020.329	- 0,014.883	+ 0,008.691	- 0,001.780	+ 0,005.725	+ 0,013.518		$\alpha = \frac{U + U'}{2f} - \frac{V - V'}{2a}$
α'	0,001.170	0,004.628	0,007.846	0,010.762	0,013.335	0,015.558	0,017.414	0,018.919	0,020.026	0,020.755	0,021.117	0,021.081	0,020.584	0,019.707	0,018.412		$\alpha' = \frac{U + U'}{2f} + \frac{V - V'}{2a}$
$U - \alpha f$	0,004.842	0,019.005	0,031.678	0,042.441	0,051.063	0,057.488	0,061.622	0,063.561	0,062.994	0,059.951	0,054.840	0,047.123	0,036.516	0,023.540	0,007.933		$U - \alpha f = \delta x_{15} \frac{E}{100.000P}$
$V + \alpha a$	+ 0,021.473	+ 0,082.433	+ 0,130.480	+ 0,162.239	+ 0,175.629	+ 0,170.241	+ 0,145.059	+ 0,101.000	+ 0,035.544	- 0,049.103	- 0,155.657	- 0,282.510	- 0,434.150	- 0,606.216	- 0,800.726		$V + \alpha a = \delta y_{15} \frac{E}{100.000P}$

BIBLIOTEKA POLITECHNICZNA
KRAKÓW

TABLEAU XIV. — Calcul des ordonnées de la ligne d'influence pour les déplacements de la section comprise entre les sections 8 et 9. $P = \frac{E}{10^5} = 160.000$.

	I. $\frac{Q}{P} = 0,09554$	II. $\frac{Q}{P} = 0,38416$	III. $\frac{Q}{P} = 0,67277$	IV. $\frac{Q}{P} = 0,96139$	V. $\frac{Q}{P} = 1,25$	VI. $\frac{Q}{P} = 1,53861$	VII. $\frac{Q}{P} = 1,82723$	VIII. $\frac{Q}{P} = 2,11584$	IX. $\frac{Q}{P} = 2,40446$	X. $\frac{Q}{P} = 2,69307$	XI. $\frac{Q}{P} = 2,98169$	XII. $\frac{Q}{P} = 3,27030$	XIII. $\frac{Q}{P} = 3,55892$	XIV. $\frac{Q}{P} = 3,84753$	XV. $\frac{Q}{P} = 4,13614$	XVI	OBSERVATIONS
u	- 0,235.996	- 0,161.824	- 0,120.760	- 0,090.632	- 0,067.514	- 0,049.515	- 0,040.042	- 0,034.358	- 0,015.552	- 0,008.549	- 0,003.053	+ 0,001.518	+ 0,005.362	+ 0,008.508	+ 0,011.302	+ 0,012.591	$u = - \frac{\Sigma^4 m}{s^{100.000\Omega}} - y(s-g) \frac{\Sigma^8 m z}{100.0001} + \frac{\Sigma^4 m y z}{s^{100.0001}}$
v	1,471.613	1,037.265	0,787.133	0,597.923	0,448.210	0,328.582	0,259.096	0,155.893	0,094.213	0,045.317	0,006.842	0,025.100	0,052.736	0,074.712	0,093.951	0,102.584	$v = - \frac{\Sigma^8 m t g h}{100.000\Omega} + x(s-g) \frac{\Sigma^8 m z}{100.0001} - \frac{\Sigma^8 m x z}{100.0001}$
U	- 0,022.547	- 0,062.166	- 0,081.244	- 0,087.133	- 0,084.392	- 0,076.184	- 0,073.166	- 0,051.538	- 0,037.334	0,023.023	- 0,009.103	+ 0,004.964	+ 0,019.083	+ 0,032.735	+ 0,046.747		$U = u \frac{Q}{P}$
V	+ 0,140.598	+ 0,398.476	+ 0,529.560	+ 0,574.741	+ 0,560.262	+ 0,505.359	+ 0,473.428	+ 0,329.718	+ 0,226.531	+ 0,122.042	+ 0,020.411	- 0,082.085	- 0,187.083	- 0,287.457	- 0,388.595		$V = v \frac{Q}{P}$
U'	+ 0,001.203	+ 0,004.837	+ 0,008.471	+ 0,012.105	+ 0,015.739	+ 0,019.373	+ 0,023.007	+ 0,026.641	+ 0,030.275	+ 0,033.908	+ 0,037.542	+ 0,041.176	+ 0,044.810	+ 0,048.444	+ 0,052.078		$U' = u_{xvi} \frac{Q}{P}$
V'	- 0,009.801	- 0,039.409	- 0,069.015	- 0,098.623	- 0,128.230	- 0,157.837	- 0,187.445	- 0,217.051	- 0,246.659	- 0,276.266	- 0,305.874	- 0,335.480	- 0,365.088	- 0,394.695	- 0,424.302		$V' = v_{xvi} \frac{Q}{P}$
α	- 0,006.094	- 0,018.576	- 0,026.396	- 0,030.890	- 0,032.887	- 0,032.984	- 0,033.282	- 0,028.919	- 0,025.110	- 0,020.329	- 0,014.883	- 0,008.691	- 0,001.780	+ 0,005.725	+ 0,013.518		
α'	0,001.170	0,004.628	0,007.846	0,010.762	0,013.335	0,015.558	0,017.444	0,018.919	0,020.026	0,020.755	0,021.117	0,021.081	0,020.584	0,019.707	0,018.412		
$U - \alpha y_{(s-g)}$	0,007.513	0,029.465	0,048.961	0,065.240	0,077.831	0,086.518	0,091.006	0,091.360	0,086.467	0,077.156	0,061.311	0,047.835	0,027.863	0,004.495	- 0,019.934		
$U' - \alpha' y_{(s-g)}$	- 0,004.568	- 0,017.992	- 0,030.231	- 0,040.981	- 0,050.039	- 0,057.371	- 0,062.892	- 0,066.682	- 0,068.508	- 0,068.471	- 0,066.623	- 0,062.811	- 0,056.726	- 0,048.766	- 0,038.744		
$V + \alpha x_{(s-g)}$	- 0,032.395	- 0,128.850	- 0,219.757	- 0,302.149	- 0,373.318	- 0,430.774	- 0,471.365	- 0,492.072	- 0,486.279	- 0,454.480	- 0,402.080	- 0,328.811	- 0,238.513	- 0,124.939	- 0,004.853		
$V' + \alpha' x_{(s-g)}$	0,023.412	- 0,091.968	0,153.713	0,206.883	0,250.317	0,283.816	0,306.895	0,320.012	0,321.823	0,312.917	0,293.585	0,262.957	0,219.240	0,164.737	0,098.369		

TABLEAU II. — Calcul des poussées et

NUMÉROS des SECTIONS	DISTANCES	POIDS DE L'ARC	OSSATURE en acier laminé longerons, montants, contreven- tement, entretoise- ment	POIDS	DÉCORATION EN FONTE	POIDS TOTAUX P	MOMENT DES POIDS P _x	SURCHARGE P'	MOMENTS de la surcharge P'x	SOMME des moments des poids de la charge perma- nente et de la surcharge
				du tablier $283^k \times \frac{2^m,857}{2} \times l$						
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Retombée	m	k	k	k	k	k	k	k	k	k
1	1,200	2.968	1.521 ^k	1.217 ^k	5.846	11.552	13.862	1.721	2.065	15.927
2	4,825	4.606	1.556	1.464	6.331	13.957	67.343	2.071	9.993	77.336
3	8,450	4.836	1.448	1.464	5.869	13.617	115.064	2.071	17.500	132.564
4	12,075	5.066	1.362	1.464	6.007	13.899	167.830	2.071	25.007	192.837
5	15,700	5.236	1.259	1.464	5.579	13.538	212.547	2.071	32.515	245.062
6	19,325	5.336	1.200	1.464	5.746	14.749	265.699	2.071	40.022	305.721
7	22,950	5.386	1.061	1.464	5.359	13.270	304.547	2.071	47.529	352.076
8	26,575	5.391	1.044	1.455	5.473	13.373	355.387	2.071	55.037	410.424
9	30,200	5.351	879	1.465	5.173	12.868	388.614	2.071	62.544	451.158
10	33,825	5.242	891	1.465	3.605	11.203	378.941	2.071	70.052	448.993
11	37,450	5.087	869	1.465	3.305	10.726	401.689	2.071	77.559	479.248
12	41,075	4.902	852	1.465	3.605	10.824	444.596	2.071	85.066	529.662
13	44,700	4.677	856	1.465	3.305	10.303	460.544	2.071	92.574	553.118
14	48,325	4.427	853	1.465	3.605	10.350	500.164	2.071	100.081	600.245
15	51,950	6.194	845	1.459	4.289	12.787	664.285	2.069	107.485	771.770
16 clef	53,750	"	"	"	"	"	"	"	"	"
		74.705	16.496	21.715	73.100	18.6016	4.741.112	30.713	82.5029	5.566.141

Poussée produite par la charge permanente seule : $Q_p = \frac{4.741.112}{6,28} = 754.954.$

Poussée produite par la charge totale (charge permanente et surcharge) : $Q_t = \frac{5.566.141}{6,28} = 886.328.$

des ordonnées des courbes des pressions

POIDS cumulés (charge per- manente)	$\sum x_n P(x-x_n)$	SOMME des produits divisés par $Q_p = 754.954$	CHARGE perma- nente — Ordonnées de la courbe des pressions y_1	POIDS cumulés (charge permanente et surcharge)	$\sum x_n (P+P')(x-x_n)$	SOMME des produits divisés par $Q_p = 886.328$	CHARGE totale — Ordon- nées de la courbe des poussées y_2
186.016	4.741.112	6,28	"	216.729	5.566.141	6,28	"
174.464	4.517.893	5,9843	0,2957	203.456	5.306.067	5,9866	0,2934
160.507	3.885.461	5,1466	1,1334	187.428	4.568.538	5,1545	1,1255
146.890	3.303.622	4,3759	1,9041	171.740	3.889.111	4,3879	1,8921
132.991	2.771.147	3,6706	2,6094	155.770	3.266.554	3,6855	2,5945
119.453	2.289.054	3,0320	3,2480	140.161	2.701.887	3,0484	3,2316
105.704	1.856.037	2,4585	3,8215	124.341	2.193.804	2,4752	3,8048
92.434	1.472.860	1,9509	4,3291	109.000	1.743.068	1,9666	4,3134
79.061	1.137.787	1,5071	4,7729	93.556	1.347.943	1,5208	4,7592
66.193	851.190	1,1273	5,1527	78.617	1.008.803	1,1382	5,1418
54.990	611.241	0,8096	5,4704	65.343	723.816	0,8166	5,4634
44.264	411.902	0,5456	5,7344	52.546	486.947	0,5494	5,7306
33.440	251.445	0,3331	5,9469	39.651	296.468	0,3345	5,9455
23.137	130.225	0,1725	6,1075	27.277	152.733	0,1723	6,1077
12.787	46.353	0,0614	6,2186	14.856	53.854	0,0608	6,2192
"	"	"	6,28	"	"	"	6,28
"	"	"	6,28	"	"	"	6,28

Poussée produite par la surcharge seule : $Q_1 = 886.328 - 754.954 = 131.374.$

TABLEAU III. — Calcul des

NUMÉROS DES SECTIONS	PREMIER CAS CHARGE PERMANENTE SEULE		DEUXIÈME CAS CHARGE TOTALE		TROISIÈME CAS $\frac{1}{2}$ TRAVÉE	
	Distance de la fibre neutre à la courbe des pressions de la charge permanente Z	Moment de flexion dû à la charge permanente $Q_p Z$	Distance de la fibre neutre à la courbe des pressions de la charge totale Z'	Moment de flexion dû à la charge totale $Q_t Z'$	Ordonnées de la courbe des pressions de la surcharge de la $\frac{1}{2}$ travée $y = \frac{4fx}{a^2} \left(\frac{3x}{2} - x \right)$	Distance de la fibre neutre à la parabole Z_1
0	0	0	0	0	0	0
Retombée						
1	+ 0,0057	+ 4.303	+ 0,0034	+ 3.014	0,4144	+ 0,1244
2	+ 0,0204	+ 15.401	+ 0,0125	+ 11.079	1,5900	+ 0,4770
3	+ 0,0306	+ 23.102	+ 0,0186	+ 16.486	2,6514	+ 0,7779
4	+ 0,0380	+ 28.688	+ 0,0231	+ 20.474	3,5985	+ 1,0271
5	+ 0,0414	+ 31.255	+ 0,0250	+ 22.158	4,4314	+ 1,2248
6	+ 0,0426	+ 32.161	+ 0,0259	+ 22.956	5,1501	+ 1,3712
7	+ 0,0398	+ 30.047	+ 0,0241	+ 21.361	5,7544	+ 1,4651
8	+ 0,0344	+ 25.970	+ 0,0207	+ 18.347	6,2445	+ 1,5060
9	+ 0,0257	+ 19.402	+ 0,0148	+ 13.118	6,6204	+ 1,4934
10	+ 0,0137	+ 10.343	+ 0,0067	+ 5.938	6,8820	+ 1,4253
11	+ 0,0063	+ 4.756	+ 0,0025	+ 2.216	7,0293	+ 1,3012
12	+ 0,0014	+ 1.057	0	0	7,0624	+ 1,1169
13	- 0,0019	- 1.434	- 0,0017	- 1.507	6,9813	+ 0,8719
14	- 0,0019	- 1.434	- 0,0013	- 1.152	6,7859	+ 0,5654
15	0	0	0	0	6,4762	+ 0,1962
16	0	0	0	0	6,2800	0
Clef						

moments de flexion (X).

ÈME CAS SURCHARGÉE	QUATRIÈME CAS $\frac{1}{2}$ TRAVÉE OPPOSÉE SURCHARGÉE					
	Moments dus à la charge de la $\frac{1}{2}$ travée $Q_1 Z_1$	Moments résultants $Q_p Z + Q_1 Z_1$	Ordonnées de la courbe des pressions de la charge de la $\frac{1}{2}$ travée opposée $y = \frac{L}{a} x$	Distance de la fibre neutre à la droite Z_2	Moments dus à la charge de la $\frac{1}{2}$ travée opposée $Q_1 Z_2$	Moments résultants $Q_p Z + Q_1 Z_2$
0	0	0	0	0	0	0
			m			
+ 8.168	+ 12.471	0,1402	- 0,1498	- 9.837	- 5.534	
+ 31.322	+ 46.723	0,5637	- 0,5493	- 36.570	- 21.169	
+ 51.081	+ 74.183	0,9873	- 0,8862	- 58.192	- 35.090	
+ 67.445	+ 96.133	1,4108	- 1,1606	- 76.211	- 47.523	
+ 80.427	+ 111.682	1,8343	- 1,3723	- 90.112	- 58.857	
+ 90.040	+ 122.201	2,2578	- 1,5211	- 99.883	- 67.722	
+ 96.206	+ 126.253	2,6814	- 1,6079	- 105.583	- 75.536	
+ 98.891	+ 124.861	3,1049	- 1,6336	- 107.270	- 81.300	
+ 98.064	+ 117.466	3,5284	- 1,5986	- 104.972	- 85.570	
+ 93.592	+ 103.935	3,9520	- 1,5047	- 98.806	- 88.463	
+ 85.443	+ 90.199	4,3755	- 1,3526	- 88.819	- 84.063	
+ 73.341	+ 74.398	4,7991	- 1,1464	- 75.278	- 74.221	
+ 57.253	+ 55.819	5,2226	- 0,8868	- 58.232	- 59.666	
+ 37.127	+ 35.693	5,6461	- 0,5744	- 37.720	- 38.154	
+ 12.883	+ 12.883	6,0697	- 0,2103	- 13.809	- 13.809	
0	0	6,2800	0	0	0	

TABLEAU IV. —

NUMÉROS des SECTIONS	PREMIER CAS CHARGE PERMANENTE SEULE			DEUXIÈME CAS CHARGE TOTALE		
	$Q_p \cos \theta$	$\sin \theta \Sigma_x^a P$	F	$Q_t \cos \theta$	$\sin \theta \Sigma_x^a (P + P')$	F'
	»	»	»	»	»	»
0	»	»	»	»	»	»
Retombée	»	»	»	»	»	»
1	733.829	43.696	777.525	861.527	50.911	912.438
2	736.229	38.626	774.855	864.332	45.045	909.377
3	738.869	32.956	771.825	867.444	38.483	905.927
4	741.340	27.770	769.110	870.345	32.468	902.813
5	743.624	22.954	766.578	873.026	26.886	899.912
6	745.718	18.628	764.346	875.484	21.857	897.341
7	747.580	14.738	762.318	877.671	17.338	895.009
8	749.224	11.367	760.591	879.590	13.404	892.994
9	750.655	8.425	759.080	881.281	9.970	891.251
10	751.851	5.996	757.847	882.685	7.122	889.807
11	752.847	4.106	756.953	883.854	4.879	888.733
12	753.600	2.650	756.250	884.738	3.146	887.884
13	754.184	1.510	755.694	885.423	1.791	887.214
14	754.533	773	755.306	885.834	911	886.745
15	754.852	210	755.062	886.208	244	886.452
16	754.954	»	754.954	886.328	0	886.328
Clef						

Calcul des efforts normaux.

TROISIÈME CAS SURCHARGE SUR LA 1/2 TRAVÉE				QUATRIÈME CAS SURCHARGE SUR LA 1/2 TRAVÉE OPPOSÉE			
$Q_1 \cos \theta$	$\sin \theta \left(\Sigma_x^a P' - \frac{p'a}{4} \right)$	F ₁	F + F ₁	$Q_1 \cos \theta$	$\sin \theta \frac{pa'}{4}$	F ₂	F + F ₂
»	»	»	»	»	»	»	»
63.828	5.411	69.239	846.764	63.828	1.804	65.632	843.157
64.035	4.716	68.751	843.606	64.035	1.699	65.734	840.589
63.266	3.949	68.215	840.040	64.266	1.576	65.842	837.667
64.481	3.245	67.726	836.836	64.481	1.451	65.932	835.042
64.680	2.604	67.284	833.862	64.680	1.325	66.005	832.583
64.862	2.030	66.892	831.238	64.862	1.197	66.059	830.405
65.023	1.527	66.550	828.868	65.023	1.071	66.094	828.412
65.167	1.092	66.259	826.850	65.167	944	66.111	826.702
65.291	726	66.017	825.097	65.291	819	66.110	825.190
65.395	429	65.824	823.671	65.395	695	66.090	823.937
65.482	200	65.682	822.635	65.482	574	66.056	823.009
65.548	36	65.584	821.834	65.547	460	66.007	822.257
65.598	— 67	65.531	821.225	65.598	347	65.945	821.639
65.629	— 118	65.511	820.817	65.629	256	65.885	821.191
65.656	— 92	65.564	820.626	65.656	126	65.782	820.844
65.665	»	65.665	820.619	65.665	»	65.665	820.619

NOTE ANNEXE N° XII.

Calculs justificatifs de la stabilité des tabliers.

I. — PONT PROPREMENT DIT.

Les bases des calculs ont été données dans la *Note annexe n° X* (*); il suffira de s'y reporter pour trouver les éléments des calculs ci-après exposés.

Le métal du tablier du pont ne se trouvant séparé de la chaussée que par l'intermédiaire du pavage en bois et d'une couche de béton asphaltique de 0^m,05 d'épaisseur, toutes les pièces de la charpente ont été établies avec des dimensions leur permettant de supporter l'essieu le plus lourd des cylindres compresseurs de la Ville de Paris, sans que le coefficient de travail dépassât la limite de 8^{kg},50 fixée par les articles 2 et 17 du règlement de 1891 pour le passage d'un essieu de 11 tonnes.

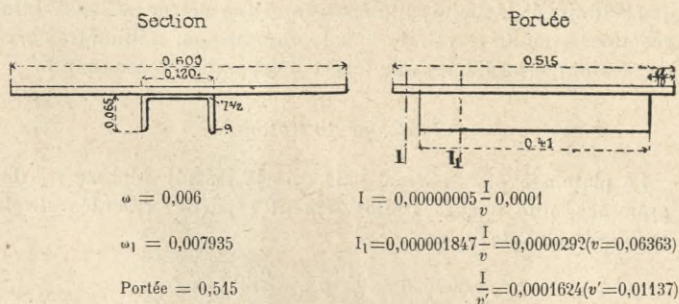
Le calcul des platelages du pont a eu simplement pour but de faire voir que ce platelage se trouvait dans des conditions de résistance meilleures que le platelage d'ouvrages connus s'étant bien comportés. Il aurait été exagéré de considérer le platelage comme une pièce simplement posée sans encastrement et travaillant par simple flexion.

Le platelage du pont Mirabeau, pris comme terme de comparaison, était calculé pour une surcharge de 7.700 kilogrammes par mètre carré.

Les calculs ci-après font voir qu'en supposant le platelage du pont Alexandre III partiellement encasté et travaillant simplement à la flexion, il doit être considéré comme plus rigide que celui du pont Mirabeau.

(*) Voir *Annales des P. et Ch.*, 3^e trimestre 1899, p. 207.

Platelage sous chaussée.



Si on suppose le platelage simplement posé et que l'on applique la formule des poutres posées sur deux appuis, la charge maximum est donnée par la formule suivante :

$$\frac{1}{8} pa^2 = 8.000000 \frac{I}{v} ;$$

d'où l'on tire :

$$p = \frac{1}{0,125} \times \frac{8.000000 \times 0,0000292}{0,515^2} = 7,045.$$

Si l'on tient compte de l'encastrement, on trouve, en donnant à la partie renforcée les $\frac{4}{5}$ de la longueur, $\mu = 0,03pa^2$, et la formule donnant la charge maximum devient :

$$0,095pa^2 = 8.000000 \frac{I}{v},$$

$$p = 9.271 \text{ kilogrammes.}$$

Le travail du métal dans la section d'encastrement est d'ailleurs inférieur au travail au milieu de la travée.

Le platelage est donc en état de supporter une charge uniformément répartie de 9.271 kilogrammes par mètre carré.

Au lieu de considérer le platelage comme travaillant uniquement par flexion, on peut aussi supposer qu'il travaille à la tension (Voir note de M. Kœchlin, *Génie civil*, numéro du 25 novembre 1899, t. XXXVI, p. 57). — Dans ce cas, en prenant les chiffres du tableau contenu dans la note précitée, on voit que la

simple tôle de 0,01 peut supporter un effort de 20.000 kilogrammes par mètre carré, sans admettre de déformation permanente sans que la limite d'élasticité soit dépassée, et une charge de 30.000 kilogrammes avec un travail de 14 kilogrammes par millimètre carré de section, si on admet une légère déformation permanente.

Platelage du trottoir.

Le platelage peut porter, sans que le travail dépasse 8 kilogrammes, une charge uniformément répartie, calculée de la manière suivante :

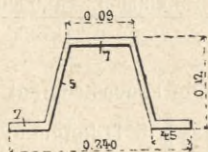
$$8.000000 = \frac{1}{16} p \cdot \frac{0,518^2}{\frac{1}{6} (0,008)^2} ;$$

d'où on tire :

$$p = 5,104.$$

Plancher sous trottoirs.

Portée.....	2 ^m ,667
Espacement.....	0,518



$$\frac{I}{v} = 0,0000812.$$

Poids au mètre courant, 18,5.

Surface du trottoir portée :	0,518 × 2,667 =	1,38
Poids du tablier :	1,38 × 240	331 kilogrammes
Poids propre de la pièce :	2,667 × 18,5..	49 —
Total de la charge permanente.....		380 —
Surcharge :	400 × 1,38.....	552 —
Total de la charge et de la surcharge.		932 kilogrammes

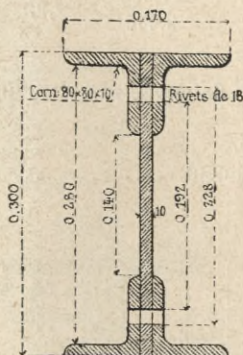
$$M = \frac{1}{8} \times 932 \times 2,667 = 311 \text{ kilogrammes,}$$

$$R = \frac{311}{0,0000812}, \text{ soit } 3^{\text{kg}},83 \text{ par millimètre carré.}$$

Le plancher sous trottoir aura pour effet, par sa rigidité propre, de transmettre une partie de la charge permanente des arcs de rive aux arcs voisins, les fers zorès n'étant coupés qu'au droit des arcs C et M et, inversement, d'intéresser ces arcs de rive sous l'action des surcharges dans une plus large mesure qu'il n'a été supposé dans les calculs.

Entretoise près de la clé.

Portée.....	2 ^m ,233
Espacement.....	0,725



Poids par mètre courant, 80 kilogrammes.
I = 0,000109884.

Surface de tablier portée.....	1 ^m ² ,6189
Poids de la pièce : 2 ^m ,233 × 80 ^k	= 178 ^k ,64, soit. 179 kilog.
Poids du tablier : 1 ^m ² ,6189 × 530	= 537,54, soit. 538 —
Total de la charge permanente.....	717 kilog.

La surcharge maximum se produira quand l'un des cylindres d'arrière du rouleau compresseur n° 1 de la Ville de Paris se trouvera au milieu de la portée.

Moment fléchissant maximum :

$$\frac{717 \times 2,233}{8} + \frac{10,333 \times 2,233}{4} = 5.961.$$

Travail maximum du métal :

$$\frac{5,961 \times 0,15}{0,000109884}, \text{ soit } 8^{\text{kg}}, 14 \text{ par millimètre carré.}$$

Rivets d'attache :

Nombre de rivets..... 12

Section des rivets : $12 \times 3,1416 \times 0,01^2 = 3,770$ millim. carrés

Charge supportée : $717 + 10.333 \dots = 11.050$ kilogrammes.

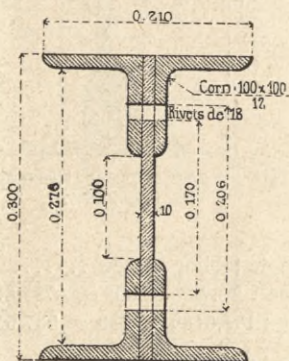
Travail des rivets d'attache :

$$\frac{11.050}{3.770} = 2^{\text{kg}}, 9.$$

Entretoise près des reins.

Portée..... 2^m,827

Espacement..... 0 ,725



Poids par mètre courant, 106 kilogrammes.
 $I = 0,000151291.$

Surface de tablier portée..... 2^m2,05

Poids de la pièce : $2^{\text{m}}, 827 \times 106^{\text{kg}} = 299^{\text{kg}}, 66$, soit. 300 kilogr.

Poids du tablier : $2,05 \times 330 = 676,5$, soit..... 677 —

Total de la charge permanente..... 977 kilogr.

La surcharge maximum se produira quand l'un des cylindres

d'arrière du rouleau compresseur n° 1 de la Ville de Paris se trouvera au milieu de la portée.

Moment fléchissant maximum :

$$\frac{977 \times 2,827}{8} + \frac{10.333 \times 2,827}{4} = 7.648.$$

Travail maximum du métal :

$$\frac{7.648 \times 0,15}{0,000151291 \times 10^6}, \text{ soit } 7^{\text{kg}},57 \text{ par millimètre carré.}$$

Rivets d'attache :

Nombre de rivets..... 12

Section des rivets : $12 \times 3,1416 \times 0,01^2 = 3.770$ millim. carrés

Charge supportée : $977 + 10.333 = \dots 11.310$ kilogrammes.

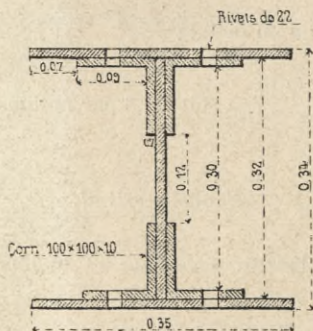
Travail des rivets d'attache :

$$\frac{11.310}{3.770} = 3^{\text{kg}},0.$$

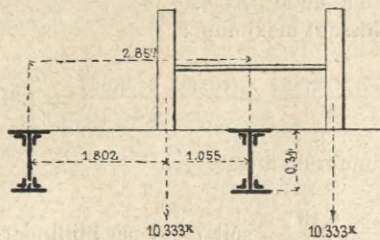
Longeron principal.

Portée..... 3^m,225

Espacement..... 2^m,857



Poids par mètre courant, 146 kilogrammes.
Moment d'inertie, 0,000311079.



$$2 \times \frac{10.333 \times 1.802}{2.857} = 13.035 \text{ kilogrammes.}$$

Charge du tablier (entretoise n° 1) :	$5 \times 977 \times \frac{3,225}{3,625}$	=	4.346 ^{kg}
Poids propre de la pièce.....	$3,225 \times 146$	=	471
Total de la charge permanente.....			<u>4.817^{kg}</u>

La surcharge maximum se produit quand la paire des cylindres arrière du rouleau compresseur n° 1 de la Ville de Paris se trouve dans la position indiquée à la figure ci-dessus, au droit du milieu du longeron.

Moment fléchissant maximum :

$$\frac{4.817 \times 3,225}{8} + \frac{13.035 \times 3,225}{4} = 12.450.$$

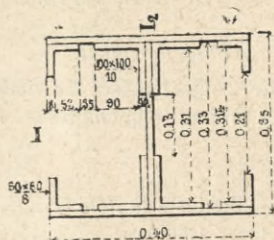
Travail maximum du métal :

$$\frac{12.450 \times 0,17}{0,000311079 \times 10^6} \text{, soit } 6^{\text{kg}},8 \text{ par millimètre carré.}$$

Montant vertical.

Pièce chargée debout, encastrée au sommet, articulée à la base.

Hauteur du montant le plus long..... 4,60



$$I_1 = 0,000488347.$$

$$I_2 = 0,000285469.$$

Section : $\Omega = 22,484$ millimètres carrés.

$$r^2 = \frac{I}{\Omega} = 0,012697.$$

Charge permanente :

5 fois la charge permanente d'une entretoise n° 1 :		
977 ^{kg} × 5.....	=	4.885 kilogr.
Un longeron de 0 ^m ,49 de hauteur (maximum) :		
3 ^m ,625 × 210 kilogrammes.....	=	761 —
Poids propre de la pièce (montant le plus haut) :		
4 ^m ,60 × 22,484 ^m ² × 7.800.....	=	807 —
La surcharge maximum se produira quand la		
paire des cylindres arrière du rouleau com-		
presseur n° 1 de la Ville de Paris se trouvera au-		
dessus du montant.		
(Surcharge calculée pour le longeron principal)..	13.035	—
Total de la charge et de la surcharge.....	<u>19.488</u>	kilogr.

Travail du métal :

$$\frac{19,488}{22,484} \times \left(1 + \frac{l^2}{r^2} \frac{1}{16,000} \right) = 0,86 \times 1,104 = 0^{\text{kg}},95 \text{ par mm}^2.$$

II. — VIADUC SUR BAS PORT.

Bases du calcul.

Poids du tablier sous chaussée du viaduc d'accès
au milieu de la chaussée.

1° Grande galerie :

Pavage en bois (poids calculés à la Note n° X).....	114 ^{kg}
Voûtes en briques (0,11 × 1.800).....	198
Béton, épaisseur moyenne : 0,35 à 2.300 kilogrammes..	805
	<hr/>
	1.117 ^{kg}

2° Petite galerie :

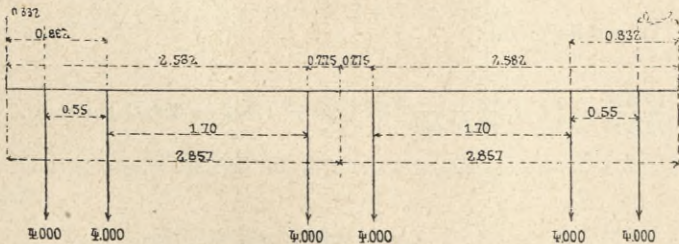
Pavage en bois.....	114 ^{kg}
Voûtes en briques.....	198
Béton, épaisseur moyenne : 0,35 à 2.300 kilogrammes..	1.105
	<hr/>
	1.462 ^{kg}

3° Passage sur bas port :

Pavage en bois.....	114 ^{kg}
Voûtes en briques.....	198
Béton, épaisseur moyenne : 0,40 à 2.300 kilogrammes..	920
	<hr/>
	1.232 ^{kg}

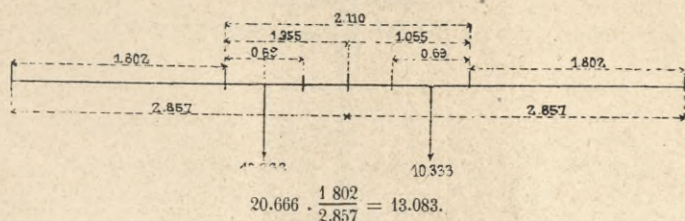
Charges roulantes.

Petite et grande galeries. — Les charges roulantes qui produisent les effets les plus défavorables sont celles produites par des files de chariots de 16 tonnes placées dans les conditions de la circulaire du 29 août 1891, lorsque l'un des essieux se trouve au milieu de la portée;

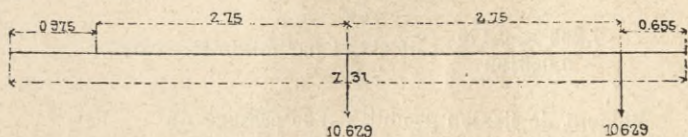


$$8.000 \cdot \frac{2,582 + 0,882 + 0,332}{2,857} = 10.629 \text{ kilogrammes.}$$

Ou bien lorsque le rouleau compresseur de la Ville de Paris (cylindre arrière) se trouve au milieu de la portée :



Passage sur bas port. — En raison de la longueur de la travée, en même temps que l'un des essieux du chariot de 16 tonnes se trouvera au milieu de la travée, le second essieu sera encore sur la travée, de même que les premiers chevaux des chariots de la travée suivante.



Pièce de pont sous chaussée

(calculée pour la petite galerie où la charge est maximum).

Portée.....	2 ^m ,845
Espacement.....	2,192
Surface de tablier portée : 2,857 × 2 ^m ,192 =	6 ^m 2,2625

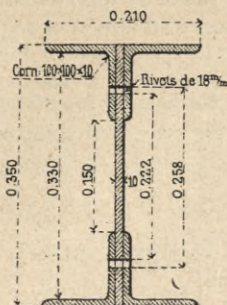
Charge permanente :

Poids du pavage, du béton et des voûtes :	
6 ^m 3,2625 × 1.462 kilogrammes.....	9.156 kilogrammes
Poids propre de la pièce : 2.845 × 93 ^{kg}	<u>265</u> —
Total de la charge permanente....	9.421 kilogrammes

Moment de flexion dû à la charge permanente : $\frac{9.421 \times 2.845}{8}$ = 3.350

Moment de flexion produit par le passage des chariots de 11 tonnes : $\frac{5.500^k \times 2.845}{4}$ = 3.912

Moment total..... 7.262



Poids par mètre courant, 93 kilogrammes.
I = 0,000190.

Travail du métal sous le passage des chariots de 11 tonnes :

$$\frac{7.262 \times 0,175}{0,000190}, \text{ soit } 6^{\text{kg}},74 \text{ par millimètre carré.}$$

Moment de flexion produit par le passage du rouleau compresseur :	$\frac{10.333 \times 2,845}{4} =$	7.349
Moment de la charge permanente.....		<u>3.350</u>
Moment total.....		10.699

Travail du métal sous le passage du rouleau compresseur n° 1 de la Ville de Paris : $\frac{10.699 \times 0,175}{0,000190}$, soit 9^{kg},85 par millim. carré.

Rivets d'attache. — La réaction à l'appui de la pièce de pont est de :

$$T = \frac{9.421 + 10.333}{2} = 9.877 \text{ kilogrammes.}$$

L'attache de la pièce se compose de 8 rivets de 20 millimètres dont la section est de : $8 \times 3.1416 \times \overline{16,01}^2 = 2.513$ millim. carrés.

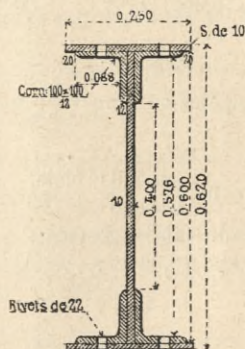
Le travail des rivets sera de :

$$R = \frac{9.877^{\text{kg}}}{2.513} = 3^{\text{kg}},93.$$

Grande galerie.

Poutres principales ou longerons sous chaussée.

Portée	5 ^m ,948
Espacement :	{ suivant le biais 2 ,875
	{ normal 2 ,857
Surface de tablier portée :	5.948 × 2.857 = 16 ^m 2,9934



Poids par mètre courant, 163 kilogrammes.
I = 0,001141164.

Charge permanente :

Poids du pavage, du béton et des voûtes :	
16.9934 × 1.117 kilogrammes.....	18.982 kilogrammes
Poids des pièces de pont : 2 × 2.845 × 93 ^{kg} .	529 —
Poids propre de la pièce : 5 ^m ,948 × 163 ^{kg} ..	970 —
Total de la charge permanente.....	20.481 kilogrammes

Moment de flexion dû à la charge permanente :

$$\frac{20.481 \times 5,948}{8} \dots\dots\dots = 15.228$$

Moment de flexion produit par le passage des chariots de 16 tonnes :

$$\frac{10.629 \times 5,948}{4} = 15.805$$

Moment total..... 31.033

Travail du métal sous le passage des chariots de 16 tonnes :

$$\frac{31.033 \times 0,31}{0,001141164}, \text{ soit } 8^{\text{kg}},43 \text{ par millimètre carré}$$

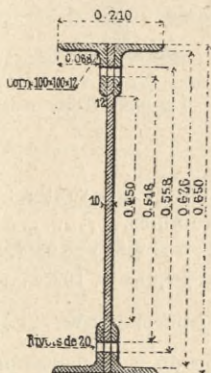
Moment de flexion produit par le passage du rouleau compresseur :	$\frac{13.083 \times 5,948}{4}$ =	19.454
Moment de la charge permanente.....			<u>15.228</u>
Moment total.....			<u>34.682</u>

Travail du métal sous le passage du rouleau compresseur n° 1, de la Ville de Paris : $\frac{34.611 \times 0,31}{0,001141164}$, soit 9^{kg},40 par millim. carré.

Petite galerie.

Poutres principales ou longerons sous chaussée.

Portée.....		4 ^m ,543
Espacement	} suivant le biais.	2 ,875
		normal.....
Surface du tablier portée :		
	$4^m,543 \times 2^m,857$ =	12 ^{m2} ,9794



Poids par mètre courant, 126 kilogrammes.
I = 0,000927.

Charge permanente :

Poids du pavage, du béton et des voûtes :		
	$12^m2,9794 \times 1.462$ kilogrammes.....	18.976 kilogrammes
Poids de la pièce de pont :	$2^m,845 \times 93^kg$.	265 —
Poids propre de la pièce :	$4^m,543 \times 126^kg$.	572 —
Total de la charge permanente.....		<u>19.813 kilogrammes</u>

Moment de flexion dû à la charge permanente : $\frac{19.813 \times 4,543}{8} \dots\dots\dots = 11.251$

Moment de flexion produit par le passage des chariots de 16 tonnes : $\frac{10.629 \times 4,543}{4} = 12.072$

Moment total..... 23.323

Travail du métal sous le passage des chariots de 16 tonnes : $\frac{23.323 \times 0,325}{0,000927}$, soit 8^{kg},18 par millimètre carré.

Moment de flexion produit par le passage du rouleau compresseur : $\frac{13.035 \times 4,543}{4} = 14.805$

Moment de la charge permanente..... $\frac{11.251}{4}$

Moment total..... 26.056

Travail du métal sous le passage du rouleau compresseur n° 1 de la Ville de Paris : $\frac{26.056 \times 0,325}{0,000927}$, soit 9^{kg},14 par millim. carré.

Passage sur bas port.

Poutres principales ou longerons sous chaussée.

Portée..... 7^m,31

Espacement } suivant le biais..... 2,875
 } normal..... 2,857

Surface de tablier portée : 6,21 × 2,857..... 20^m²,8847

Charge permanente :

Poids du pavage du béton et des voûtes : 20.8847 × 1.232. 25.730^{kg}

Poids des pièces du pont : 3 × 2^m,845 × 93 kilogr. ... 794

Poids propre de la pièce : 7^m,31 × 201 kilogrammes... $\frac{1.469}{4}$

Total de la charge permanente..... 27.993^{kg}

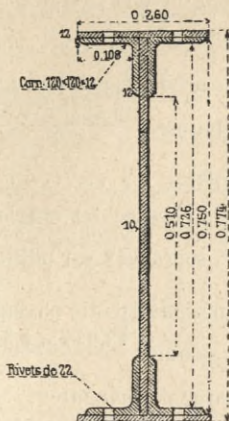
Moment de flexion dû à la charge permanente :

$\frac{27.993 \times 7,31}{8} \dots\dots\dots = 25.579$

Moment de flexion produit par le passage des chariots de 16 tonnes :

$\frac{10.629 \times 7,31}{4} + \frac{10.629 \times 0,655}{2} + \frac{1.860 \times 0,905}{2} \dots = 23.747$

Moment total..... 49.326



Poids par mètre courant, 201 kilogrammes.
I = 0,002245.

Travail du métal sous le passage des chariots de 16 tonnes :

$$\frac{49.326 \times 0,387}{0,002245}, \text{ soit } 8^{\text{kg}},50 \text{ par millimètre carré.}$$

Moment de flexion produit par le passage du rouleau

compresseur : $\frac{13.055 \times 7,31}{4} \dots\dots\dots = 23.821$

Moment de la charge permanente..... 25.579

Moment total..... 49.400

Travail du métal sous le passage du rouleau compresseur n° 1 de

la Ville de Paris : $\frac{49.400 \times 0,387}{0,002245}$, soit 8^{kg},52 par millim. carré.

Rivets d'attache :

Nombre de rivets..... 14

Section des rivets : $14 \times 3,1416 \times 0,01^2 = 4.398$ millim. carrés

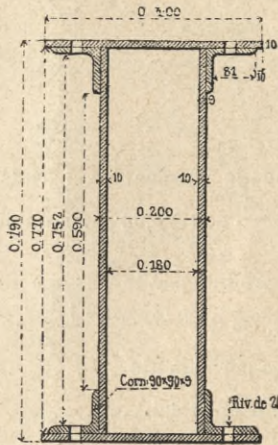
Charge supportée : $\frac{27.993^{\text{kg}} + 13.035^{\text{k}}}{2} = 20.514$ kilogrammes.

Travail des rivets d'attache :

$$\frac{20.514^{\text{kg}}}{4.398^{\text{mm}^2}} = 4^{\text{kg}},66.$$

Chevêtre.

Portée :	{	suivant le biais.....	5 ^m ,750
		normale.....	5,714
Longueur de tablier intéressée du côté du bas port.....		3,655	
— — — — — de la rivière....		1,405	



Poids par mètre courant, 241 kilogrammes.
I = 0,002551.

Charge permanente :

1° Du côté du bas port (Voir <i>Calcul des poutres du passage sur bas port</i>).....	27.993 kilogr.
2° Du côté de la rivière.....	8.316 (*) —
Poids propre de la pièce : 5,75 × 241.....	1.386 —
Total de la charge permanente.....	37.695 kilogr.

(*) Poids du pavage en bois, du béton et des voûtes en briques : 2,21 × 2,857 × 1.232 kilogrammes.....	7.799 kilogr.
Poids de la pièce de pont : 2,845 × 93 kilogrammes..	265 —
Poids propre de la pièce : 2,21 × 123 kilogrammes..	272 —
Total de la charge permanente.....	8.316 kilogr.

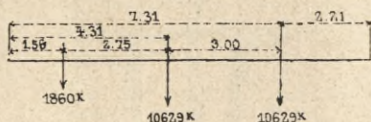
Moment de flexion dû à la charge permanente :

$$\frac{37.695 \times 5,75}{8} \dots\dots\dots = 27.093$$

Moment de flexion produit par le passage des chariots de 16 tonnes :

$$\left[10.629 + \frac{10.629 \times 4,31}{7,31} + \frac{1.860 \times 1,56}{7,31} \right] \times \frac{5,714}{4} \dots\dots = 24.703$$

Moment total..... 51.796



Travail du métal sous le passage des chariots de 16 tonnes :

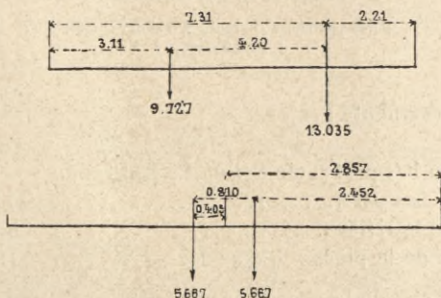
$$\frac{51.796 \times 0,395}{0,002531}, \text{ soit } 8^{\text{kg}},02 \text{ par millimètre carré.}$$

Moment de flexion produit par le passage du rouleau compresseur :

$$\left(13.035 + \frac{9.727 \times 3,11}{7,31} \right) \times \frac{5,714}{4} \dots = 24.532$$

Moment de la charge permanente..... 27.093

Moment total..... 51.625



Poids agissant des cylindres d'avant du rouleau compresseur :

$$\frac{2 \times 5,667 \times 2,452}{2,857} = 9,727 \text{ kilogrammes.}$$

Travail du métal sous le passage du rouleau compresseur n° 1 de

la Ville de Paris : $\frac{51.625 \times 0,395}{0,002531}$, soit 7^{kg},99 par millim. carré.

Travail du métal :

$$\left(1 + \frac{1}{16.000} \times \frac{4,55^2}{0,025} \right) \times \frac{55.916\text{kg}}{28.112\text{mm}^2} = 2\text{kg},1.$$

Il serait sans intérêt de donner le développement des calculs pour les poutres sous trottoirs du viaduc. Nous les avons donc supprimés, cette note étant surtout destinée à fournir les renseignements principaux sur l'ouvrage.

III. — COUVERTURE DU PASSAGE DES VOIES PUBLIQUES.

Les poutres de la couverture appartiennent à dix types différents, se rapportant, savoir : les types I, II, III et IV, à la partie de la tranchée en prolongement des viaducs; et les autres, aux parties en bordure du quai de la Conférence ou du quai d'Orsay.

Les types I et II sont entièrement sous chaussées. Les types V à X sont partiellement sous trottoirs. Les types III et IV correspondent au quart de rond de raccordement des trottoirs et aux galeries des conduites; ils sont partiellement sous trottoirs.

Nous donnerons seulement les calculs relatifs au type I, au type V et au type VIII, avec un tableau résumant les résultats à l'ensemble des types.

Bases du calcul.

Poids du tablier sous chaussée :

	Type I.	Type II.	Type III.
Poids du pavage en bois.....	114 ^{kg}	114 ^{kg}	114 ^{kg}
Poids des voûtes en briques.....	198	198	198
Poids du béton : {	0,32 × 2.300...	736	»
	0,27 × 2.300...	»	621
	0,22 × 2.300...	»	»
	<hr/>	<hr/>	<hr/>
	1.048 ^{kg}	933 ^{kg}	818 ^{kg}

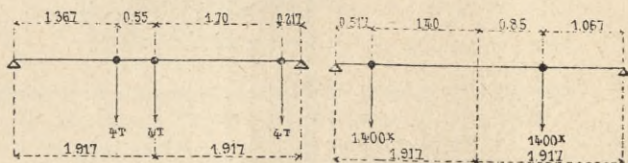
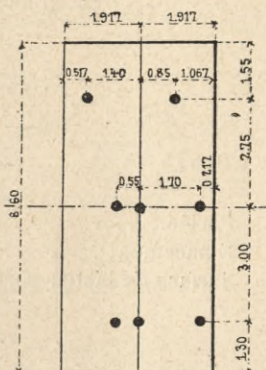
Poids du tablier sous trottoir :

Poids de l'asphalte.....	37 ^{kg}
Poids du béton : 0,15 × 2.300....	345
Poids des voûtes en briques.....	198
	<hr/>
	580 ^{kg}

Dans le but de simplifier les calculs on admettra que la charge permanente est égale à celle qui est calculée sous chaussée.

TYPE I. — *Surcharge roulante réglementaire.* — La surcharge roulante la plus défavorable sera produite par 2 files de chariots de 16 tonnes circulant le long de la poutre, l'une des roues étant située au-dessus de l'âme de la poutre, conformément au plan ci-contre.

Il conviendra de remarquer que 2 essieux et 2 paires de chevaux peuvent être engagés ensemble sur la poutre. L'effet de chacun des essieux correspond à celui d'un poids de 7.305 kilogrammes circulant sur l'axe de la poutre et celui de chacune des paires de chevaux à un poids de 1.157 kilogrammes.



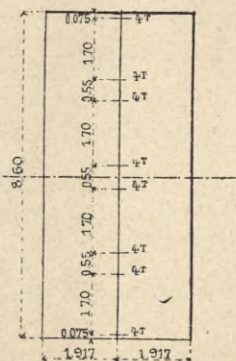
$$4.000 \left(1 + \frac{1,367 + 0,217}{1,917} \right) = 7.305.$$

$$1.400 \left(\frac{0,517 + 1,067}{1,917} \right) = 1.157.$$

Surcharges roulantes exceptionnelles.

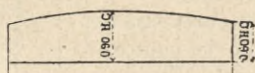
— Exceptionnellement on conçoit qu'il pourrait arriver, étant donnée la proximité des chaussées des quais, que des chariots vissent à circuler dans le sens transversal. Dans ce cas, étant donnée la longueur de la portée, 4 essieux de 8 tonnes pourraient se trouver engagés sur la poutre.

On envisagera également, à titre exceptionnel, le passage du cylindre arrière du rouleau compresseur de la Ville de Paris dans le sens transversal.

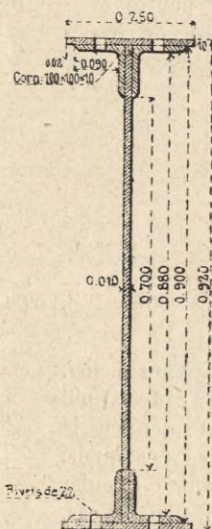


POUTRE. — TYPE I.

Entièrement sous chaussée.



Portée.....	8 ^m ,60
Espacement.....	1,917
Surface de tablier portée : 8,90 × 1,917...	16 ^m 2,4862



oids par metre courant, 160 kilogrammes.
I = 0,002642.

Charge permanente :

Poids du pavage, du béton et des voûtes :
 $16,4862 \times 1,048 \dots \dots \dots = 17.278$ kilogrammes

Poids de l'entretoise placée au milieu de la portée (*) $\dots \dots \dots = 149$ —

Poids propre de la pièce : $164 \times 8,60 \dots \dots = 1.410$ —

Poids des cornières $\frac{90 \times 90}{40}$ de retombée
 des voûtes en briques $\dots \dots \dots \underline{228}$ —

Total de la charge permanente $\dots \dots \underline{19.065}$ kilogrammes

Moment de flexion dû à la charge permanente :

$$\frac{19.065 \times 8,60}{8} \dots \dots \dots = 20.495$$

Moment de flexion produit par le passage des chariots de 16 tonnes :

$$\frac{7.305 \times 8,60}{4} + \frac{7.305 \times 1,30}{2} + \frac{1.157 \times 1,55}{2} \dots \dots = 21.351$$

Moment total $\dots \dots \dots \underline{41.846}$

Travail du métal sous le passage des chariots de 16 tonnes :

$$\frac{41.846 \times 0,46}{0,002642}, \text{ soit } 7^{\text{kg}},28 \text{ par millimètre carré.}$$

Moment de flexion produit par le passage des chariots de 16 tonnes placés normalement à la poutre :

$$\frac{2 \times 4.000 (0,075 + 1,775 + 2,325 + 4,025)}{2} \dots \dots = 32.800$$

Moment de flexion dû à la charge permanente $\dots \dots \underline{20.495}$

Moment total $\dots \dots \dots \underline{53.295}$

Travail du métal sous le passage des chariots de 16 tonnes,

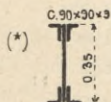
dans le sens transversal à la poutre : $\frac{53.295^{\text{kg}} \times 0^{\text{m}},46}{0,002642} = 9^{\text{kg}},28$

Moment de flexion produit par le passage du rouleau compresseur, placé normalement à la poutre :

$$10.333 \times 3,245 \dots \dots \dots = 33.531$$

Moment de flexion dû à la charge permanente $\dots \dots \underline{20.495}$

Moment total $\dots \dots \dots \underline{54.026}$

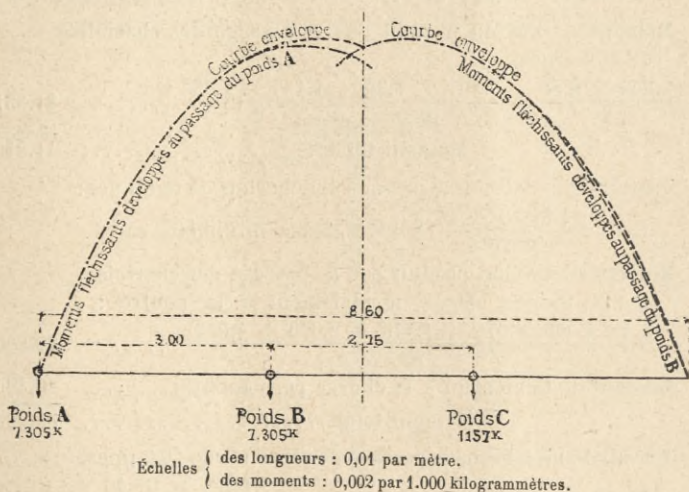


Poids de l'entretoise : $1,907 \times 78 = 149$ kilogrammes.

Travail du métal sous le passage du rouleau compresseur n° 1 de la Ville de Paris : $\frac{54.026 \times 0,46}{0,002642}$, soit 9^{kg},41 par millim. carré.

Dans le calcul précédent on s'est exclusivement occupé du moment au milieu de la poutre ; lorsque les chariots de 16 tonnes circulent dans le sens longitudinal, le maximum des moments ne se produit pas exactement au milieu.

Pour avoir l'effet maximum produit par la surcharge réglementaire, nous avons fait établir graphiquement, par la méthode des lignes d'influence, la courbe des effets maxima déterminés par le passage du chariot. Il est facile de voir que la différence entre les maxima réels et le moment au milieu est insignifiante.



POUTRES-TYPES V A X.

Partie sous chaussée, partie sous trottoirs.

Bases du calcul.

Poids du tablier sous chaussée :

Poids du pavage en bois.....	114 ^{kg}
Poids des voûtes en briques.....	198
Poids du béton : $0,35 \times 2.300$	<u>805</u>
Total.....	1.117 ^{kg}

Poids du tablier sous trottoirs :

Poids de l'asphalte.....	37 ^{kg}
Poids du béton : $0,30 \times 2.300$	690
Poids des voûtes en briques.....	198
Total.....	<u>925^{kg}</u>

Dans le but de simplifier les calculs, on admettra que la charge permanente est uniforme et égale à celle qui est calculée pour la chaussée.

Les bases du calcul sont identiques sur le quai de la Conférence et le quai d'Orsay.

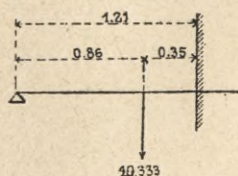
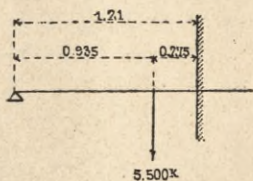
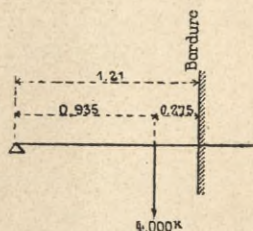
TYPES V, VI, VII.

Quai de la Conférence.

Surcharge roulante réglementaire. — La surcharge roulante la plus défavorable sera produite par un essieu de 8 tonnes passant contre la bordure du trottoir (le trottoir étant surchargé à raison de 400 kilogrammes par mètre carré).

Surcharge roulante exceptionnelle. —
1° Un essieu de 11 tonnes ;

2° Un cylindre arrière du rouleau compresseur n° 1 de la Ville de Paris pesant 10.333 kilogrammes.

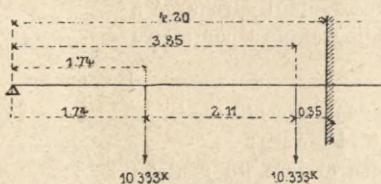
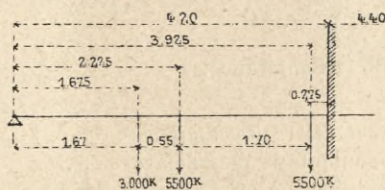
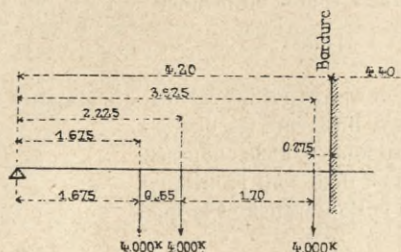


TYPES VIII, IX, X.

Quai d'Orsay.

Surcharge roulante réglementaire. — La surcharge roulante la plus défavorable sera produite par des essieux de 8 tonnes au nombre de 1 1/2 passant sur la pièce.

Surcharge roulante exceptionnelle. — 1° Un essieu de 11 tonnes accolé à 1/2 essieu de 6 tonnes, ou bien l'essieu arrière du rouleau compresseur n° 1 de la Ville de Paris pesant 20.666 kilogrammes.



POUTRE-TYPE V (Quai de la Conférence).

Poutres principales ou longerons sous chaussée et sous trottoirs.

Portée	8 ^m ,60
Espacement	1,95
Surface de tablier portée : 8 ^m ,60 × 1 ^m ,95	16,77

Charge permanente (*) :

Poids du pavage, du béton et des voûtes : $16\text{m}^2,77 \times 1.117\text{kg}$.	18.732 ^{kg}
Poids de l'entretoise placée au milieu de la portée :	
$1,94 \times 78$	151
Poids propre de la pièce : $8,60 \times 162$	1.393
Total de la charge permanente	20.276^{kg}

Moment de flexion dû à la charge permanente :

$$\frac{20.276 \times 8,60}{8} \dots\dots\dots = 21.797$$

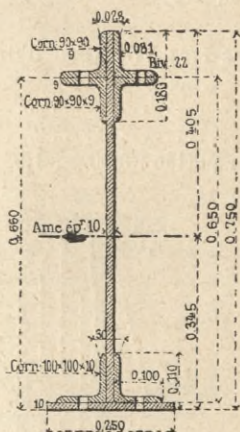
Moment de flexion produit par la surcharge de 400 kilogrammes par mètre carré de trottoir :

$$400 \times 1,95 \left[\frac{7,39^2}{4} = \frac{1}{2} \left(7,39 - \frac{8,60}{2} \right)^2 \right] \dots\dots\dots = 6.926$$

Moment de flexion produit par le passage d'un essieu de

$$8 \text{ tonnes} : \frac{4.000 \times 0,935}{2} \dots\dots\dots = 1.870$$

Moment total..... 30.593



Poids par mètre courant, 162 kilogrammes.
I = 0,001446.

(*) L'influence des charges étant faible, on a simplement constaté le travail du métal au milieu de la poutre. Le maximum se produit réellement en un point très voisin du milieu; le résultat du calcul simplifié diffère à peine du résultat exact.

Travail du métal sous le passage d'un essieu de 8 tonnes
 (le trottoir étant chargé) : $\frac{30.593 \times 0,375}{0,001446}$, soit 7^{kg},93 par mm².

Moment de flexion produit par le passage d'un chariot de
 11 tonnes : $\frac{5.500 \times 0,935}{2}$ = 2.571

Travail du métal sous le passage du chariot de 11 tonnes
 (le trottoir étant chargé) : $\frac{31.294 \times 0,375}{0,001446}$, soit 8^{kg},12 par mm².

Moment de flexion produit par le passage du rouleau
 compresseur : $\frac{10.333 \times 0,86}{2}$ = 4.443

Moment de la charge permanente..... 21.797

Moment total..... 26.240

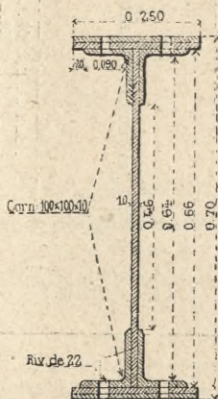
Travail du métal sous le passage du rouleau compresseur n° 1 de
 la Ville de Paris : $\frac{26.240 \times 0,375}{0,001446}$, soit 6^{kg},80 par millimètre carré.

POUTRE-TYPE VIII (Quai d'Orsay).

Portée 8^m,60

Espacement..... 1,95

Surface de tablier portée : $8,60 \times 1,95$ = 16^m²,77



Poids par mètre courant, 201 kilogrammes.
 I = 001797.

Charge permanente :

Poids du pavage, du béton et des voûtes :	$16,77 \times 1.117.$	18.732 ^{kg}
Poids de l'entretoise placée au milieu de la portée :		
$1,94 \times 78.$		151
Poids propre de la pièce :	$8^m,60 \times 201.$	1.729
		<hr/>
Total de la charge permanente.....		20.612 ^{kg}

Moment de flexion dû à la charge permanente :

$$\frac{20.612 \times 3.925 \times 4.675}{2 \times 8,60} \dots\dots\dots = 21.989$$

Moment de flexion produit par la surcharge de 400 kilogrammes par mètre carré de trottoirs :

$$400 \times 1,95 \frac{4,40 \times 2,20 \times 3,925}{8,60} \dots\dots\dots = 3.445$$

Moment de flexion produit par le passage des chariots de 16 tonnes :

$$4.000 \left(\frac{3,925 + 2,225 + 1,675}{8,60} \right) \times 4.675 \dots\dots\dots = 17.015$$

$$\text{Moment total} \dots\dots\dots 42.449$$

Travail du métal sous le passage des chariots de 16 tonnes

(le trottoir étant chargé) : $\frac{42.449 \times 0,35}{0,001797}$, soit 8^{kg},26 par mm².

Moment de flexion produit par le passage simultané d'un chariot de 11 tonnes et d'un tombereau de 6 tonnes :

$$5.500 \left(\frac{3,925 + 2,225}{8,60} \right) \times 4.675 + 3.000 \times \frac{1,675 \times 4.675}{8,60} \dots\dots\dots = 21.838$$

Travail du métal sous le passage simultané d'un chariot de 11 tonnes et d'un tombereau de 6 tonnes (le trottoir étant chargé) :

$$\frac{47.272 \times 0,35}{0,001797}$$
, soit 9^{kg},2 par millim. carré.

Moment de flexion produit par le passage du rouleau

compresseur : $10.333 \left(\frac{3,85 + 1,74}{2} \right) \dots\dots\dots = 28.881$

Moment de la charge permanente : $\frac{20.612 \times 3,85 \times 4,75}{2 \times 8,60} \dots\dots\dots = 21.915$

$$\text{Moment total} \dots\dots\dots 50.796$$

Travail du métal sous le passage du rouleau compresseur

n° 1 de la Ville de Paris : $\frac{50.796 \times 0,35}{0,001797}$, soit 9^{kg},89 par mm².

COUVERTURE DES BAIES D'ENTRÉE.

Les poutrelles qui se trouvent sur la couverture des abouts du passage des voies publiques ont été faites dans des conditions tout à fait comparables à celles des poutrelles du passage type V et type VIII. On a simplement admis des coefficients de travail un peu plus élevés, parce que les poutrelles sont, en réalité, à demi encastrées sur les poutres par leur mode d'attache. Nous ne donnerons pas le détail de ces calculs, nous nous occuperons uniquement des poutres principales.

Poutres principales. — La stabilité des poutres principales est étudiée par la méthode graphique. — On a d'abord établi la courbe des moments fléchissants et les valeurs de l'effort tranchant produites par une charge uniformément répartie de 1.000 kilogrammes par mètre courant de poutre (courbe n° 1). Pour passer des valeurs ainsi déterminées à celles qui sont produites par le poids réel de la poutre, il suffit de multiplier celles figurées sur l'épure par un coefficient dont la valeur est établie ci-après.

On a, d'autre part, établi la courbe des moments fléchissants et la valeur des efforts tranchants correspondant à une charge uniforme de 1.000 kilogrammes (courbe n° 2) par mètre carré de tablier transmise par les poutrelles à la poutre principale.

Pour obtenir la valeur réelle des moments et des efforts tranchants produits par le poids mort du pont, nous avons supposé (ce qui est défavorable) que le poids total de tablier était uniformément réparti, et on a multiplié les valeurs résultant du tracé de la courbe n° 2 pour un coefficient qui est également calculé ci-après.

En ce qui touche la surcharge par poids mort, on a procédé de la même manière pour les moments fléchissants et déterminé le coefficient convenable, qu'on a ajouté au précédent; c'est en effet au cas de la surcharge complète que correspond, dans chaque section, le maximum du moment de flexion.

Il n'en est pas de même pour l'effort tranchant, dont le maximum dans chaque section correspond au cas où la surcharge est limitée à la section considérée. Il est facile de tracer graphiquement les valeurs du maximum de l'effort tranchant correspondant à la surcharge de 1.000 kilogrammes par mètre carré.

Il suffit, en effet, sur le polygone funiculaire qui a servi à déterminer la courbe des moments, de reporter les lignes de fermeture successives des polygones des moments correspondant

à chaque position limite de la surcharge et de mesurer la réaction sur l'appui opposé qui correspond au maximum de l'effort tranchant.

On a réuni dans un tableau, pour chaque barre ou montant, les valeurs des efforts provenant de l'effet du poids de la poutre, de celui du poids du tablier et de la surcharge qui, en s'ajoutant, produisent le résultat le plus défavorable.

Sur un schéma de l'épure on a résumé les résultats concernant les barres obliques et les montants. On a également figuré les courbes résultantes des moments fléchissants pour les deux rives et tracé les valeurs de $\frac{I}{n} \times 11^{\text{kg}},50$ correspondant à la distribution des fers dans les membrures.

Sur ces derniers tracés ont été figurées aussi les courbes résultantes obtenues dans l'hypothèse où les poutres principales seraient remplies de béton et le poids par mètre courant porté ainsi de 1.509 à 2.329 kilogrammes pour le quai de la Conférence et de 1.683 à 2.503 kilogrammes pour le quai d'Orsay.

On a également tracé la courbe résultante des moments sous l'effet de la charge permanente au passage du cylindre compresseur n° 1 de la Ville de Paris le long des bordures de trottoir du quai d'Orsay.

Le coefficient de travail du métal atteint 10,4 sous l'effet de la surcharge par poids mort, et il atteint 12,5 et 12,7 lorsque l'on tient compte du poids du béton de la poutre ; les coefficients sont plus élevés que les circulaires réglementaires ne le prévoient. Mais il est à remarquer que la présence du béton enrobant toute l'ossature métallique de la poutre apportera à celle-ci un nouvel élément de résistance qui n'est pas négligeable. Il convient également d'observer qu'il s'agit d'ouvrages provisoires qui seront modifiés à la fin de l'Exposition.

BASES DU CALCUL.

1° *Quai de la Conférence.* — Calcul du poids du tablier :

Ciment armé.....	47.657
Béton.....	2.180
Briques.....	5.245
Bordures.....	1.215
Bitume.....	2.129
	<hr/>
Poids total.....	58.426

2° *Quai d'Orsay*. — Poids du tablier sous trottoirs :

Ciment armé.....	36.850
Bitume.....	1.933
	<hr/>
Poids total.....	38.783

Poids du tablier sous chaussée :

Béton.....	31.613
Briques.....	12.267
Bordures.....	2.693
Pavage en bois.....	3.332
	<hr/>
Poids total.....	49.905

CALCULS DES COEFFICIENTS.

1° *Quai de la Conférence*. — Poids par mètre courant de poutre :

Poids propre de la poutre : $\frac{12.948}{27,34}$	=	474
Parapet et corniche : $0,518 \times 2.000$ kilogrammes.		1.035
		<hr/>
Total.....		1.509

Coefficient de multiplication de la courbe n° 1. 1.509

Poids du tablier :

Poids de la couverture : $\frac{58.426}{145,8}$		400
Poids des fers (moins le garde-grève) : $\frac{7.068}{145,8}$...		48
		<hr/>
Total.....		448
Surcharge de 400 kilogrammes par mètre carré.		400
		<hr/>
Total.....		848

Coefficient de multiplication de la courbe n° 2. 0,848

2° *Quai d'Orsay*. — Poids par mètre courant de poutre :

Poids propre de la poutre : $\frac{14.215}{27,34}$	=	520
Parapet et corniche : $0,582 \times 2.000$	=	163
		<hr/>
Total.....		1.683

Coefficient de multiplication de la courbe n° 1. 1.683

Poids du tablier :

$$\text{Poids déjà calculés : } \frac{38.783 + 49.905}{145,8} \dots\dots = 608$$

$$\text{Poids des fers (moins le garde-grève) : } \frac{9.576}{145,80} = 66$$

$$\text{Total} \dots\dots\dots = 674$$

$$\text{Surcharge de 400 kilogrammes par mètre carré.} \quad 400$$

$$\text{Total} \dots\dots\dots = 1.074$$

$$\text{Coefficient de multiplication de la courbe n° 2.} \quad 1.074$$

Le remplissage en béton de la poutre principale donnerait un supplément de poids par mètre courant de :

$$\left. \begin{array}{l} 0,35 \times 0,08 \\ 0,60 \times 0,08 \\ 1,75 \times 0,16 \end{array} \right\} 0,356 \times 2.300 = 819 \text{ kilogrammes.}$$

$$\text{Coefficient de multiplication de la courbe n° 1} \dots\dots = 0,819$$

BIBLIOTEKA POLITECHNICZNA
KRAKÓW

TABLE DES NOTES ANNEXES.

Note annexe n°	I. — Stabilité des piles du pont des Invalides et de l'Alma et de l'ancien pont suspendu des Invalides.....	5
— n°	II. — Stabilité de la culée R. G. du pont Alexandre III.....	8
— n°	III. — Stabilité du caisson.....	10
— n°	IV. — Stabilité du pont roulant.....	19
— n°	V. — Stabilité du pont roulant pendant le lancement.....	39
— n°	VI. — Stabilité de la palée flottante.....	47
— n°	VII. — Flexion du pont roulant.....	48
— n°	VIII. — Chevalets de roulement.....	52
— n°	IX. — Chevalets sur pylone.....	61
— n°	X — Stabilité des arcs intermédiaires.....	70
— n°	XI — Stabilité de l'arc de rive.....	94
— n°	XII. — Calculs justificatifs de la stabilité du tablier.....	104

NOTES

SUR LA CONSTRUCTION

DU

PONT ALEXANDRE III

PAR MM.

RÉSAL,

INGÉNIEUR EN CHEF DES PONTS ET CHAUSSEES

ALBY,

INGÉNIEUR DES PONTS ET CHAUSSEES

ATLAS

17. Mr. 23 543



PARIS

V^{VE} CH. DUNOD, ÉDITEUR

LIBRAIRE DES CORPS NATIONAUX DES PONTS ET CHAUSSEES, DES MINES
ET DES TÉLÉGRAPHES

49, Quai des Grands-Augustins, 49

1900

BIBLIOTEKA POLITECHNICZNA
KRAKÓW

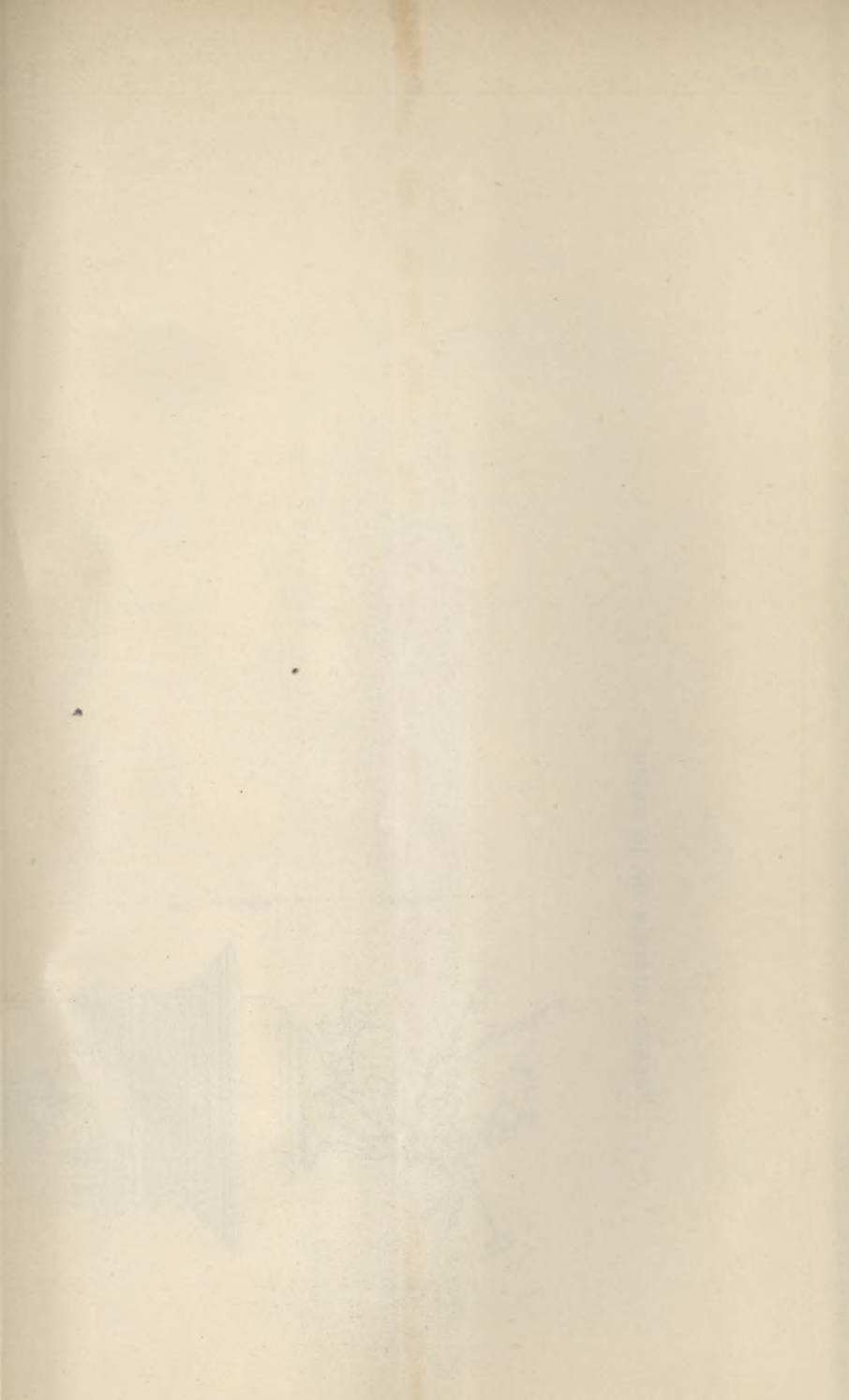
TABIE DES PLANCHES

TABLE DES PLANCHES

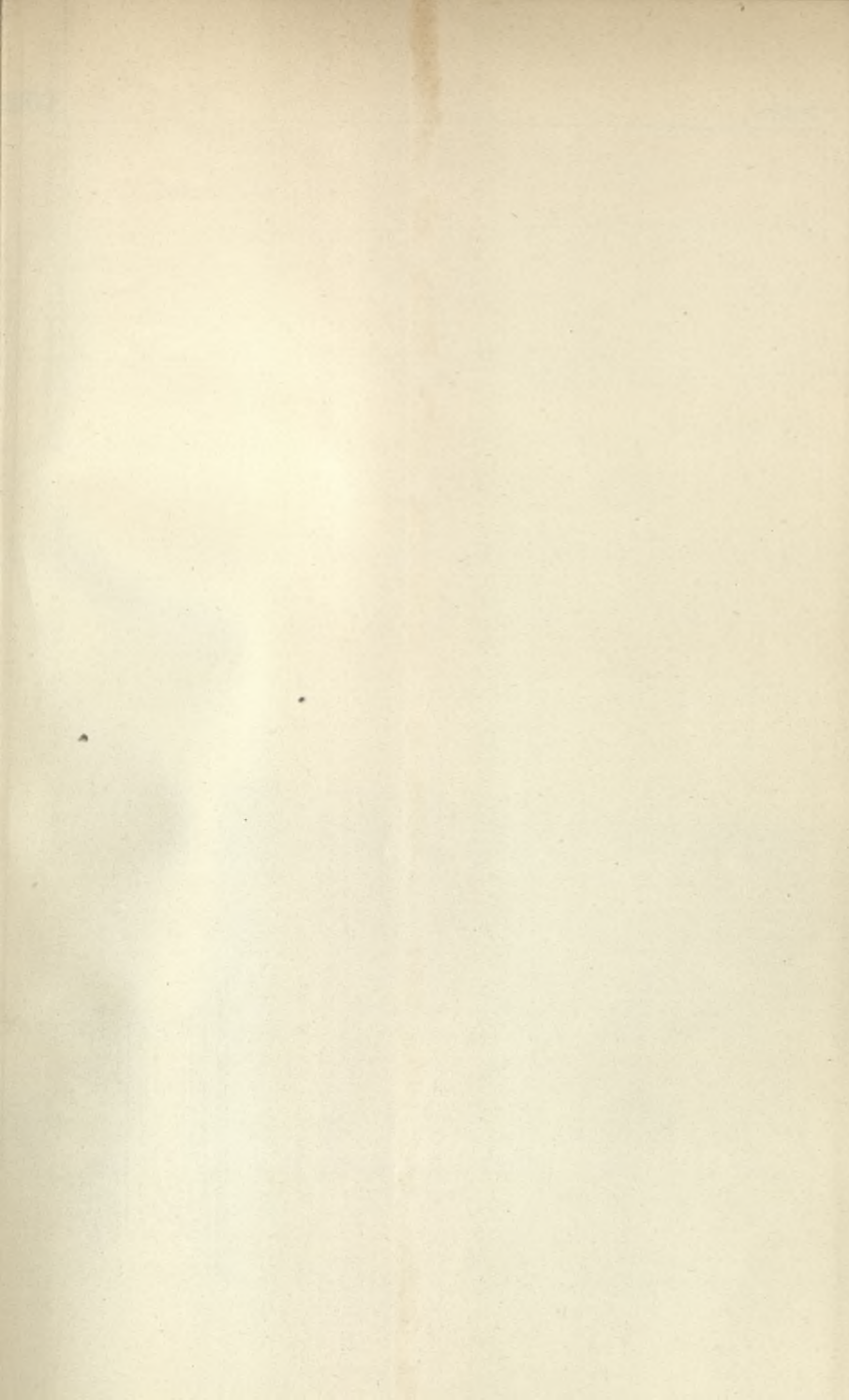
- N^{os} 1. — Plan.
2. — Elévation générale. — Coupes. — Coupe géologique.
3. — Façade latérale (Pylone).
4. — Caisson.
5. — Graphiques de la descente du caisson.
6. — Epures de stabilité du caisson.
7. — Pont roulant de montage : Elévation, Plan.
8. — — — Coupes.
9. — — — Coupes, Chevalets.
10. — — — Epure de résistance en service.
11. — — — Epure de résistance pendant le lancement.
12. — — — Epure des flèches pendant le lancement.
13. — Arcs métalliques. — Epures des arcs.
14. — Arcs de rive. — Détails.
15. — Arcs intermédiaires. — Détails.
16. — — — Stabilité : épure et diagramme.
17. — Dispositions de fonderie pour la coulée des voussoirs.
18. — Engins de montage des voussoirs.
19. — Coupes du tablier métallique.
20. — Détails des assemblages du tablier.
21. — Décoration de la ferme de rive.
-

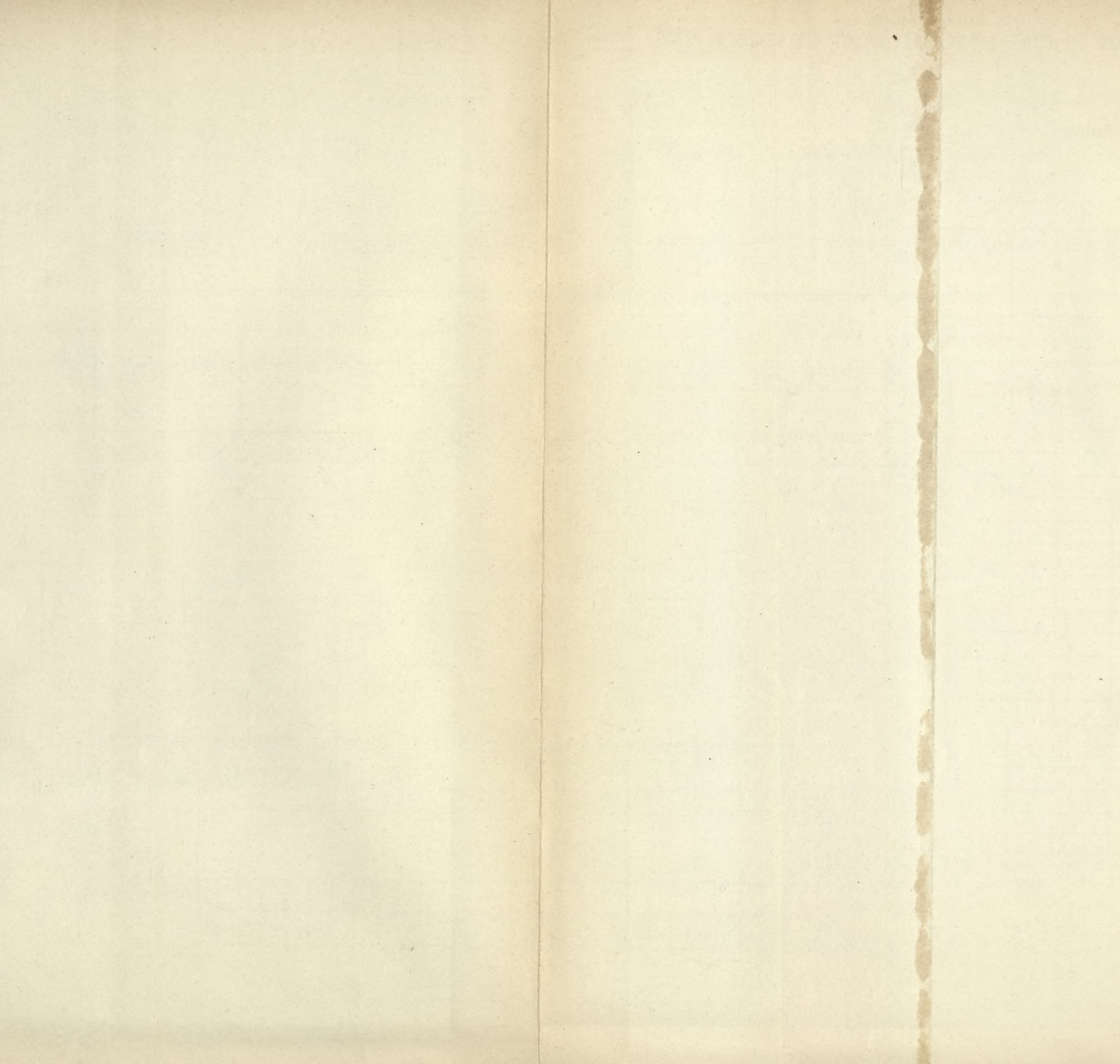
BIBLIOTEKA POLITECHNICZNA
KRAKÓW

BIBLIOTEKA POLITECHNICZNA
KRAKÓW

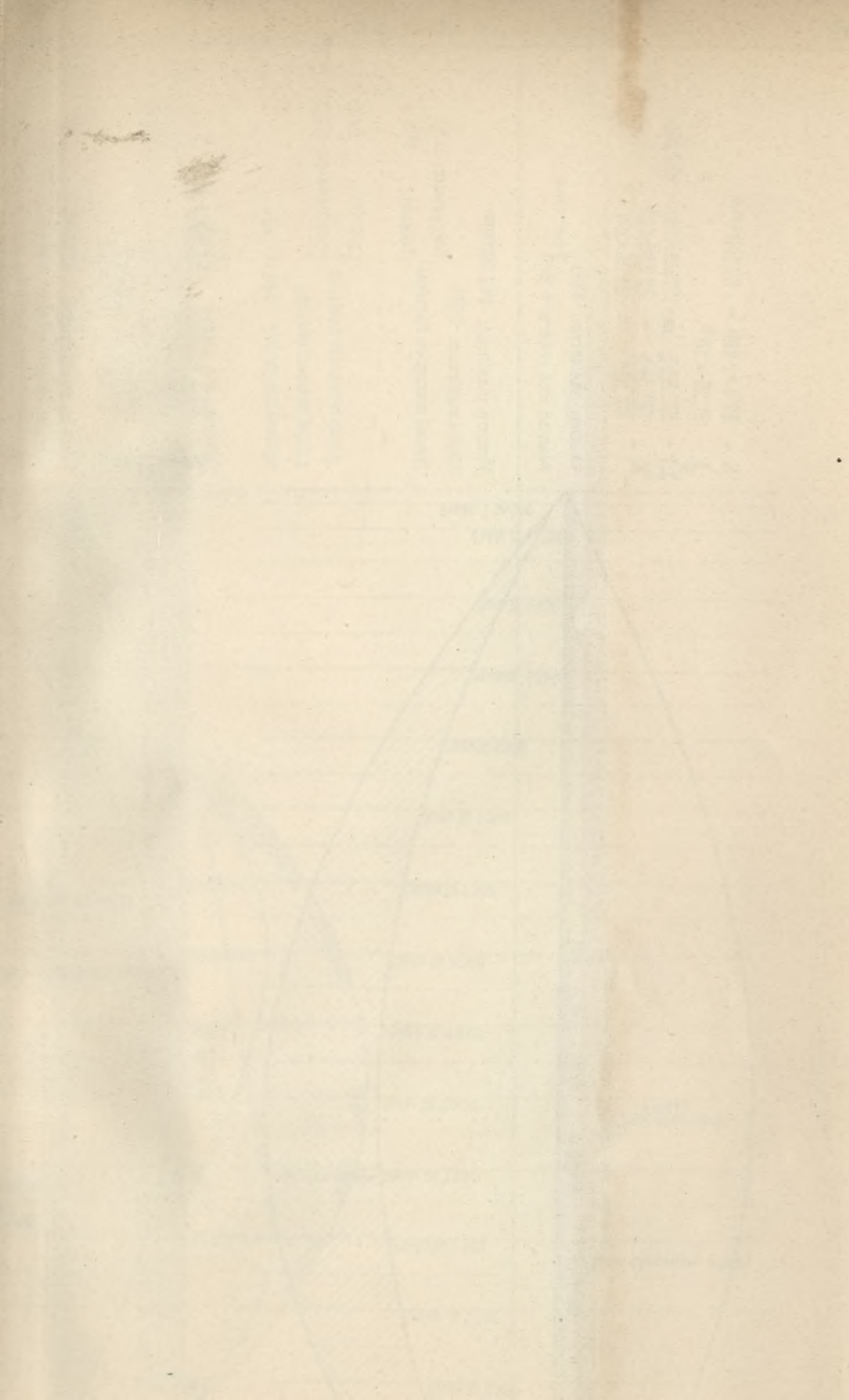


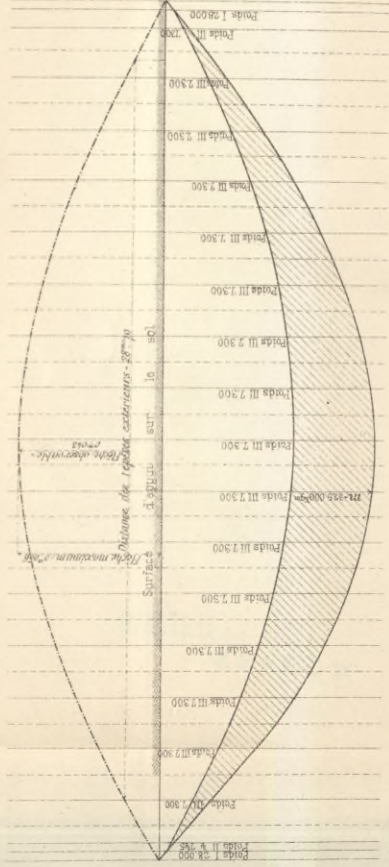
BIBLIOTEKA POLITECHNICZNA
KRAKÓW





BIBLIOTEKA POLITECHNICZNA
KRAKÓW



1^{re} Epure

$$S = 20.7 \times 2.000 = 62.100 \text{ cm}^2$$

$$I = 31.05 \times 10^6$$

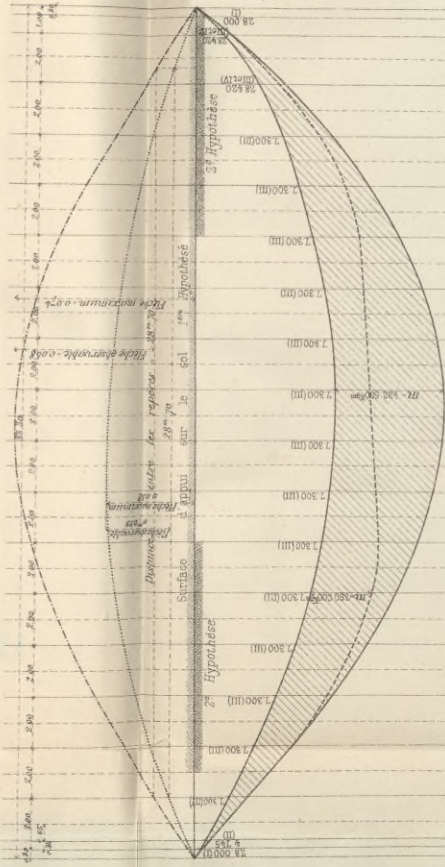
$$\Sigma P = 177.545 \quad m = 177.545 \times 1.05 = 287.950$$

$$R = 177.963 \pm 29.295.000$$

$$62.100 \quad 31.05 \times 10^6$$

Réaction côté terre 1899
Réaction côté rivière 3.29 par cmq.

Moment maximum 325.000 kgm
Flèche maximum 0.056
Travail maximum du métal. Compression 12.82
Tension 94.5

2^e Epure

$$S = 20.7 \times 2.000 = 41.400 \text{ cm}^2$$

$$I = 29.9 \times 10^6$$

$$\Sigma P = 219.785 \quad m = 219.785 \times 1.05 = 256.084.55$$

$$R = 219.785 \pm 29.31 \times 10^6$$

$$41.400 \quad 29.31 \times 10^6$$

Réaction du côté terre 67.8
Réaction du côté rivière 4.44 par cmq.

Moment maximum 444.500 kgm
Flèche maximum 0.076
Travail maximum du métal. Compression 16.99
Tension 47.7

$$S = 20.7 \times 2.000 = 62.100 \text{ cm}^2$$

$$I = 31.05 \times 10^6$$

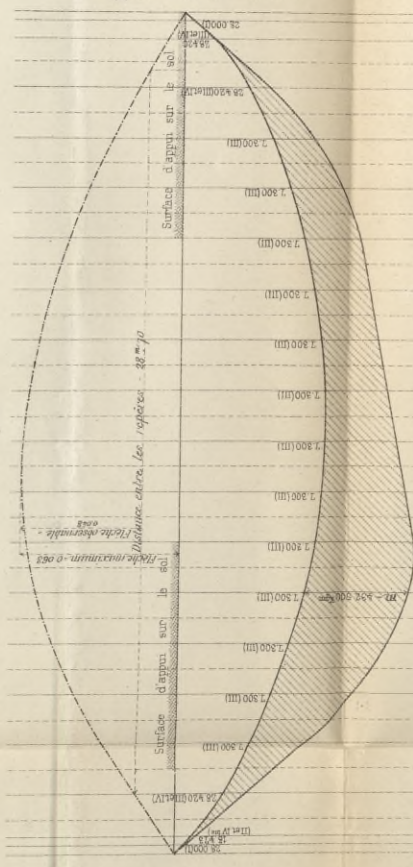
$$\Sigma P = 219.785 \quad m = 219.785 \times 1.05 = 256.084.55$$

$$R = 219.785 \pm 29.604.953$$

$$62.100 \quad 31.05 \times 10^6$$

Réaction du côté terre 48.985
Réaction du côté rivière 2.715 par cmq.

Moment maximum 250.000 kgm
Flèche maximum 0.073
Travail maximum du métal. Compression 94.8
Tension 3.7

3^e Epure

$$S = 20.7 \times 2.000 = 41.400 \text{ cm}^2$$

$$I = 29.9 \times 10^6$$

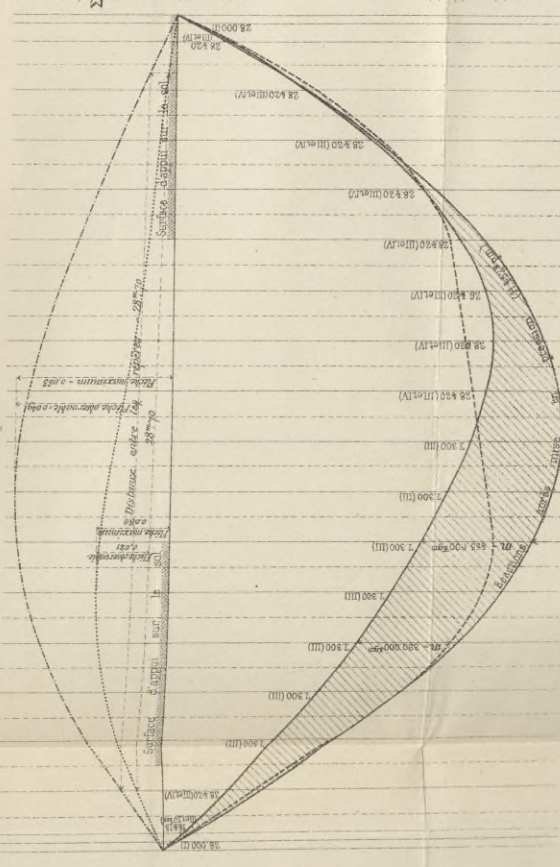
$$\Sigma P = 257.933 \quad m = 257.933 \times 1.05 = 316.822.18$$

$$R = 257.933 \pm 29.618.218$$

$$41.400 \quad 29.618 \times 10^6$$

Réaction du côté terre 14.97
Réaction du côté rivière 7.49 par cmq.

Moment maximum 131.500 kgm
Flèche maximum 0.063
Travail maximum du métal. Compression 16.99
Tension 44.7

4^e Epure

$$S = 20.7 \times 2.000 = 41.400 \text{ cm}^2$$

$$I = 29.9 \times 10^6$$

$$\Sigma P = 351.353 \quad m = 351.353 \times 0.88 = 349.914.16$$

$$R = 351.353 \pm 44.491.44$$

$$41.400 \quad 44.491 \times 10^6$$

Réaction du côté terre 94.9
Réaction du côté rivière 8.13 par cmq.

Moment maximum 390.000 kgm
Flèche maximum 0.069
Travail maximum du métal. Compression 16.99
Tension 44.7

Après la mise en pression

Réaction égale au poids soit 333.616 x

Réaction par rivière 383.616 - 11.822 x

Moment maximum 465.000 kgm

Flèche maximum 0.090

Travail maximum du métal. Compression 17.77

Tension 44.90

BIBLIOTEKA POLITECHNICZNA
KRAKÓW

PONT ROULANT DE MONTAGE

Fig.1. Demi-élévation

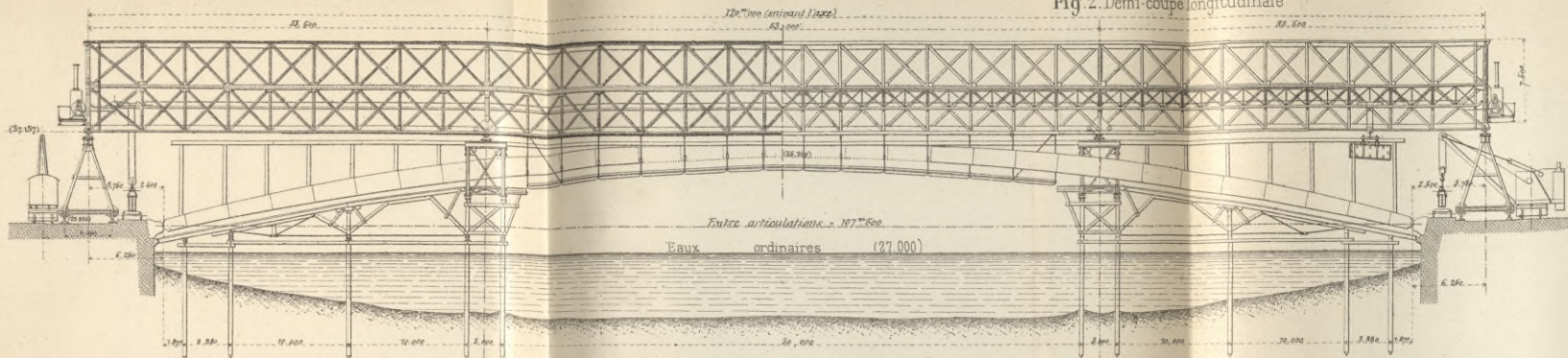


Fig.2. Demi-coupe longitudinale

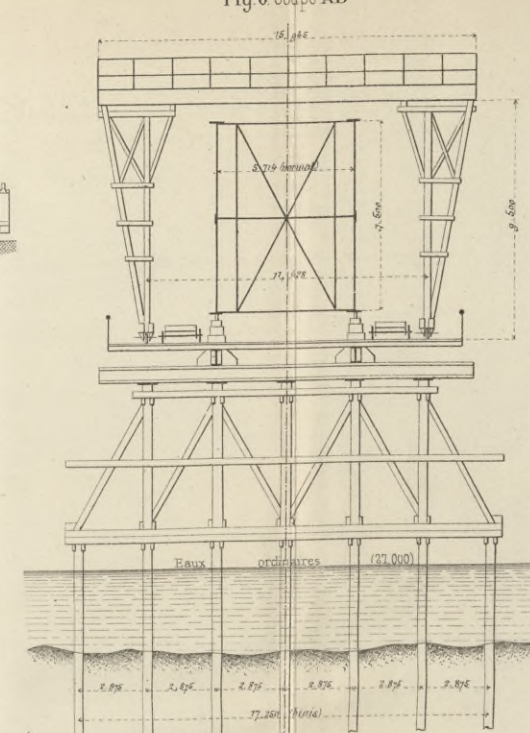


Fig.6. Coupe AB

Fig.3. Contreventement horizontal supérieur

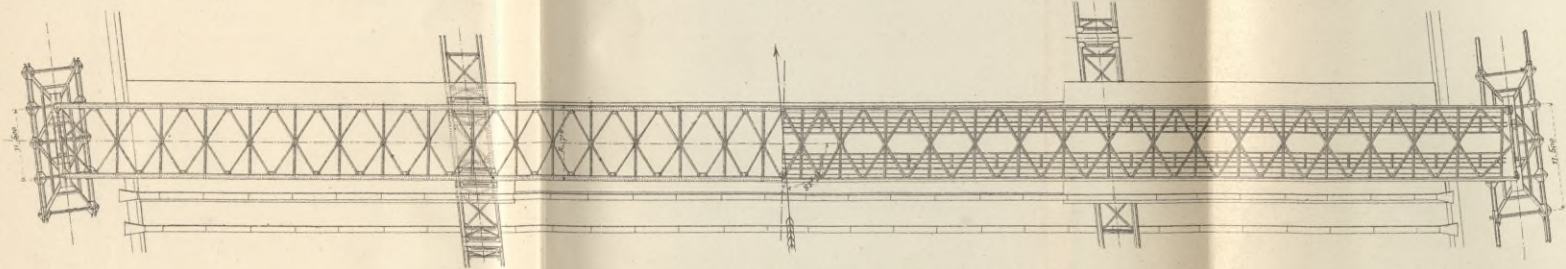


Fig.4. Contreventement horizontal supérieur

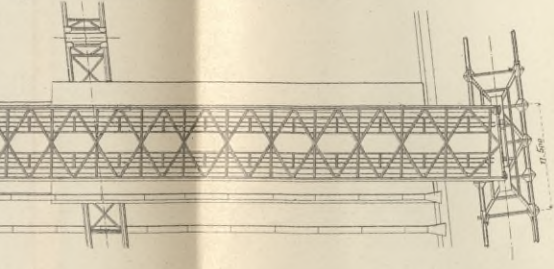
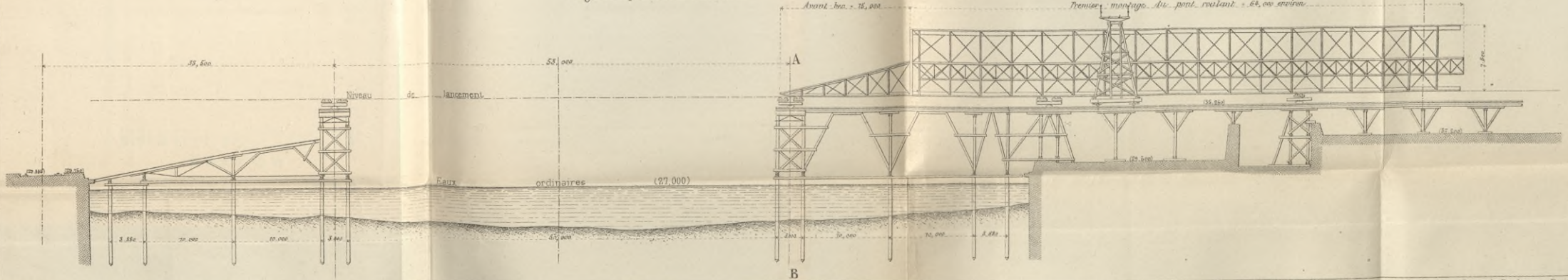


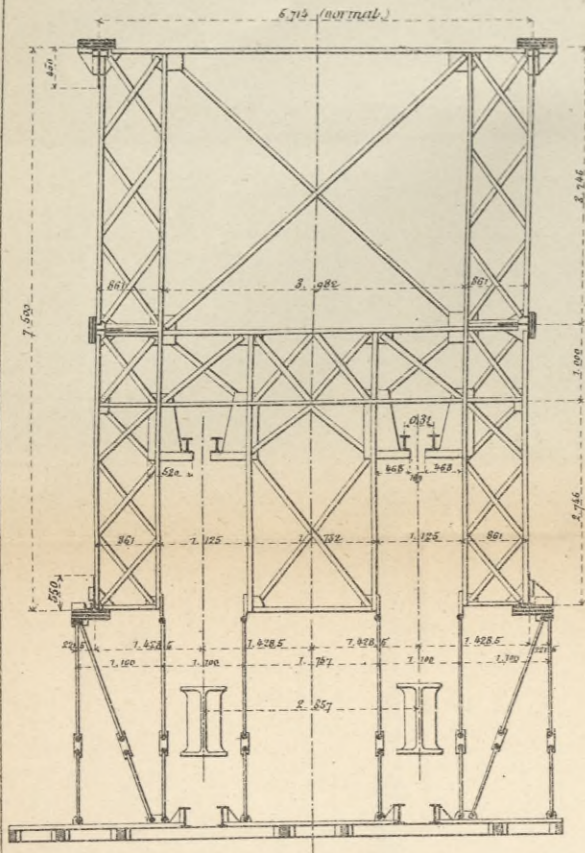
Fig.5. Disposition de lancement



BIBLIOTEKA POLITECHNICZNA
KRAKÓW

BIBLIOTEKA POLITECHNICZNA
KRAKÓW

Fig.1. Coupe transversale courante entre pylônes.



PONT ROULANT DE MONTAGE

Fig.2.

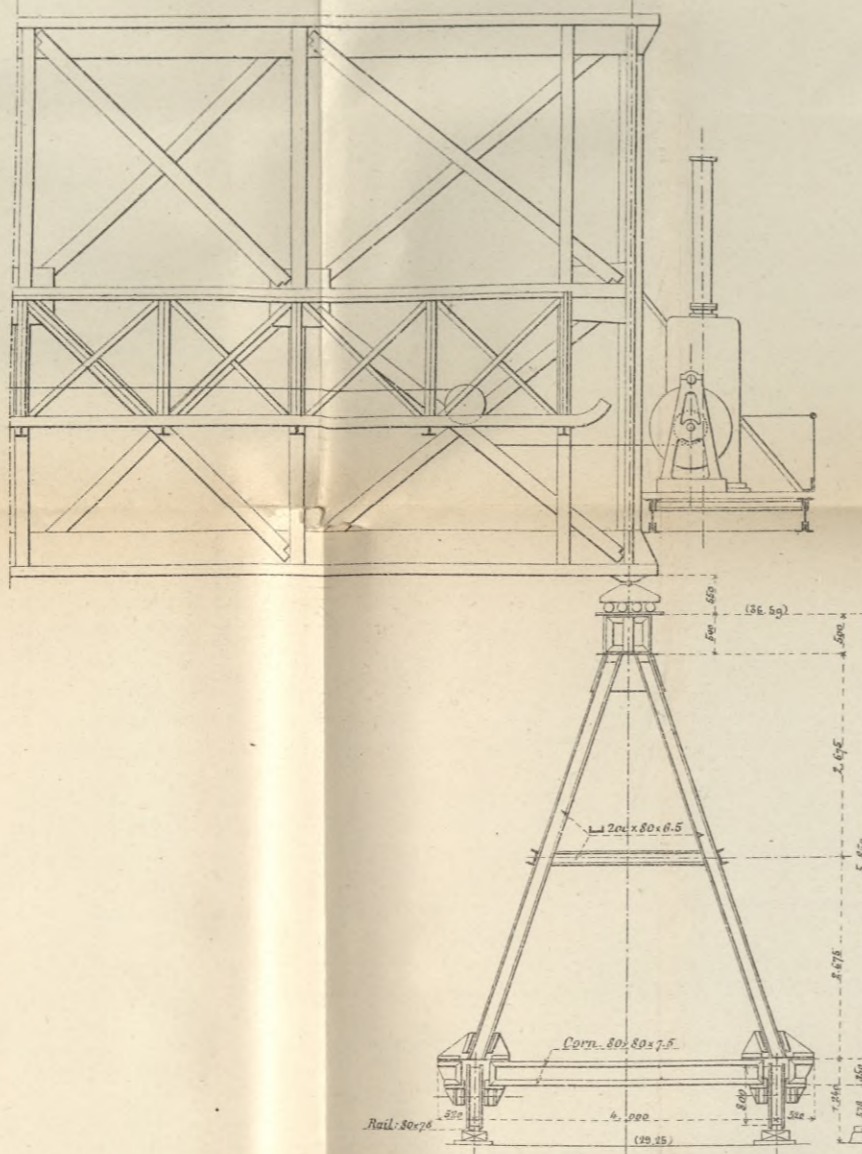


Fig.3. Vue en bout.

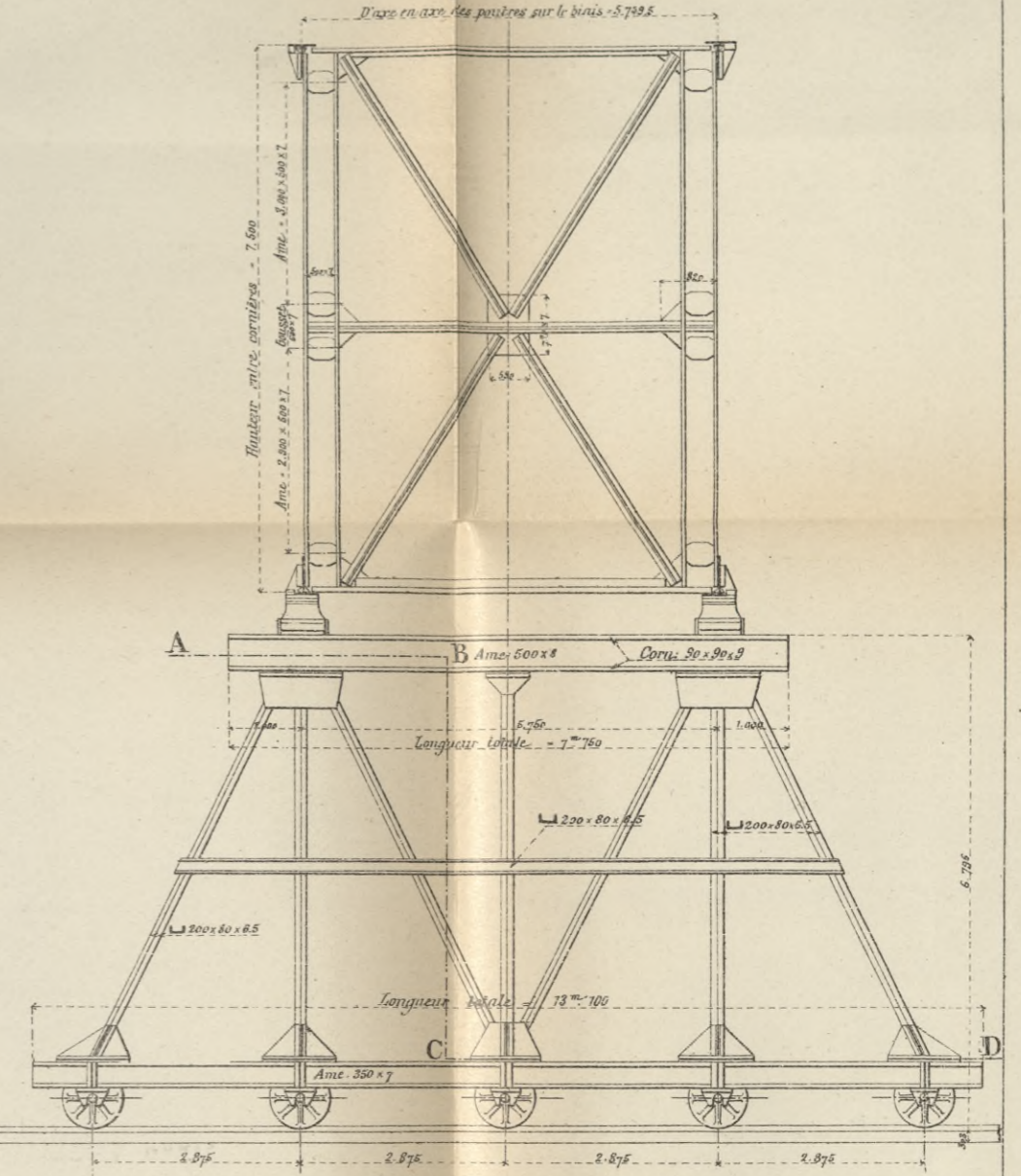


Fig.5.

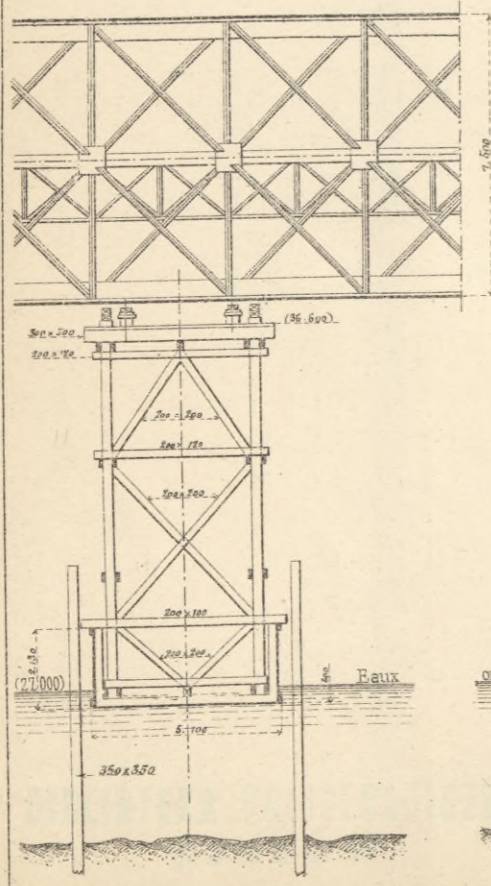


Fig.5 et 6. Palée flottante pour le lancement du pont roulant de montage.

Fig.6.

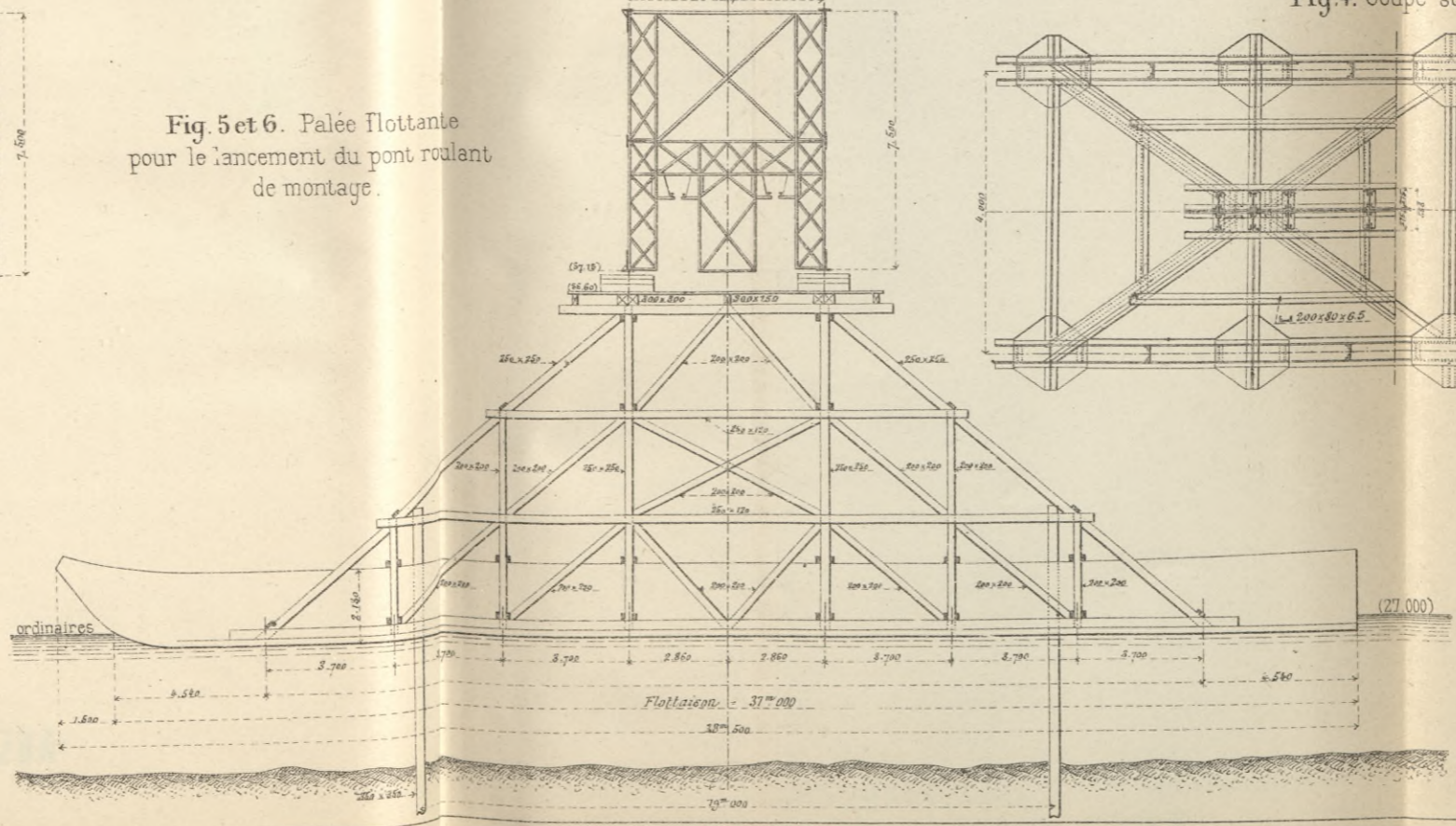
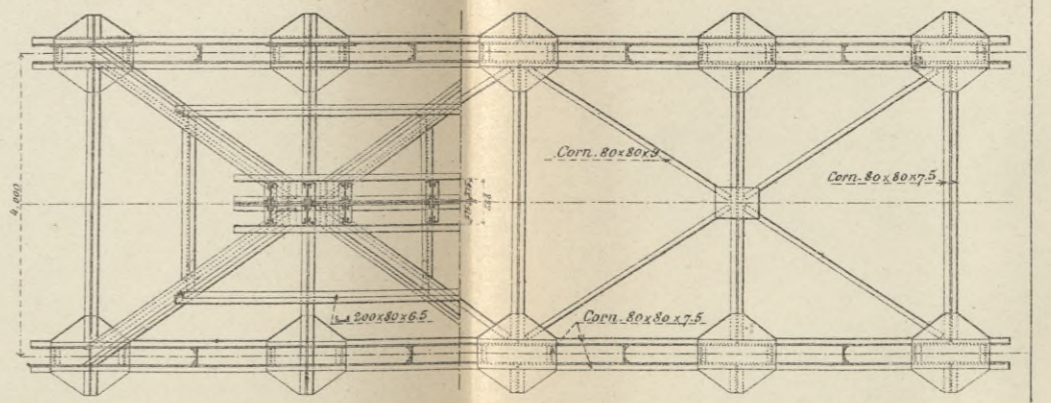


Fig.4. Coupe suivant ABCD

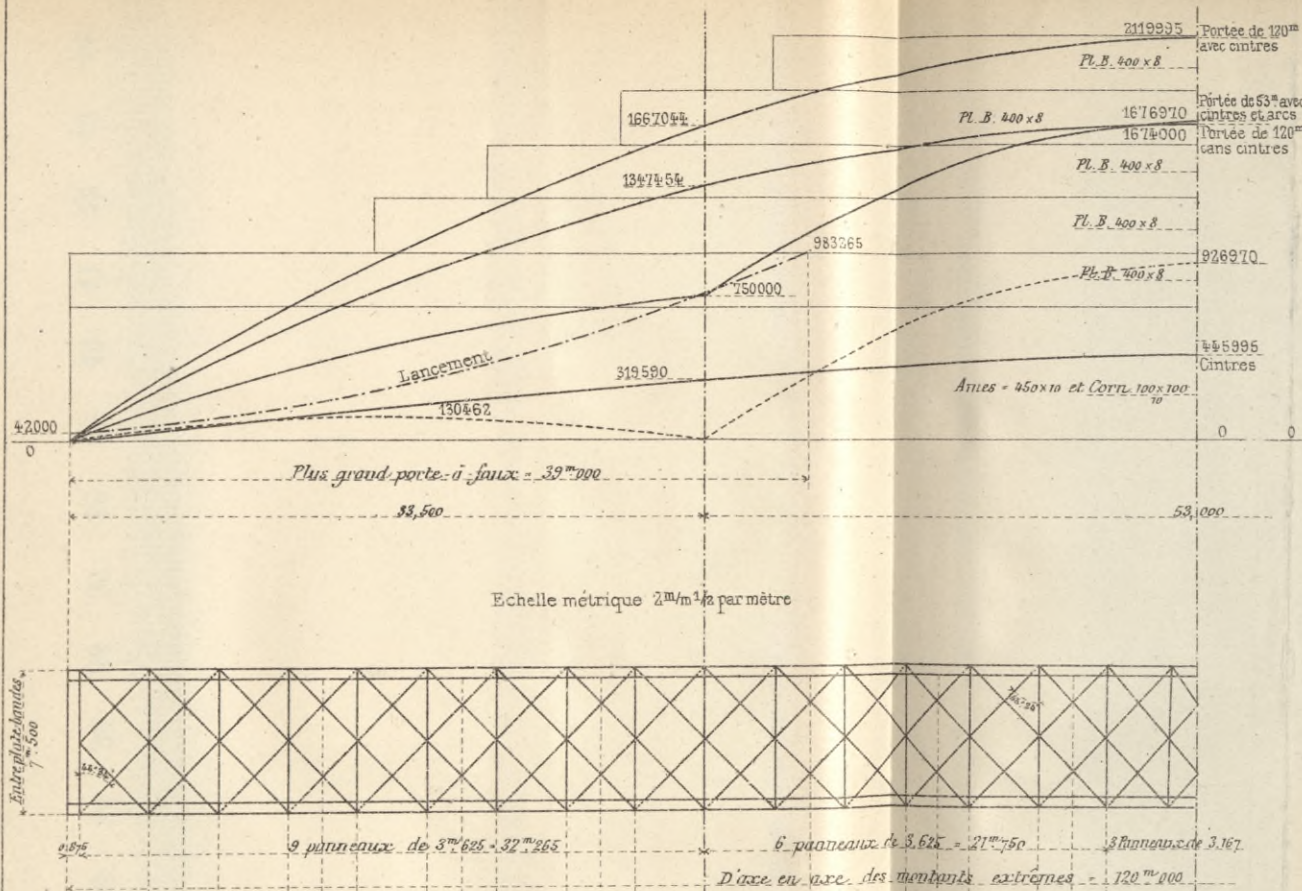


BIBLIOTEKA POLITECHNICZNA
KRAKÓW

PONT ROULANT DE MONTAGE

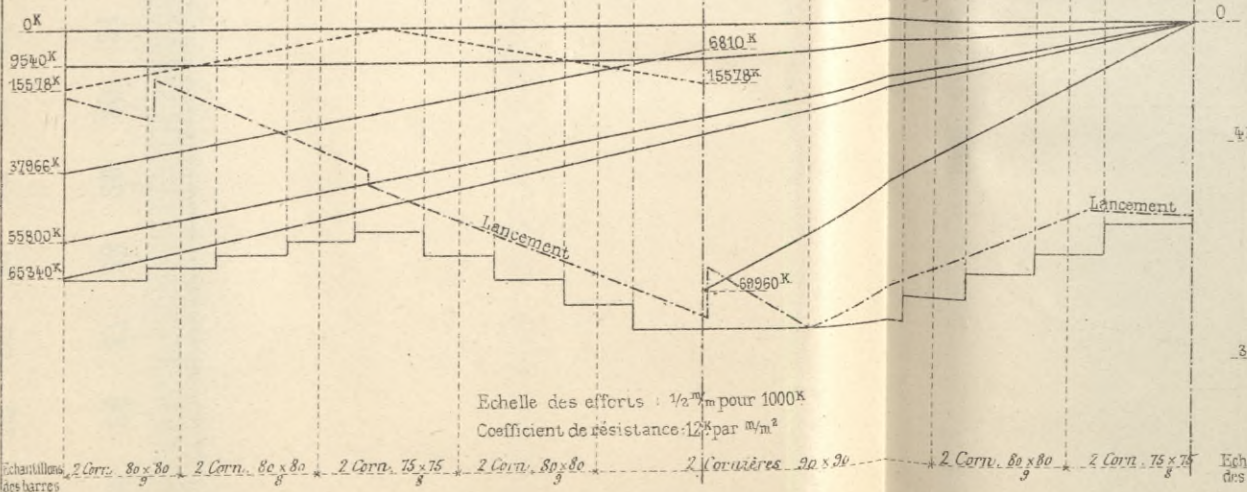
Fig. 1. Epure de résistance des poutres
Moments fléchissants.

Echelle des moments : 2^m/m² pour 100000
Coefficient de résistance : 12^k par m²/m²



Echelle métrique 2^m/m² par mètre

Efforts tranchants

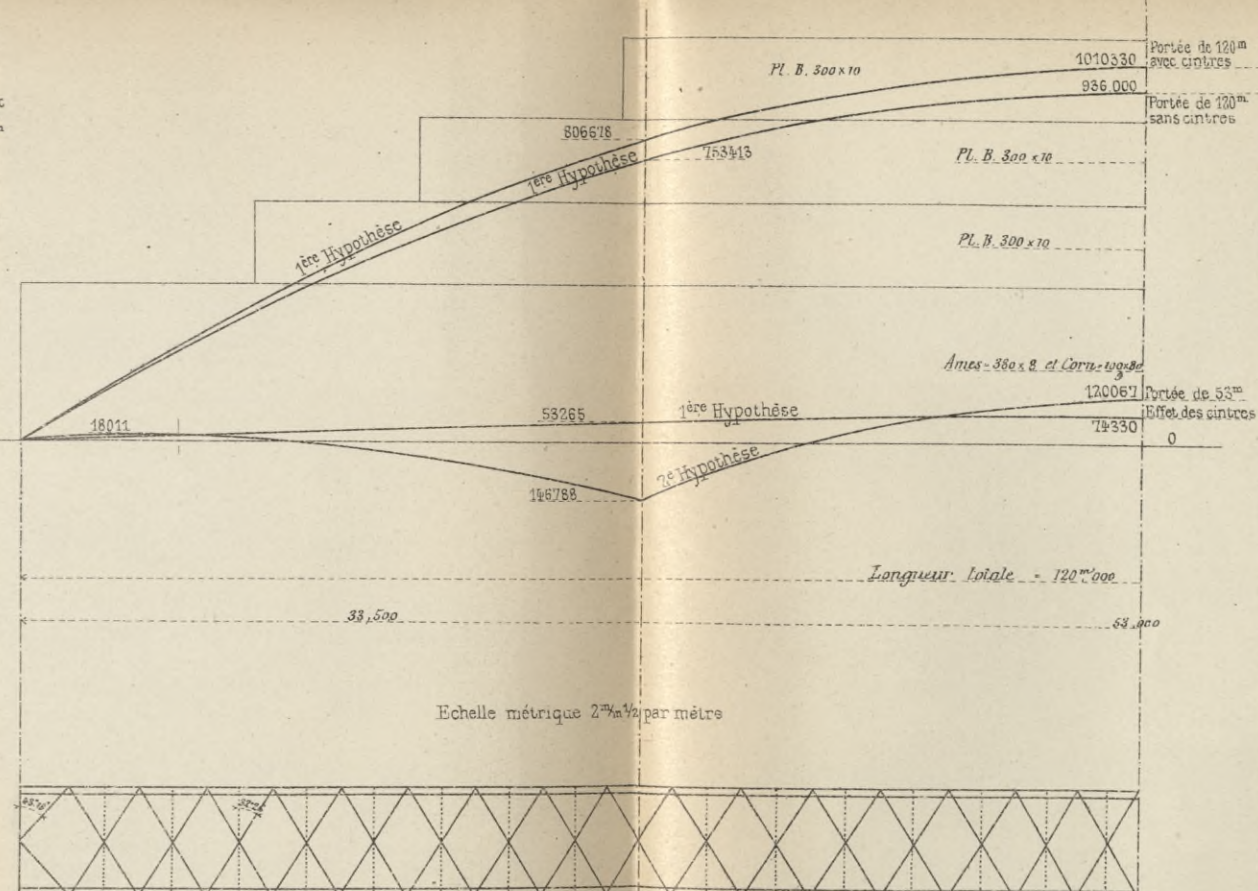


Echelle des efforts : 1/2^m pour 1000^k
Coefficient de résistance : 12^k par m²/m²

Echantillons des barres: 2 Cor. 80x80, 2 Cor. 80x80, 2 Cor. 75x75, 2 Cor. 80x80, 2 Cornières 20x20, 2 Cor. 80x80, 2 Cor. 75x75

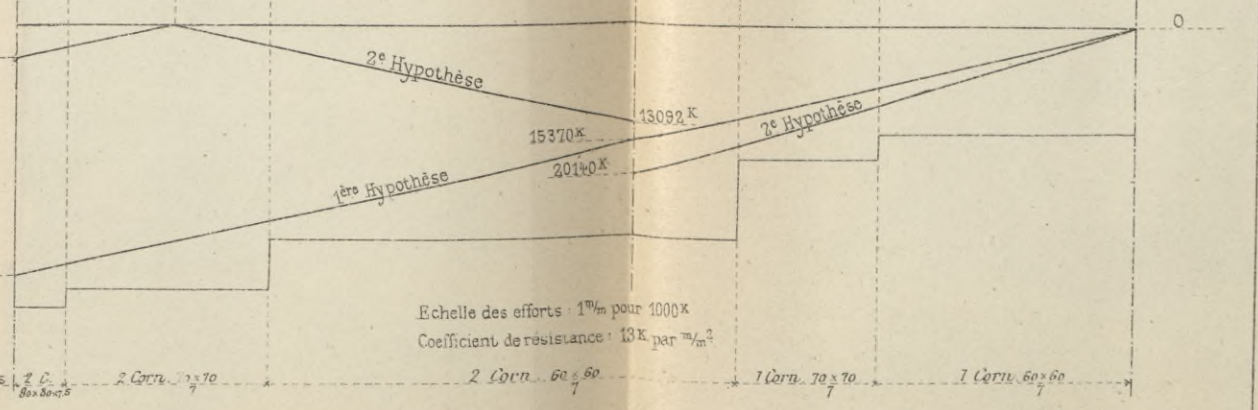
Fig. 2. Epure de résistance de la poutre horizontale de contreventement
Moments fléchissants

Echelle des moments : 1/2^m par 10000
Coefficient de résistance : 13^k par m²/m²



Echelle métrique 2^m/m² par mètre

Efforts tranchants



Echelle des efforts : 1^m pour 1000^k
Coefficient de résistance : 13^k par m²/m²

BIBLIOTEKA POLITECHNICZNA
KRAKÓW

BIBLIOTEKA POLITECHNICZNA
KRAKÓW

Fig.1: Etude des flèches pendant le lancement

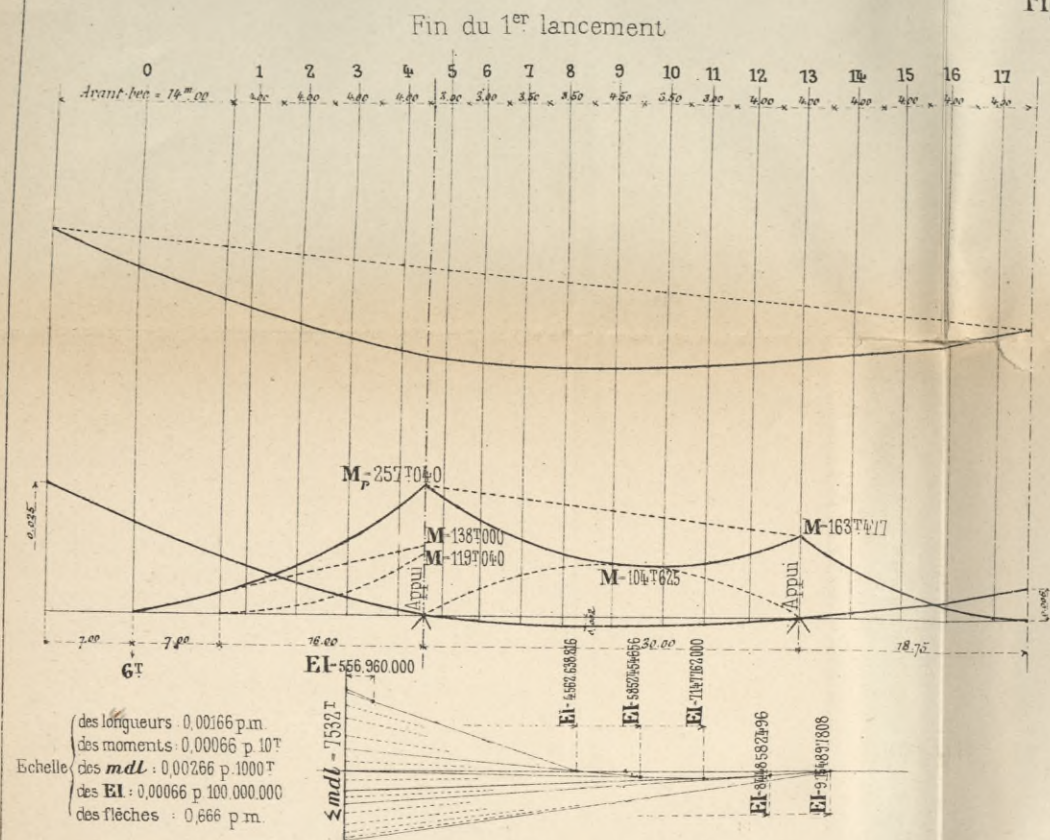
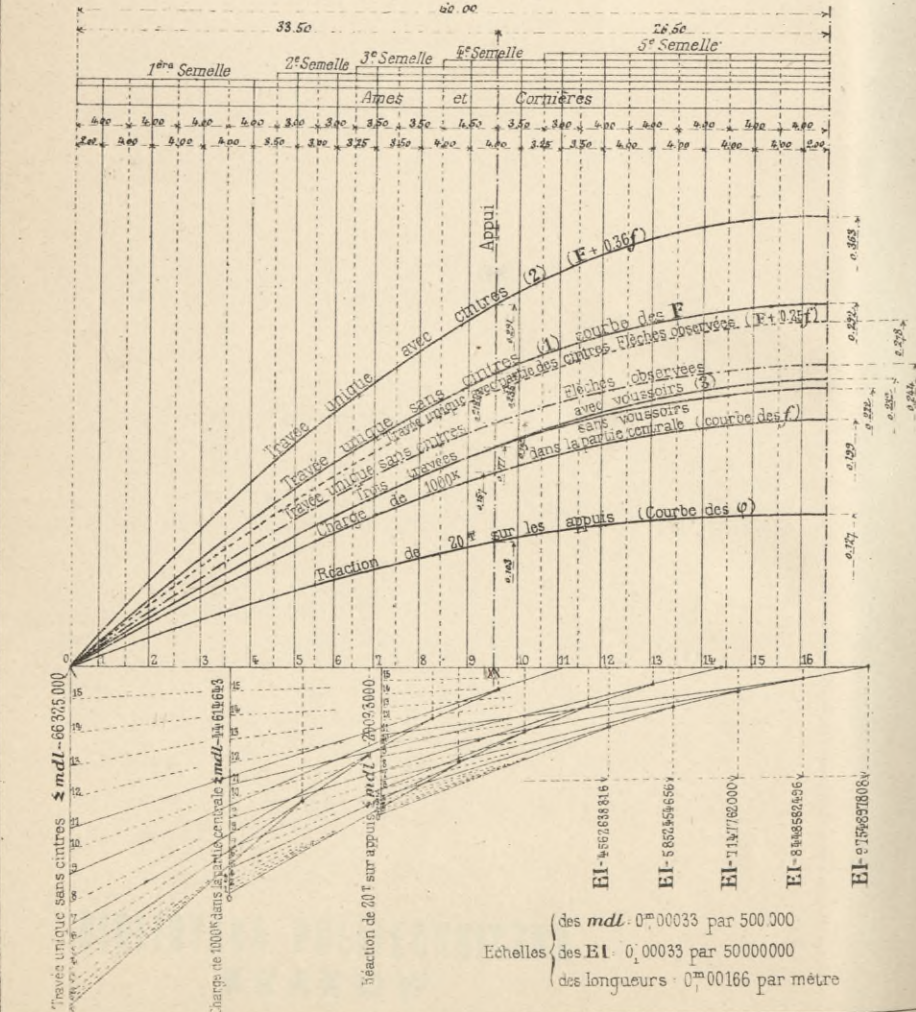


Fig.2. Flèches du pont



2^e lancement

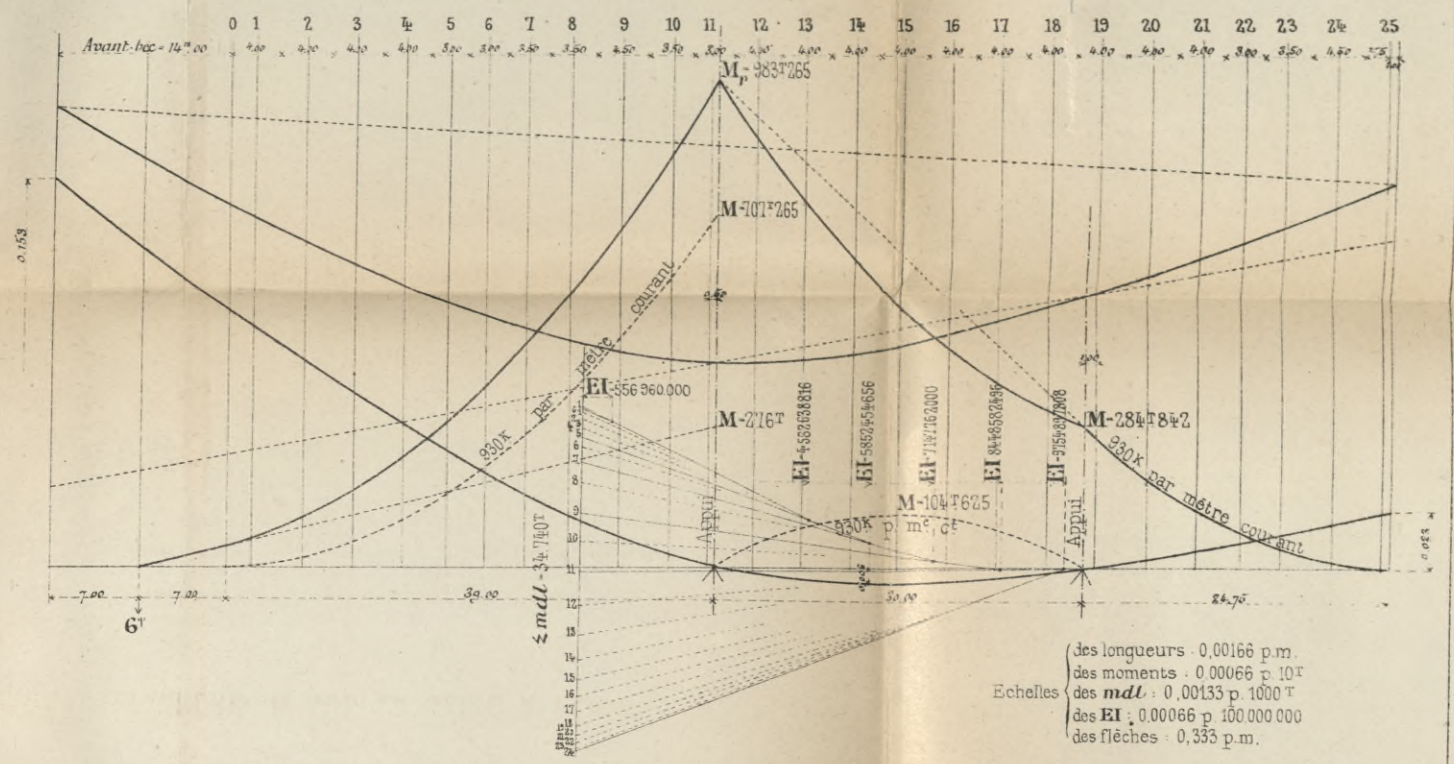
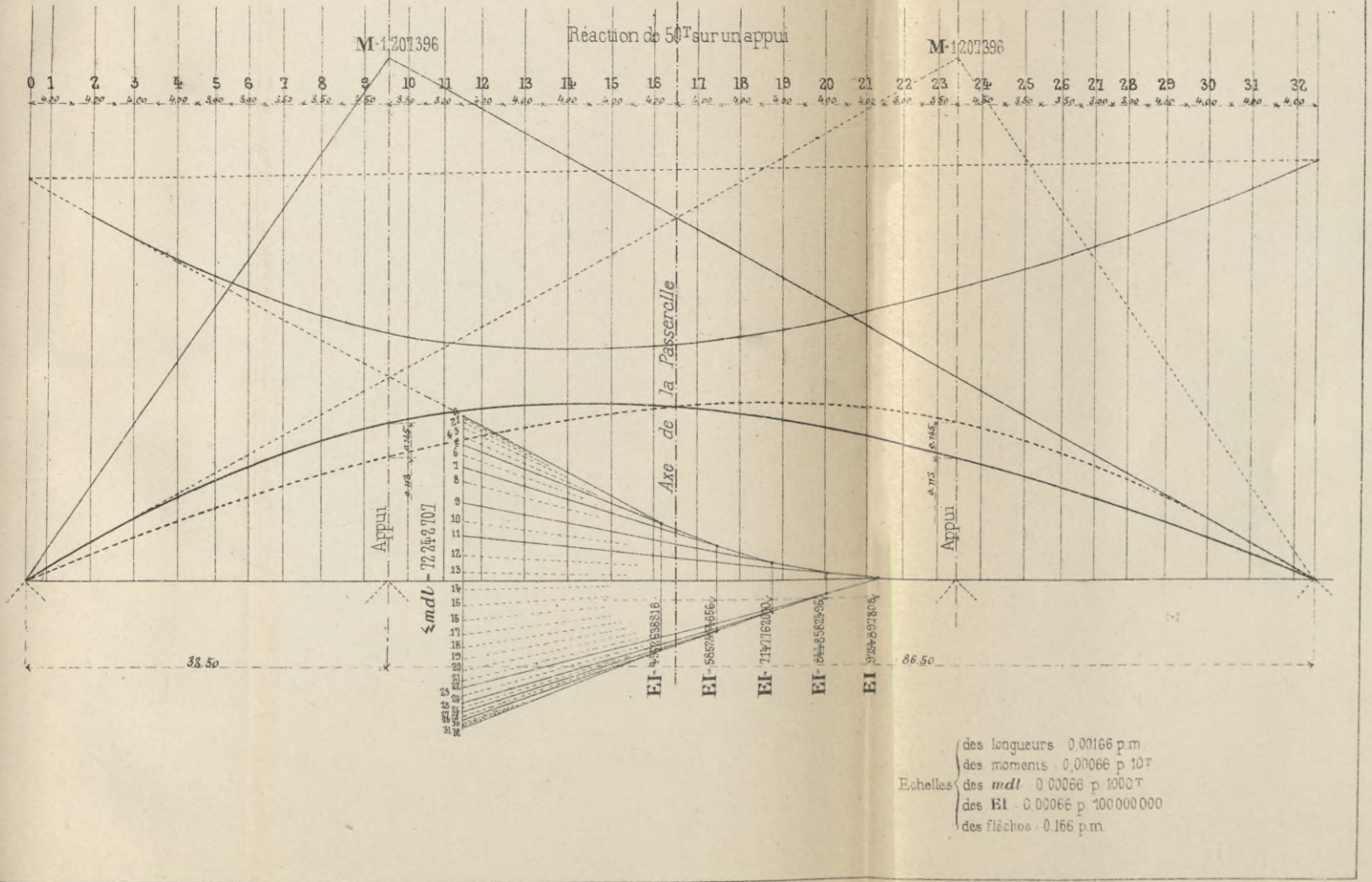
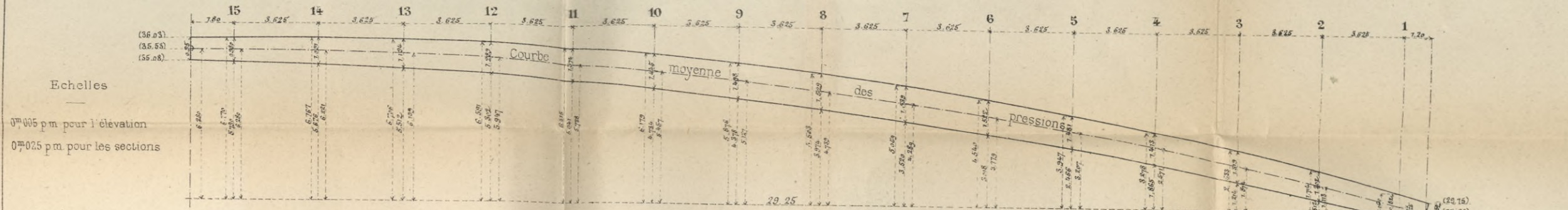


Fig.3. Effet de la réaction des appuis



BIBLIOTEKA POLITECHNICZNA
KRAKÓW

Epure de l'arc de rive

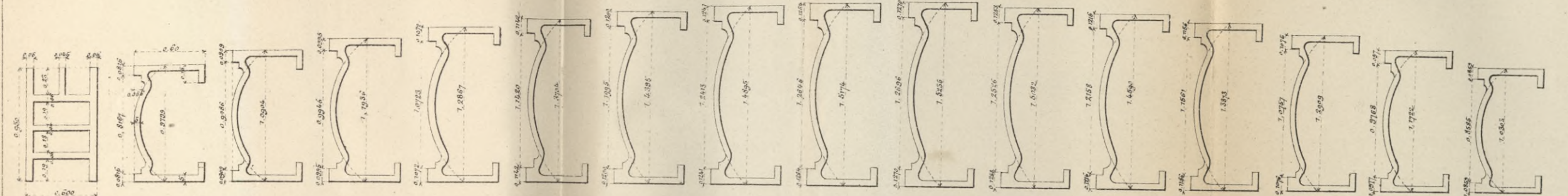


Echelles

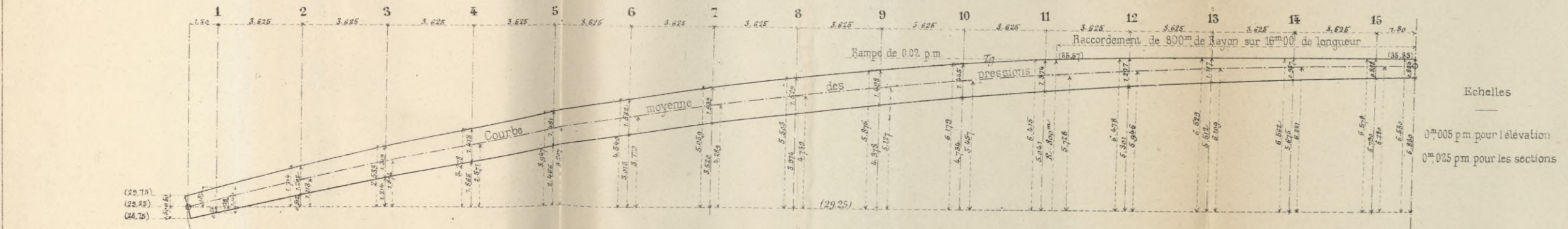
0^m/005 pm pour l'élevation

0^m/025 pm pour les sections

Section de clé près de l'articulation	Section 15	Section 14	Section 13	Section 12	Section 11	Section 10	Section 9	Section 8	Section 7	Section 6	Section 5	Section 4	Section 3	Section 2	Section 1	
Ω	0.201 150	0.180 143	0.127 107	0.135 600	0.139 451	0.144 721	0.149 075	0.152 213	0.153 962	0.154 365	0.153 079	0.150 298	0.145 783	0.139 723	0.132 251	0.123 327
$\frac{1}{V}$	0.027 136	0.036 922	0.043 078	0.049 113	0.054 794	0.060 098	0.064 615	0.067 955	0.069 848	0.070 217	0.068 887	0.065 910	0.061 190	0.055 058	0.047 838	0.039 693



Epure de l'arc intermédiaire

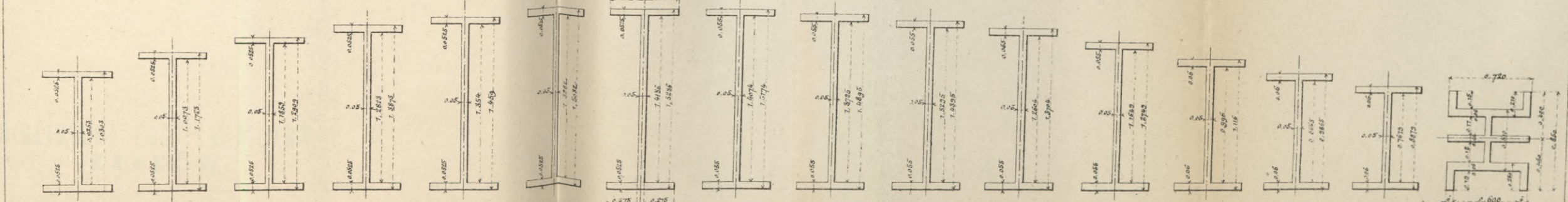


Echelles

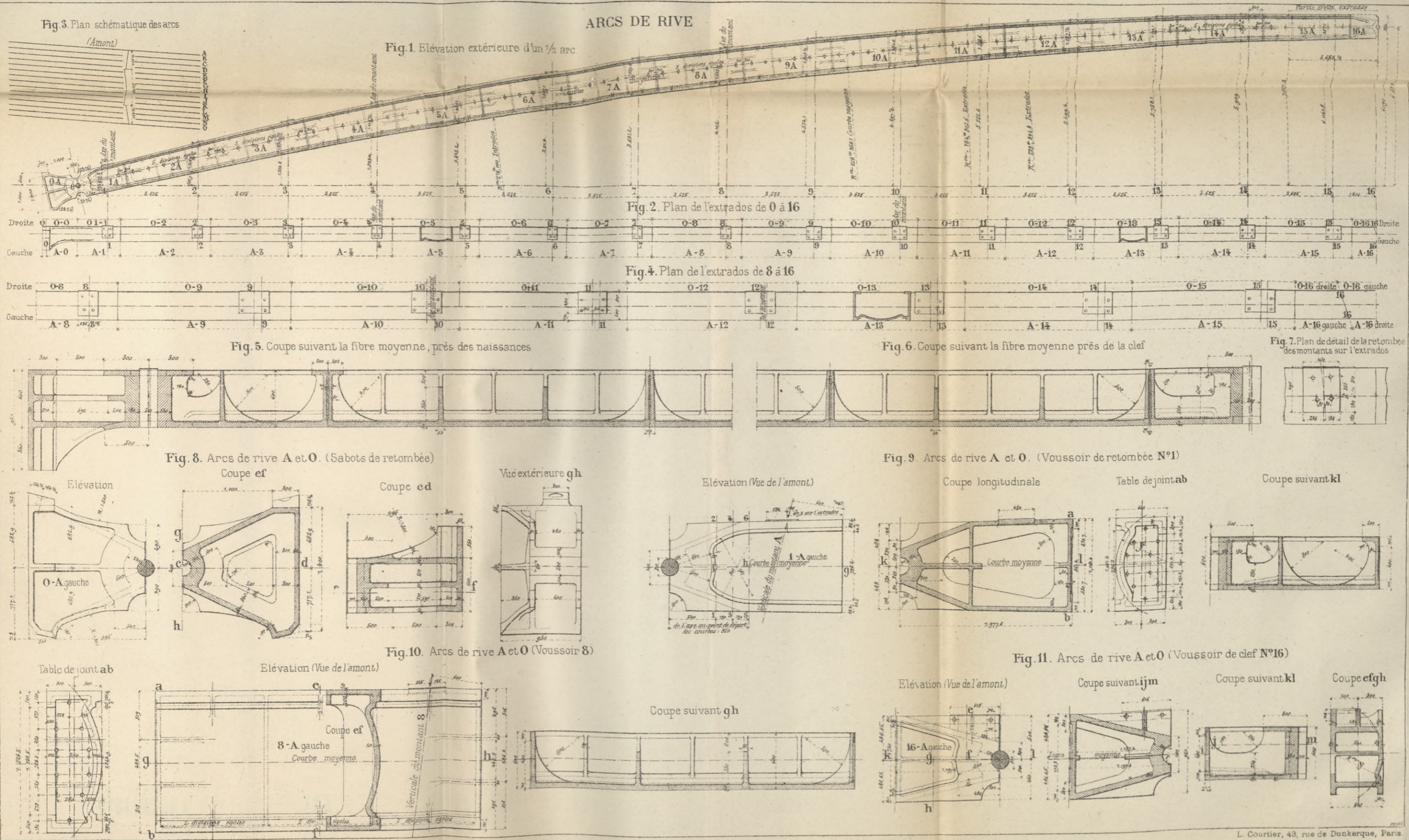
0^m/005 pm pour l'élevation

0^m/025 pm pour les sections

Section 1	Section 2	Section 3	Section 4	Section 5	Section 6	Section 7	Section 8	Section 9	Section 10	Section 11	Section 12	Section 13	Section 14	Section 15	Section près de la clé
Ω	0.109 265	0.116 360	0.122 295	0.127 115	0.130 700	0.132 910	0.133 930	0.136 370	0.134 975	0.132 475	0.129 020	0.124 235	0.121 800	0.115 325	0.110 395
$\frac{1}{V}$	0.035 664	0.042 356	0.048 208	0.053 187	0.056 908	0.059 274	0.060 376	0.061 892	0.060 300	0.057 570	0.053 866	0.048 878	0.043 389	0.036 865	0.032 089

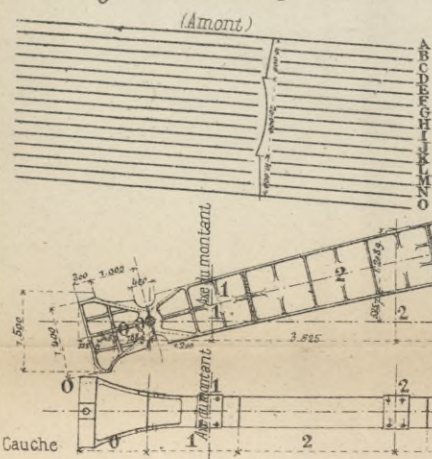


BIBLIOTEKA POLITECHNICZNA
KRAKÓW



BIBLIOTEKA POLITECHNICZNA
KRAKÓW

Fig. 3. Plan schématique des arcs



ARCS INTERMÉDIAIRES

Fig. 1. Elevation d'un 1/2 arc.

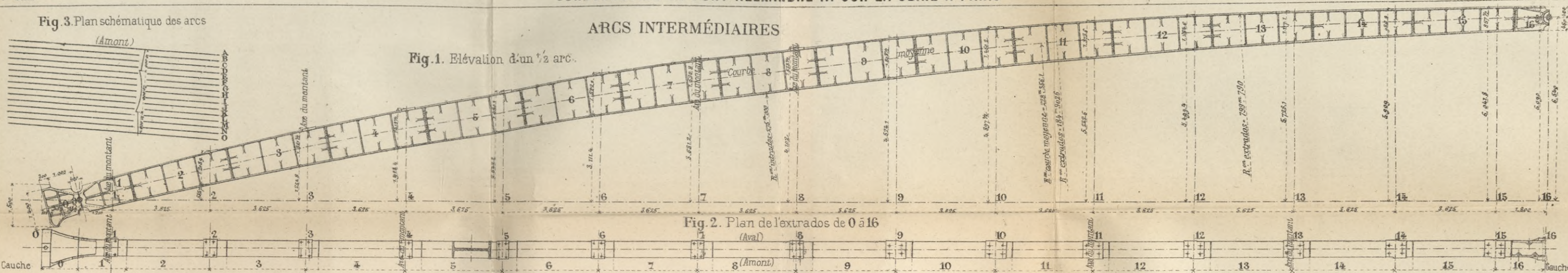


Fig. 2. Plan de l'extrados de 0 à 16

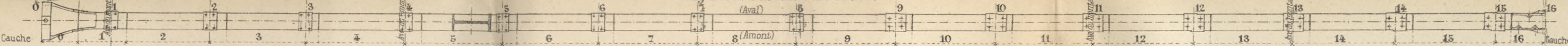


Fig. 4. Plan supérieur des arcs BCMN, de 8 à 16

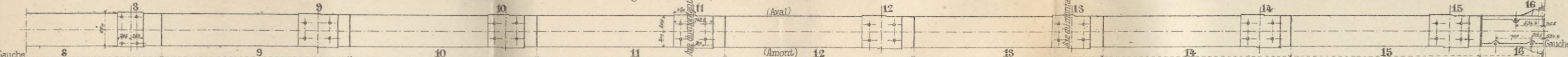


Fig. 5. Plan supérieur des arcs D et L, de 8 à 16

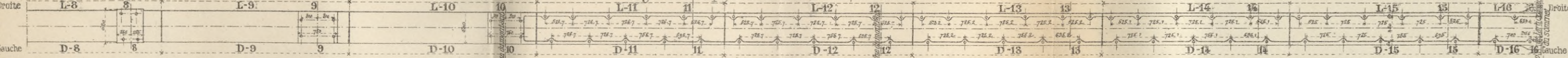


Fig. 6. Plan supérieur des arcs E et K de 8 à 16

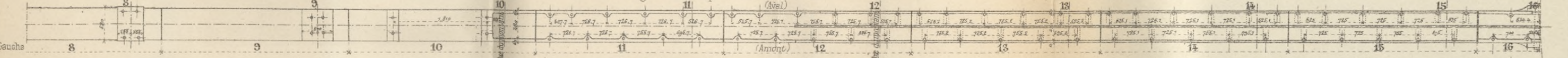


Fig. 7. Plan supérieur des arcs F, G, H, I, J, de 8 à 16

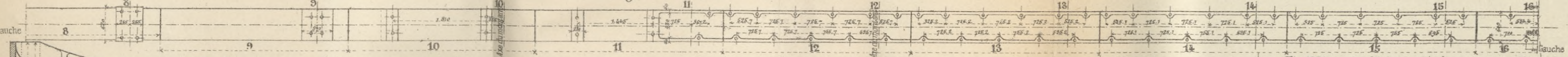


Fig. 8. Coupe suivant la fibre moyenne, près des naissances

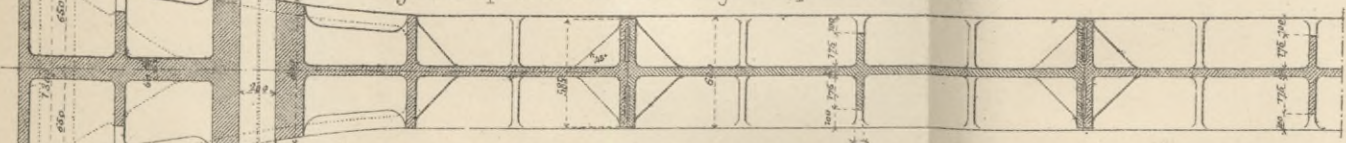


Fig. 9. Coupe suivant la fibre moyenne, près de la clef

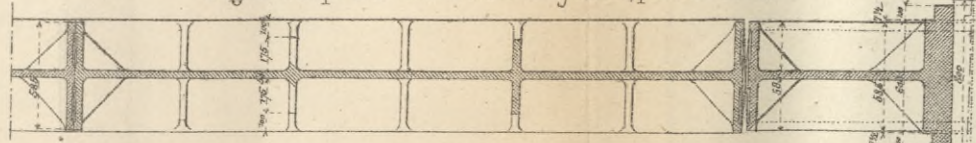


Fig. 10. Plan de détail de la retombée des montants sur l'extrados

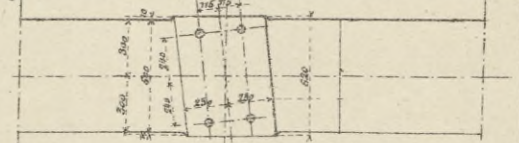


Fig. 11. Arcs intermédiaires B à N. Sabot de retombée (en deux parties symétriques)

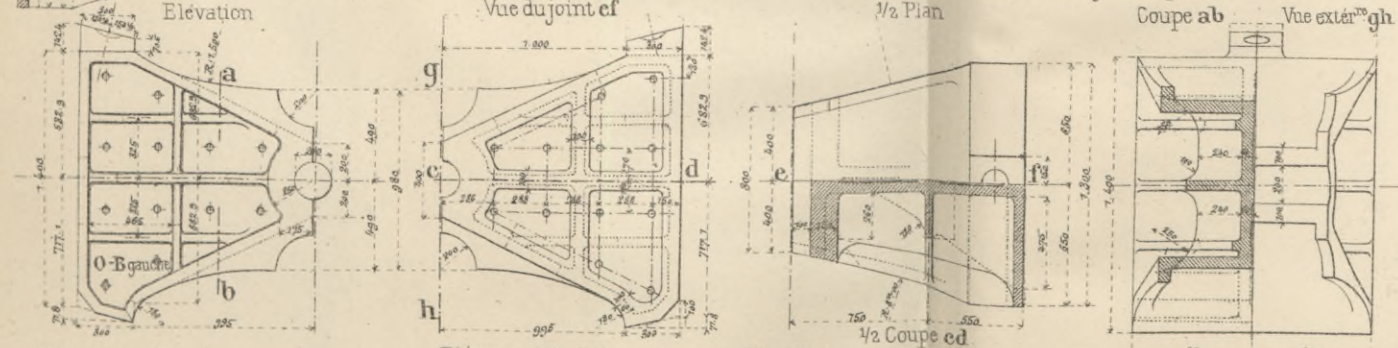


Fig. 12. Arcs intermédiaires B à N. Voussoir de retombée N°1

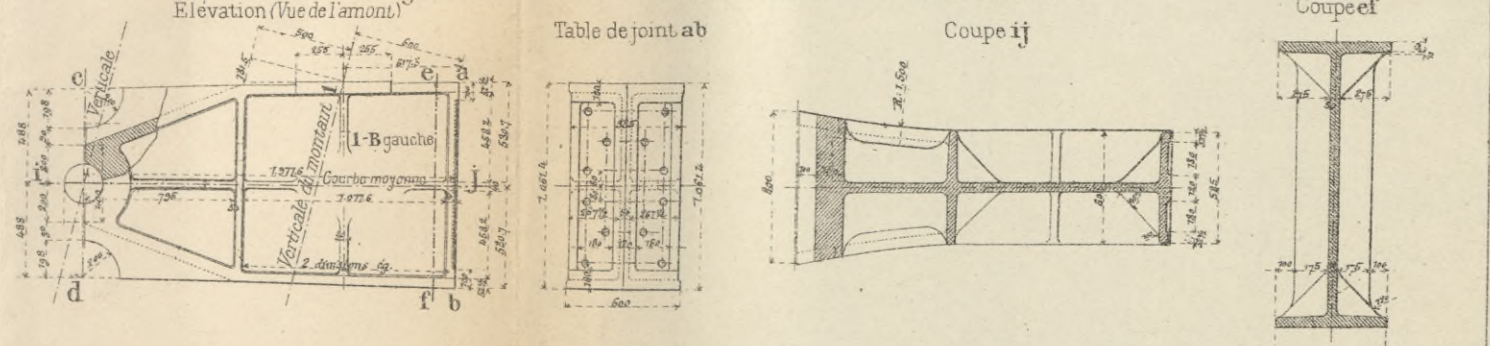


Fig. 13. Arcs intermédiaires B à N. (Voussoir 8)

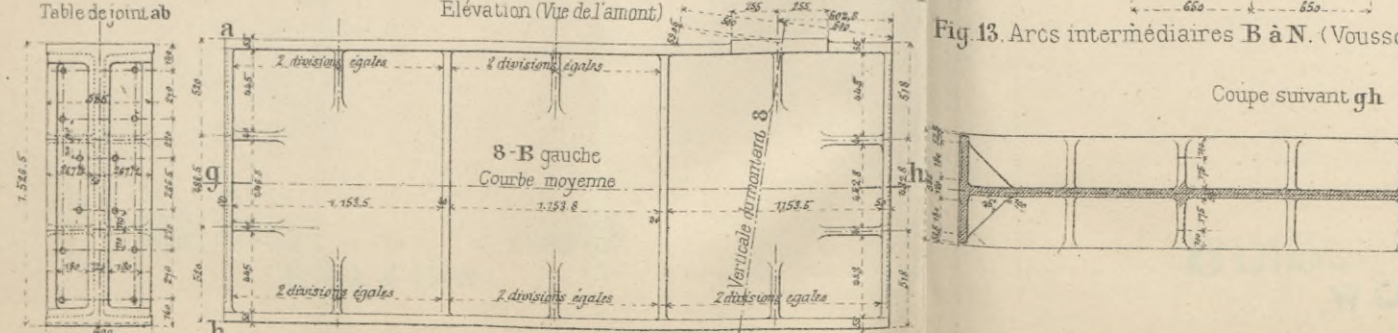
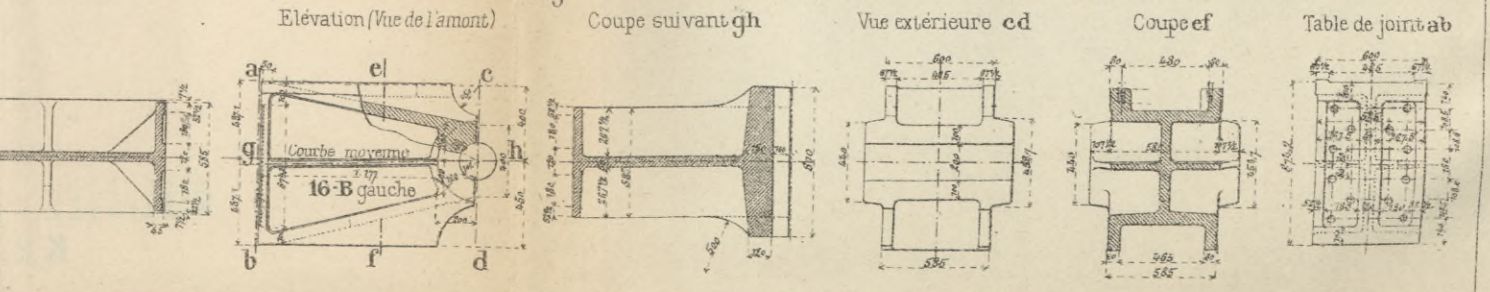


Fig. 14. Arcs intermédiaires B à N. (Voussoir de clef N°16)

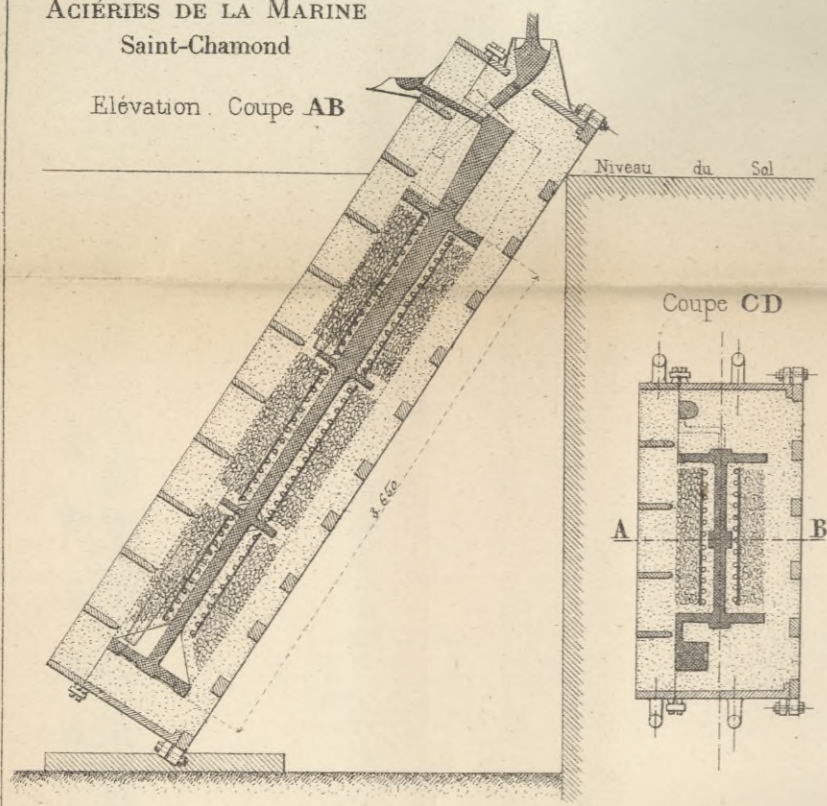


BIBLIOTEKA POLITECHNICZNA
KRAKÓW

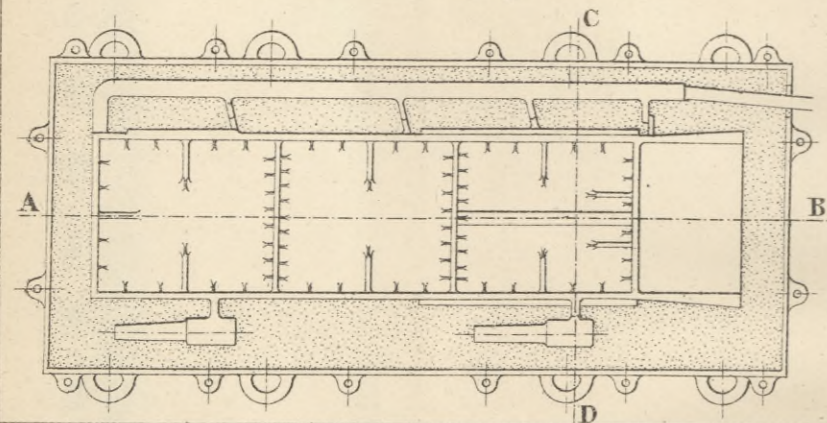
BIBLIOTEKA POLITECHNICZNA
KRAKÓW

ACIÉRIES DE LA MARINE
Saint-Chamond

Elévation. Coupe AB



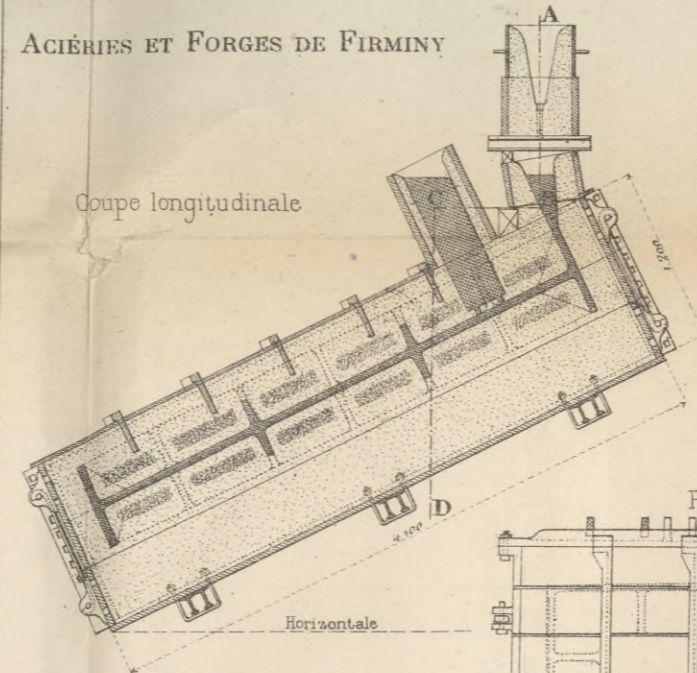
Plan du châssis la partie supérieure enlevée



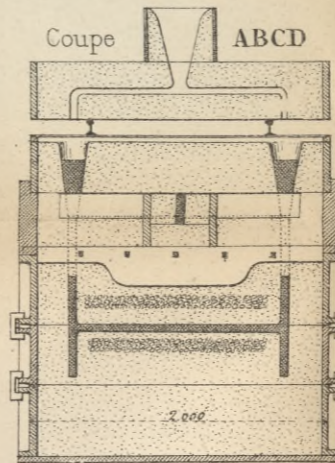
DISPOSITIONS DE FONDERIE POUR LA COULÉE DES VOUSOIRS

ACIÉRIES ET FORGES DE FIRMINY

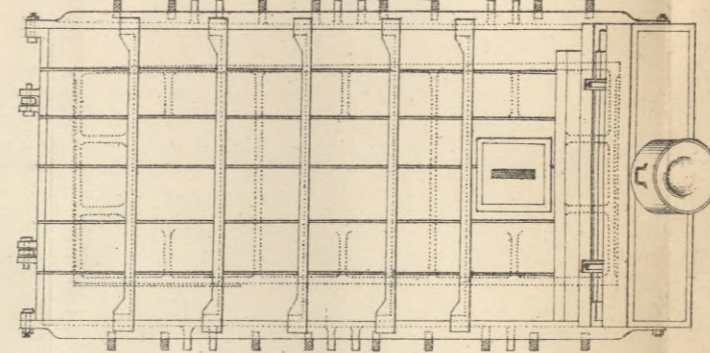
Coupe longitudinale



Coupe ABCD

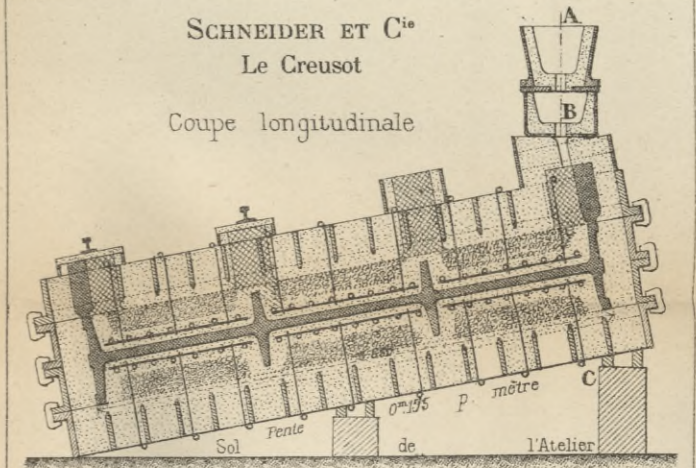


Plan du châssis supérieur

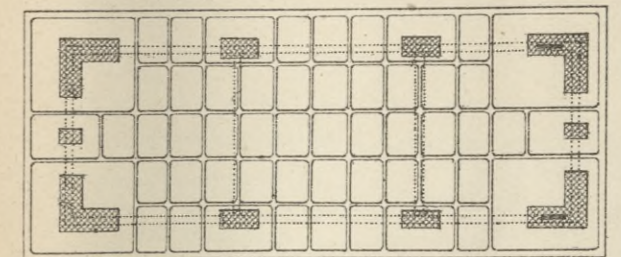


SCHNEIDER ET C^o
Le Creusot

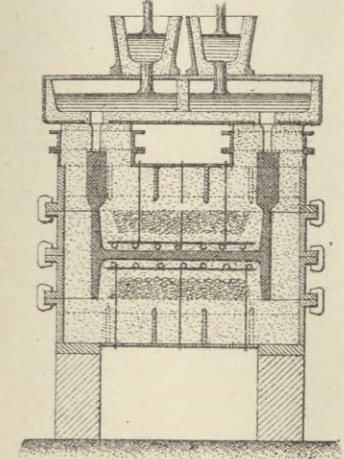
Coupe longitudinale



Plan du châssis supérieur montrant les dispositions des masselottes



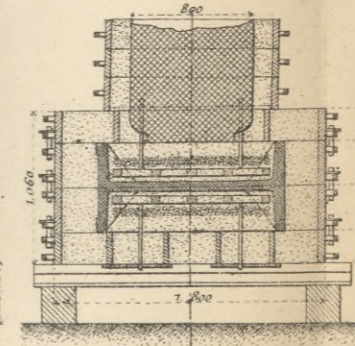
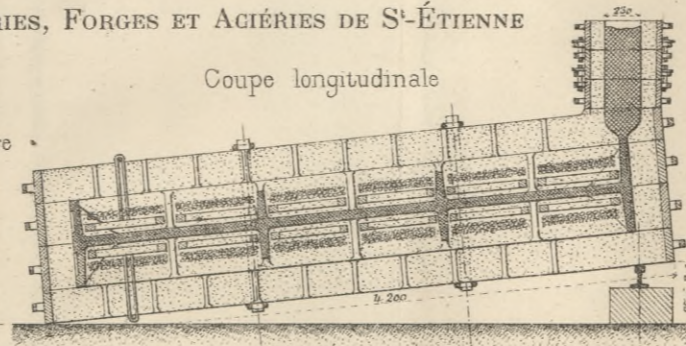
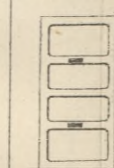
Coupe ABCD



FONDERIES, FORGES ET ACIÉRIES DE S^t-ÉTIENNE

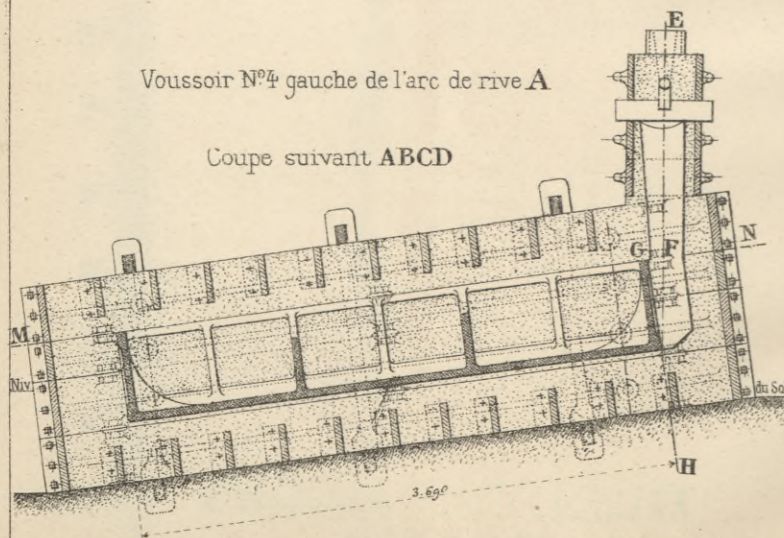
Coupe longitudinale

Vue de face
d'une armature



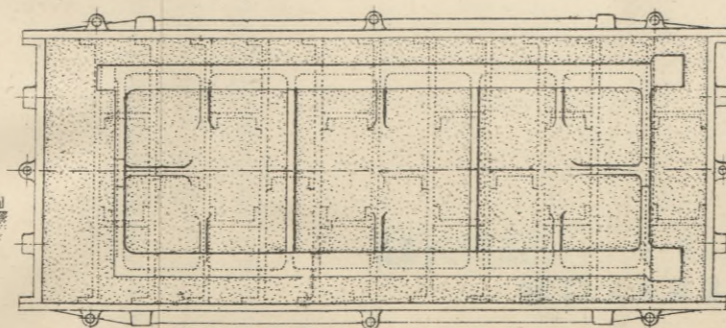
Voussoir N^o4 gauche de l'arc de rive A

Coupe suivant ABCD



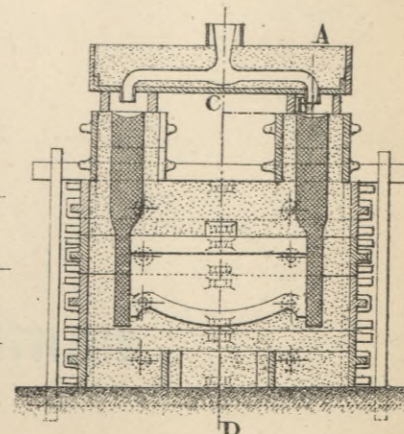
COMPAGNIE DE CHATILLON ET COMMENTRY
Usine Saint-Jacques à Montluçon

Coupe suivant MN



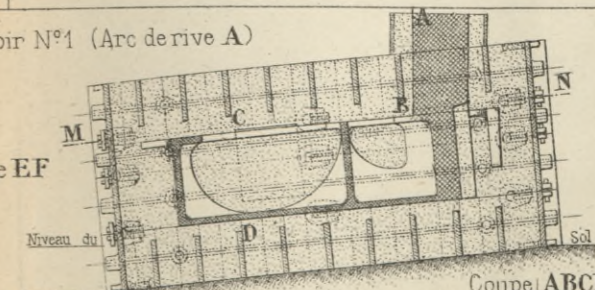
Echelle de 0^m.02 p.m

Coupe suivant EFGH

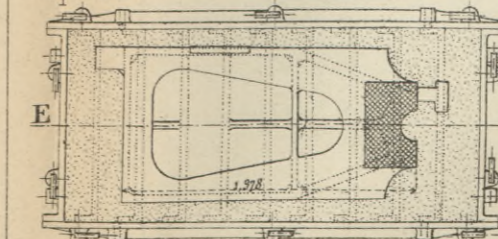


Voussoir N^o1 (Arc de rive A)

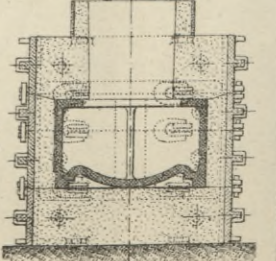
Coupe EF



Coupe MN

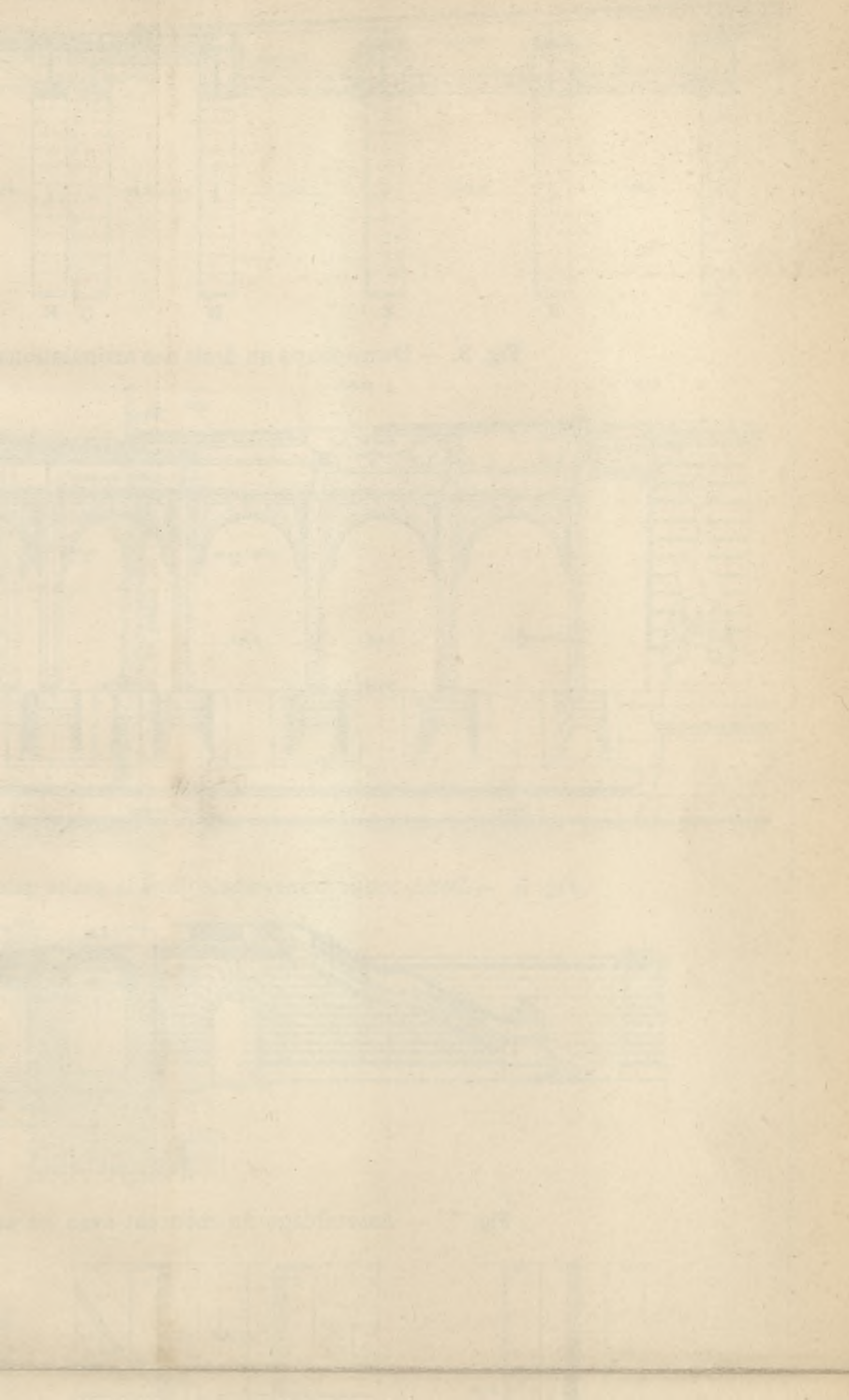


Coupe ABCD



BIBLIOTEKA POLITECHNICZNA
KRAKÓW

BIBLIOTEKA POLITECHNICZNA
KRAKÓW



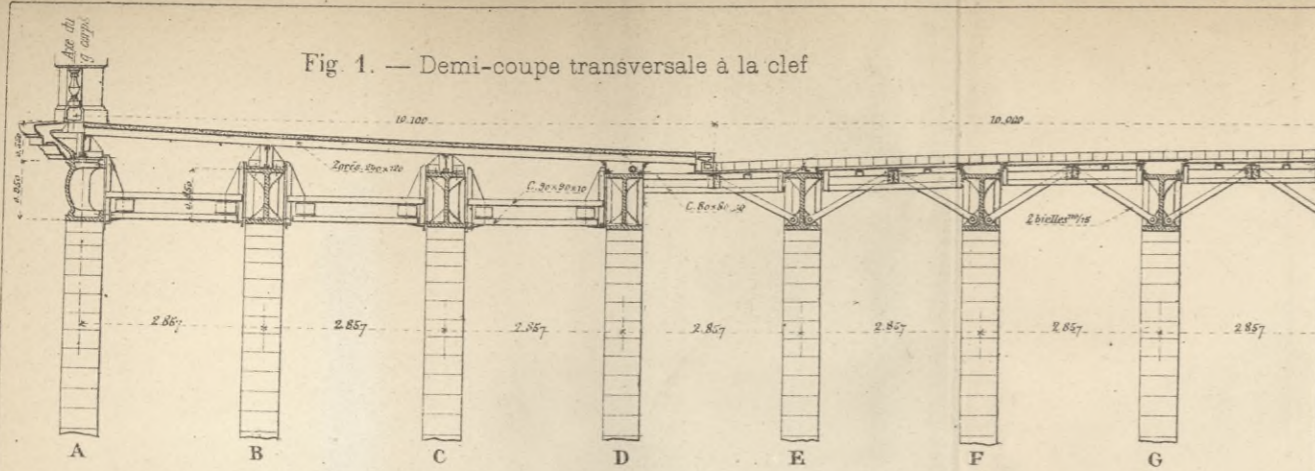


Fig. 1. — Demi-coupe transversale à la clef

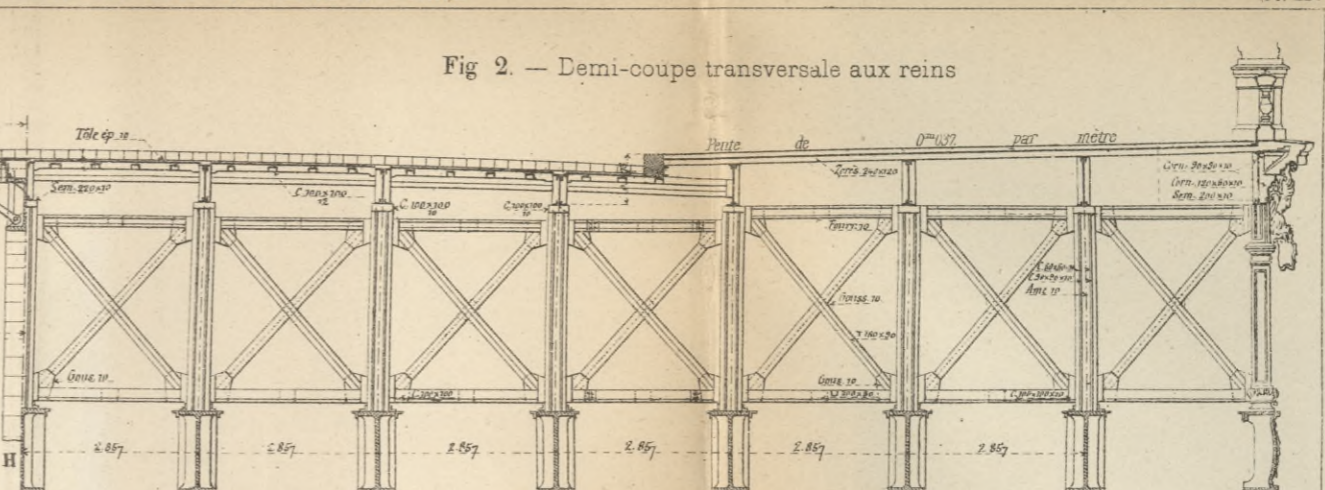


Fig. 2. — Demi-coupe transversale aux reins

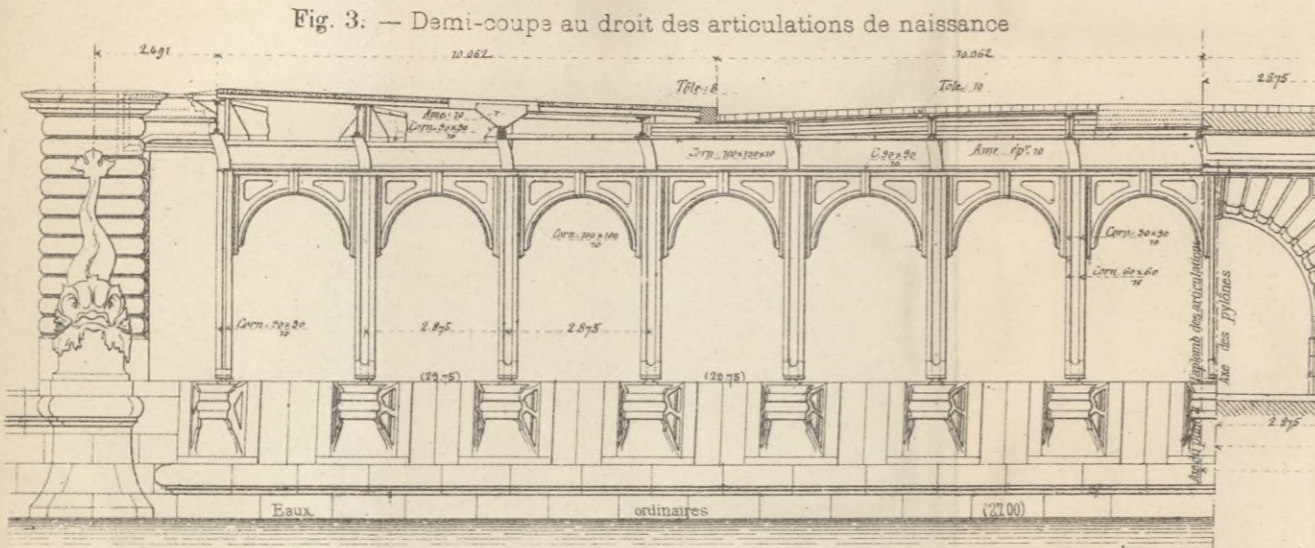


Fig. 3. — Demi-coupe au droit des articulations de naissance

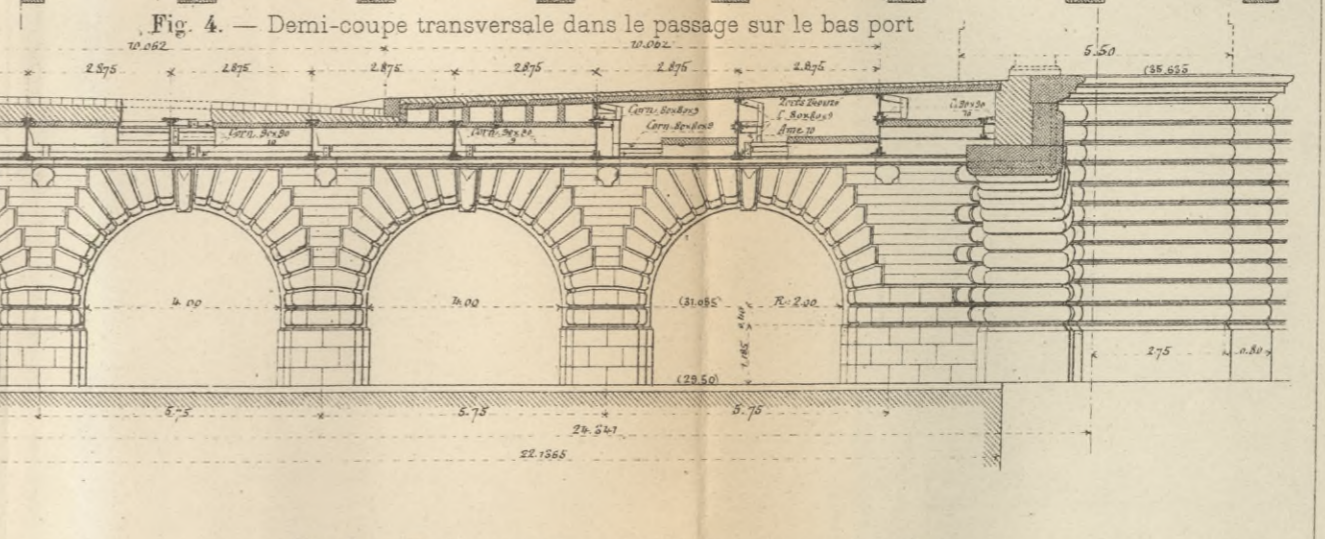


Fig. 4. — Demi-coupe transversale dans le passage sur le bas port

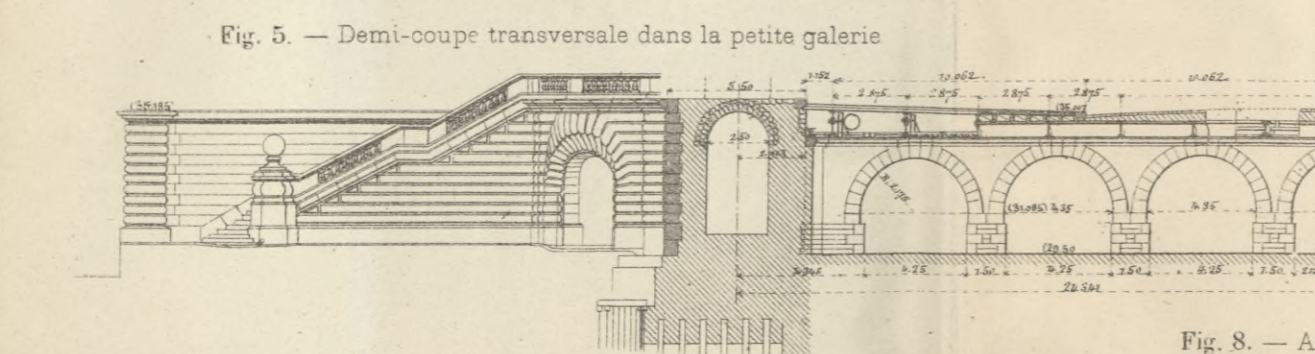


Fig. 5. — Demi-coupe transversale dans la petite galerie

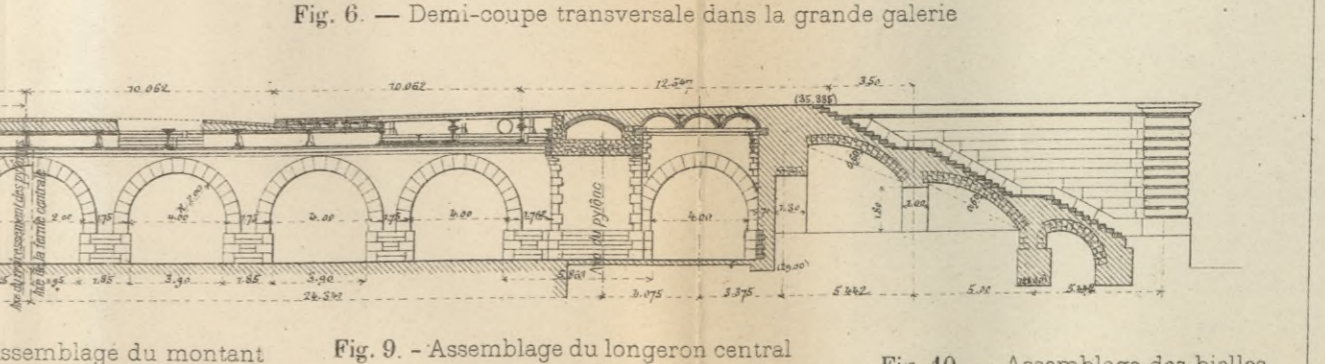


Fig. 6. — Demi-coupe transversale dans la grande galerie

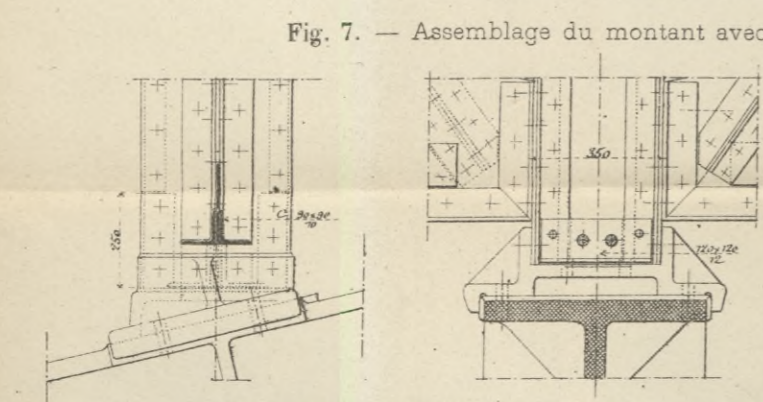


Fig. 7. — Assemblage du montant avec les arcs

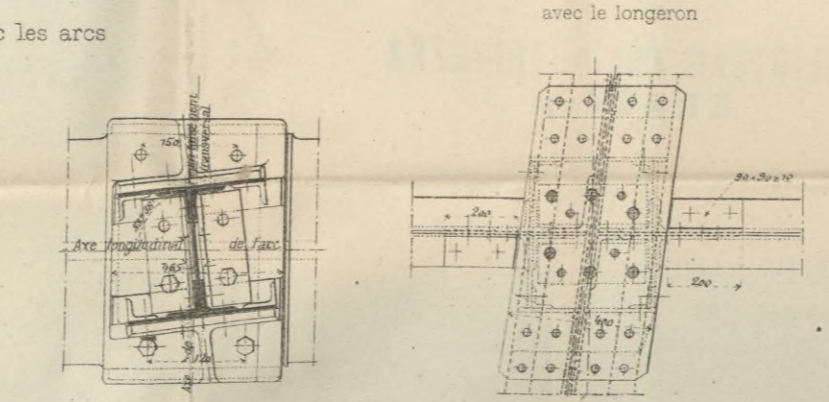


Fig. 8. — Assemblage du montant avec le longeron

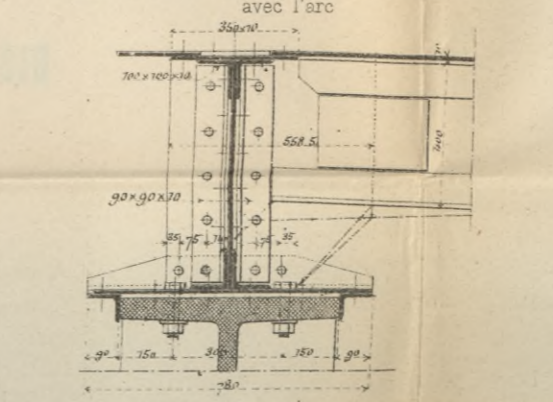


Fig. 9. — Assemblage du longeron central avec l'arc

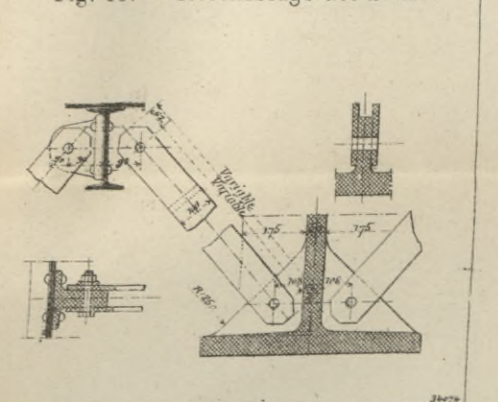


Fig. 10. — Assemblage des bielles

BIBLIOTEKA POLITECHNICZNA
KRAKÓW

Fig. 1. — Joint de dilatation des entretoisements

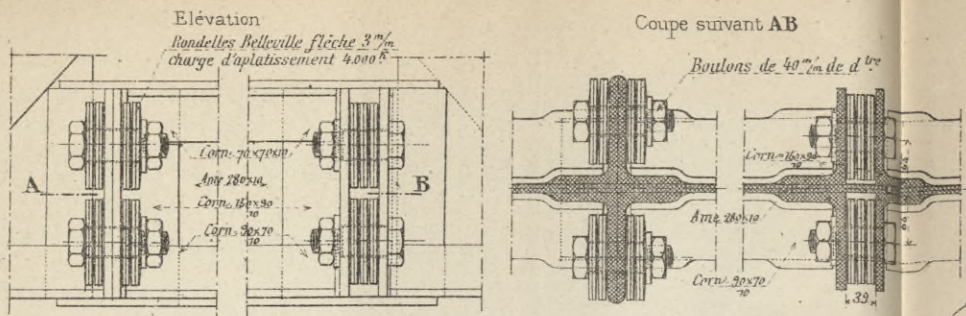


Fig. 2. — Assemblage des poutres entre les verticales 12 et 15

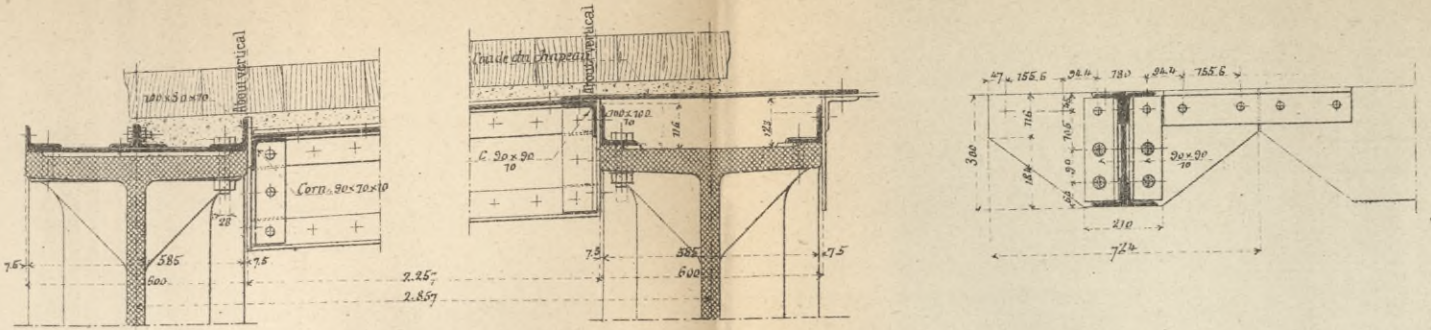


Fig. 3. — Demi-plan général du tablier
Quai de la Conférence

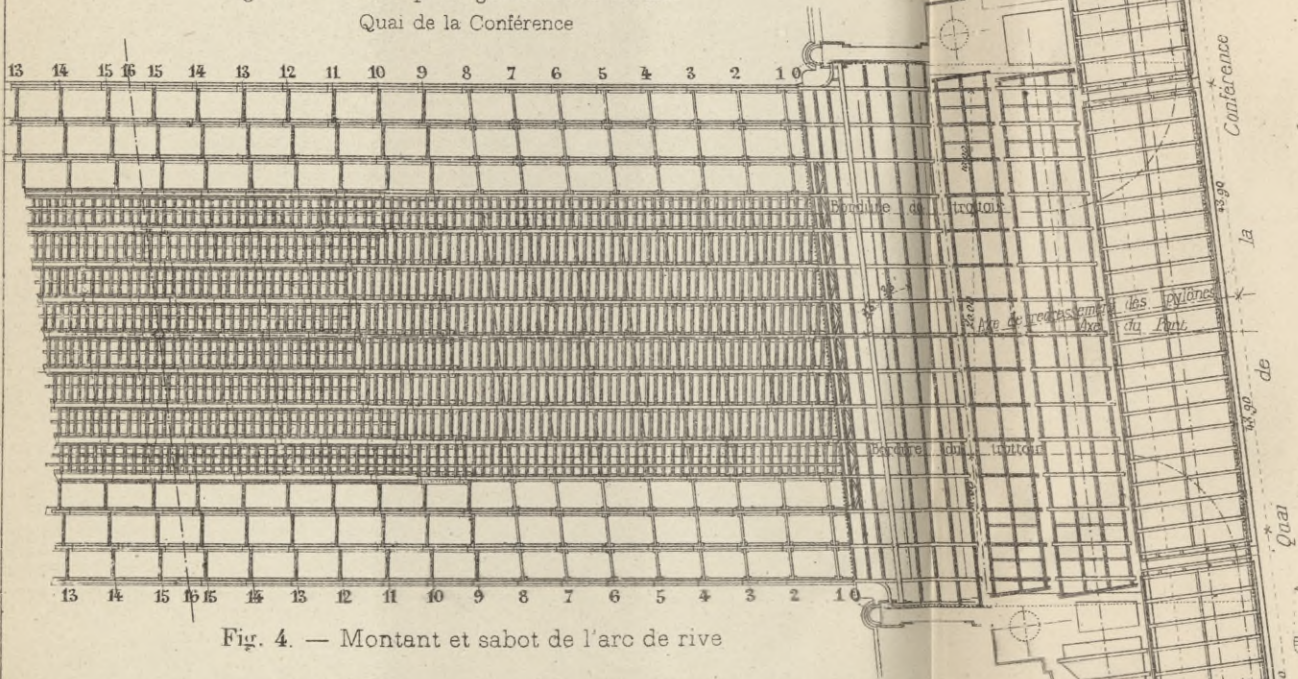


Fig. 7. — Bordure des trottoirs

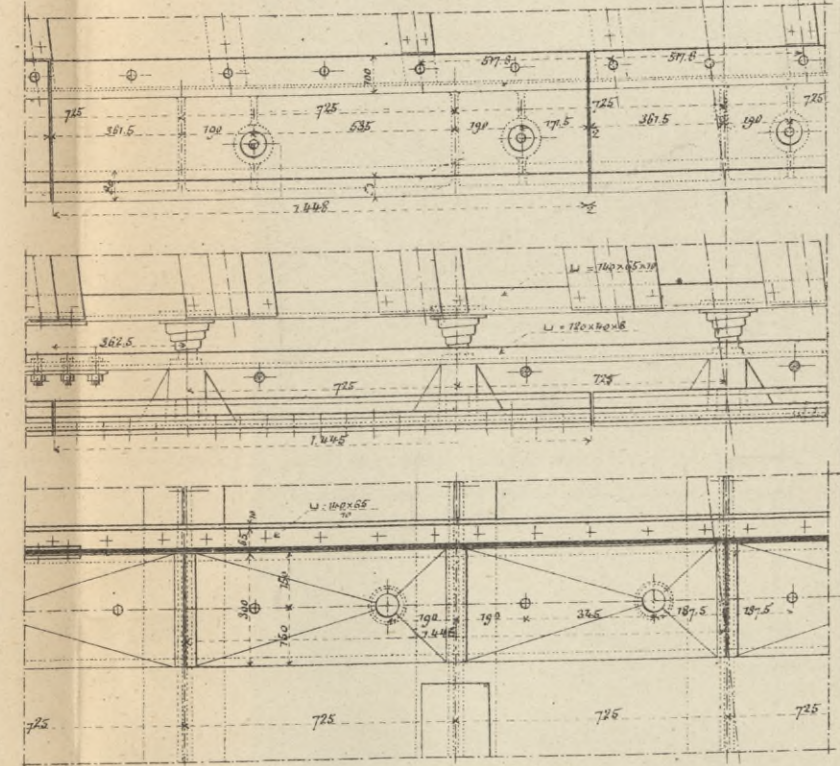


Fig. 5. Joint des articulations

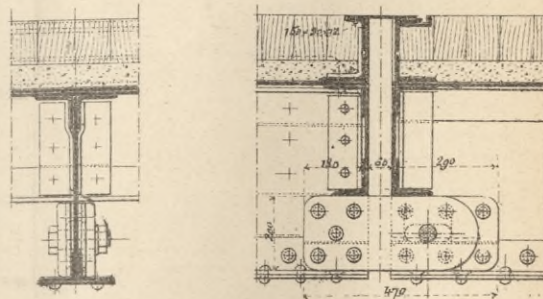


Fig. 6. — Assemblage des poutres sous trottoirs
et des longerons sous trottoirs avec les arcs

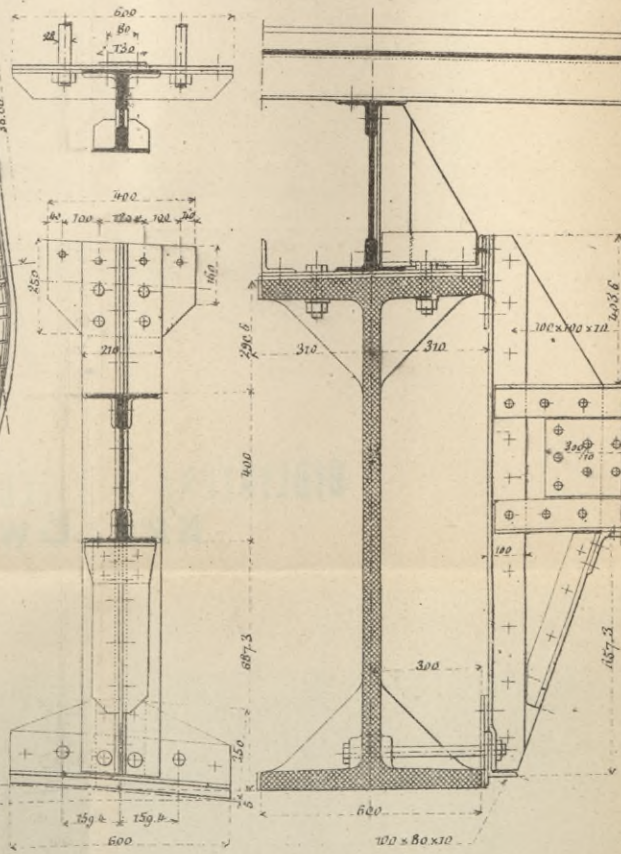
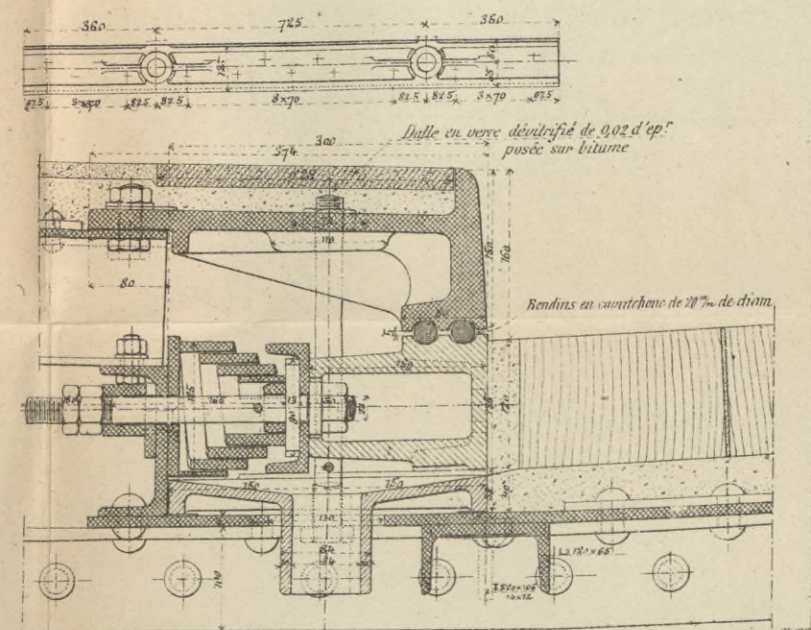
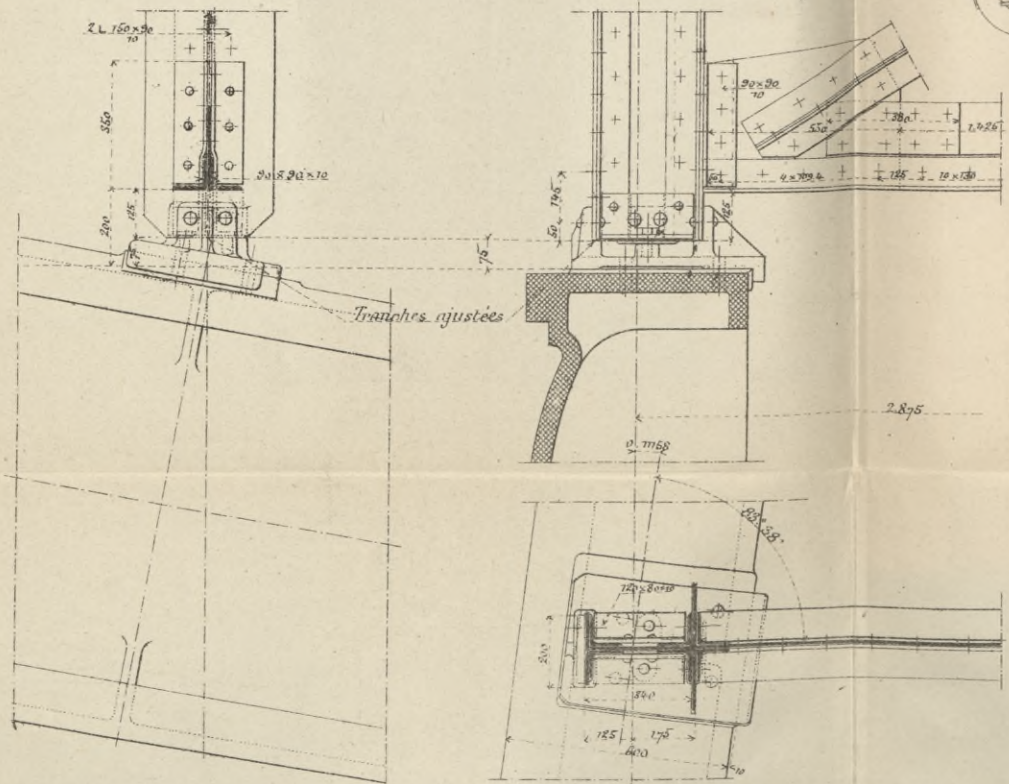


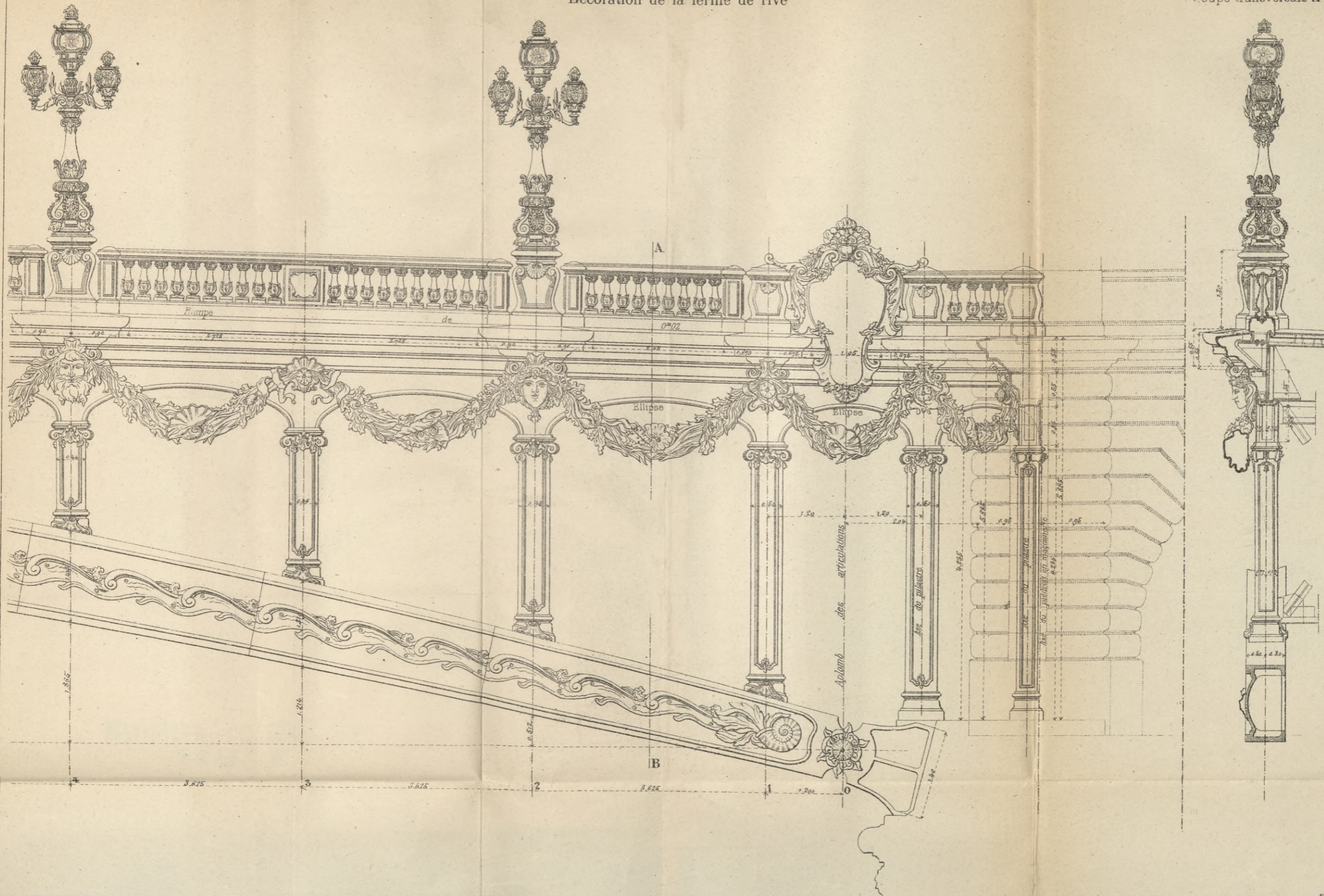
Fig. 4. — Montant et sabot de l'arc de rive



BIBLIOTEKA POLITECHNICZNA
KRAKÓW

Décoration de la ferme de rive

Coupe transversale A B



BIBLIOTEKA POLITECHNICZNA
KRAKÓW

S. 61

BIBLIOTEKA POLITECHNICZNA
KRAKÓW

S. 61

96-5

1771
1772
1773

Biblioteka Politechniki Krakowskiej



100000297310