

127

MÉMOIRE

PRÉSENTÉ A L'APPUI DU PROJET DÉFINITIF

DU

VIADUC DE GARABIT

PAR

M. G. EIFFEL

PRÉSIDENT DE LA SOCIÉTÉ DES INGÉNIEURS CIVILS

EXTRAIT DES MÉMOIRES DE LA SOCIÉTÉ DES INGÉNIEURS CIVILS

Juillet 1888.



10785

PARIS

LIBRAIRIE POLYTECHNIQUE, BAUDRY ET C^{ie}, ÉDITEURS

RUE DES SAINTS-PÈRES, 15

ET A LIÈGE, RUE LAMBERT-LEBÈGUE, 19

1889

MÉMOIRE

SUR

LE VIADUC DE GARABIT

MÉMOIRE

PÉSENTÉ A L'APPUI DU PROJET DÉFINITIF

DU

VIADUC DE GARABIT

PAR

M. G. EIFFEL

PRÉSIDENT DE LA SOCIÉTÉ DES INGÉNIEURS CIVILS

EXTRAIT DES MÉMOIRES DE LA SOCIÉTÉ DES INGÉNIEURS CIVILS

Juillet 1888.

T E X T E



PARIS

LIBRAIRIE POLYTECHNIQUE, BAUDRY ET C^{ie}, ÉDITEURS

RUE DES SAINTS-PÈRES, 13

ET A LIÈGE, RUE LAMBERT-LEBÈGUE, 19

1889

MÉMOIRE

PRÉSENTÉ A L'APPUI DU PROJET DÉFINITIF

DU

VIADUC DE GARABIT

PAR

G. EIFFEL

TABLE DES MATIÈRES

AVANT-PROPOS MÉMOIRE

	Pages
Disposition générale du projet	17

I^{re} PARTIE

CALCUL DES TABLIERS

Description sommaire	18
§ 1 ^{er} . — CALCUL DU TABLIER MARVEJOLS. — <i>Données générales</i> : Dimensions principales. — Poids permanent par mètre courant de tablier. — Charge pendant l'épreuve par mètre courant de tablier. — <i>Poutres principales</i> : Tables horizontales. — Épure des moments fléchissants. — Treillis des parois verticales : Panneaux sur palées et sur culées. — Panneaux des piles. — <i>Pièces de pont</i> : <i>Longerons</i> .	22
§ 2. — CALCUL DU TABLIER NEUSSARGUES. — <i>Données générales</i> : Dimensions principales. — Poids permanent et charge pendant l'épreuve par mètre courant de tablier. — <i>Poutres principales</i> . — Tables horizontales. — Épure des moments fléchissants. — Treillis des parois verticales : Panneaux sur palées et sur culées. — Panneaux sur pile. <i>Pièces de pont et longerons</i> .	37

	Pages.
§ 3. — CALCUL DU TABLIER CENTRAL. — <i>Données générales</i> Dimensions principales. — Poids permanent par mètre courant de tablier. — Charge pendant l'épreuve par mètre courant de tablier. — <i>Poutres principales</i> . — Tables horizontales. — Épure des moments fléchissants. — Treillis des parois verticales : Panneaux des palées. — Panneaux reposant sur les entretoises de l'arc. — <i>Pièces de pont : Longerons</i>	42

II^e PARTIE

PILES MÉTALLIQUES

§ 1 ^{er} . — DISPOSITIONS GÉNÉRALES	51
§ 2. — DIMENSIONS PRINCIPALES	52
§ 3. — CALCUL DES GRANDES PILES 4 ET 5 : 1 ^{er} Cas du vent avec surcharge. 2 ^o Cas du vent sans surcharge. — 3 ^o Calcul des amarrages et des maçonneries. — 4 ^o Calcul des joints.	55
§ 4. — CALCUL DE LA PILE 3 : 1 ^{er} Cas du vent avec surcharge. — 2 ^o Cas du vent sans surcharge. — 3 ^o Calcul des amarrages et des maçonneries.	65
§ 5. — REMARQUES SUR LES PILES 1 ET 2 : Calcul des amarrages et des maçonneries de la pile 1. — Calcul des amarrages et des maçonneries de la pile 2	69

III^e PARTIE

ARCHE CENTRALE

Description sommaire	71
--------------------------------	----

CHAPITRE I^{er}

Détermination des charges admises dans les calculs.

§ 1 ^{er} . — ÉTABLISSEMENT DES HYPOTHÈSES DE SURCHARGES.	73
§ 2. — DÉTERMINATION DES CHARGES ET SURCHARGES ADOPTÉES	74

	Pages.
§ 3. — RÉACTIONS DES TABLIERS SUR L'ARC DANS LES DIFFÉRENTES HYPOTHÈSES. — (a) <i>Tablier Marvejols</i> : 1 ^{er} Cas. La charge permanente agit seule. — 2 ^e Cas. La surcharge agit seule et dans la travée AB seulement. — (b) <i>Tablier central</i> : 1 ^{er} Cas. La charge permanente agit seule. — 2 ^e Cas. La surcharge agit seule sur les trois travées. — 3 ^e Cas. La surcharge agit seule sur la moitié du tablier. — (c) <i>Tablier Neussargues</i> : 1 ^{er} Cas. La charge permanente agit seule. — 2 ^e Cas. La surcharge agit seule dans la travée EF . . .	74
§ 4. — RÉACTIONS DÉFINITIVES ENTRANT DANS LES CALCULS. — Dans la 1 ^{re} hypothèse. — Dans la 2 ^e hypothèse. — Dans la 3 ^e hypothèse. — Dans la 4 ^e hypothèse.	80
§ 5. — POIDS DE L'ARC	81

CHAPITRE II

Calcul de l'arc sous l'effet des charges et sous l'influence de la température.

§ 1 ^{er} . — ÉLÉMENTS ENTRANT DANS LE CALCUL DES POUSSÉES, ET VARIATION DE LA CORDE SOUS L'EFFET D'UNE POUSSÉE CONNUE	82
§ 2. — CALCUL DE LA POUSSÉE CORRESPONDANT À LA CHARGE PERMANENTE	88
§ 3. — CALCUL DES POUSSÉES CORRESPONDANT AUX SURCHARGES	88
§ 4. — DÉTERMINATION DES COEFFICIENTS DE TRAVAIL DES MEMBRURES	89
§ 5. — CALCUL DES TREILLIS.	90
§ 6. — INFLUENCE DE LA TEMPÉRATURE	91

CHAPITRE III

Calcul des effets du vent.

§ 1 ^{er} . — HYPOTHÈSES ADMISES SUR LES INTENSITÉS DU VENT	92
§ 2. — SURFACES PRÉSENTÉES AU VENT ET EFFORTS QUI EN RÉSULTENT. — A. — Effort du vent	93
§ 3. — DÉCOMPOSITION DES DIVERSES ACTIONS DU VENT SUR L'ARC	96
§ 4. — DÉTERMINATION DES MOMENTS DE FLEXION ET DE TORSION.	96
§ 5. — ÉTABLISSEMENT DE LA FORMULE DU MOMENT FLÉCHISSANT A LA CLEF DANS LE CAS D'ENCASTREMENT : (a) ROTATIONS AUTOUR DE L'AXE DES y SOUS L'EFFET DES MOMENTS FLÉCHISSANTS ET DES MOMENTS DE TORSION. — Remarque. — (b) EXPRESSION DU MOMENT FLÉCHISSANT A LA CLEF	99

	Pages.
§ 6. — CALCUL NUMÉRIQUE DU MOMENT FLÉCHISSANT A LA CLEF: 1 ^o Eléments indépendants de la puissance du vent. — 2 ^o Eléments dépendant de la puissance du vent	103
§ 7. — CALCUL NUMÉRIQUE DES MOMENTS DE FLEXION ET DE TORSION DANS LES DIFFÉRENTES SECTIONS.	106
§ 8. — COEFFICIENT DE TRAVAIL DES MEMBRURES.	106
§ 9. — EFFORTS TRANCHANTS.	106
§ 10. — CALCUL DES COEFFICIENTS DE TRAVAIL DES CONTREVENTEMENTS . . .	106
§ 11. — CALCUL DES COEFFICIENTS DE TRAVAIL DU TREILLIS	107
§ 12. — DÉTERMINATION DES MOMENTS DE RENVERSEMENT : Cas du vent avec surcharge. — Cas du vent sans surcharge	108
§ 13. — CALCUL DES APPUIS SOUS L'INFLUENCE DU VENT ET DES CHARGES. . .	109

CHAPITRE IV

Combinaison des influences des charges et du vent.

§ 1 ^{er} . — EFFORTS MAXIMA SUPPORTÉS PAR LES MEMBRURES	111
§ 2. — EFFORTS MAXIMA SUPPORTÉS PAR LES TREILLIS	111

TABLEAUX

TABLEAU N° 1. — Éléments relatifs aux différentes sections de l'arc	113
TABLEAU N° 2. — Calcul du dénominateur de l'expression de la poussée.	114
TABLEAU N° 3. — Calcul de la poussée pour la charge permanente seule.	115
TABLEAU N° 4. — Calcul de la poussée dans le cas de la surcharge agissant seule.	116
TABLEAU N° 5. — Calcul de la poussée dans le cas où la surcharge s'étend seulement sur le tablier central	117
TABLEAU N° 6. — Calcul de la poussée dans le cas de la demi-surcharge.	118
TABLEAU N° 7. — Coefficients de travail pour la charge permanente.	119
TABLEAU N° 8. — Coefficients de travail pour la surcharge totale.	120
TABLEAU N° 9. — Calcul des coefficients dans le cas de la surcharge centrale.	121
TABLEAU N° 10. — Calcul des coefficients dans le cas de la demi-surcharge.	122
TABLEAU N° 11. — Efforts tranchants produits par les charges verticales, et coefficients de travail qui en résultent pour les barres de treillis	123
TABLEAU N° 12. — Coefficients de travail des membrures correspondant à une variation de température de 30 degrés	124
TABLEAU N° 13. — Efforts du vent sur les différentes parties de l'arc.	125
TABLEAU N° 14. — Valeurs des moments d'inertie à considérer pour le vent.	126
TABLEAU N° 15. — Éléments du calcul du moment m_1 à la clef	127
TABLEAU N° 16. — Moments fléchissants et moments de torsion	128
TABLEAU N° 17. — Coefficients de travail des membrures sous l'action du vent.	129
TABLEAU N° 18. — Calcul des coefficients de travail des barres du contreventement.	130
TABLEAU N° 19. — Coefficients de travail du treillis.	131
TABLEAU N° 20. — Coefficients de travail des membrures d'extrados	132
TABLEAU N° 21. — Coefficients de travail des membrures d'intrados	133
TABLEAU N° 22. — Coefficients de travail des barres de treillis obtenus en ajoutant les coefficients dus aux efforts tranchants du tableau n° 11 aux coefficients dus à la torsion du tableau n° 19.	134

Décision ministérielle du 14 juin 1879	135
--	-----

Décision ministérielle du 23 juillet 1880	141
---	-----

ANNEXES

ANNEXE N° 1. — Détermination des déformations de l'arc.	151
ANNEXE N° 2. — Montage de la partie métallique	172
ANNEXE N° 3. — Résultats des épreuves	177
ANNEXE N° 4. — § 1. Modifications apportées par M. Eiffel au type du pont du Douro.	
§ 2. Renseignements généraux	179

PLANCHES GRAVÉES

- PLANCHE 1. — Ensemble du viaduc : Élévation, plan et coupe.
- PLANCHE 2. — Partie centrale (arc et grandes piles).
- PLANCHE 3. — Montage de l'arc. — Amarrage de l'arc et des tabliers pendant le montage.
- PLANCHE 4. — Partie centrale (détails).
- PLANCHE 5. — Tablier côté Marvejols : Épure des moments fléchissants, distribution des fers.
- PLANCHE 6. — Tablier côté Neussargues : Épure des moments fléchissants, distribution des fers.
- PLANCHE 7. — Tablier central : Épure des moments fléchissants et des efforts tranchants. — Distribution des fers.
Tablier côté Marvejols : Épure des efforts tranchants.
- PLANCHE 8. — Épure de résistance d'une grande pile (pile 4 ou pile 5) et distribution des fers.
- PLANCHE 9. — Épure de résistance des piles 1, 2, 3 et distribution des fers.
- PLANCHE 10. — Sections des membrures et du treillis de l'arc et données pour le calcul de l'arc.
- PLANCHE 11. — Détermination des efforts dans le treillis et les contreventements.
- PLANCHE 12. — Effets du vent sur la grande travée de 165 m.
- PLANCHE 13. — Épure des déformations.

PHOTOGRAVURES

- PLANCHE 14. — Ensemble du viaduc.
- PLANCHE 15. — Vue perspective d'ensemble du viaduc.
- PLANCHE 16. — Vue générale lorsque le montage était arrivé au panneau 11.
- PLANCHE 17. — Vue de l'arc côté Neussargues, en montage.
- PLANCHE 18. — Grande pile.
- PLANCHE 19. — Détail de la retombée de l'arc.
-

EXTRAIT DES MÉMOIRES

DE LA SOCIÉTÉ DES INGÉNIEURS CIVILS

(JUILLET 1888)

AVANT-PROPOS

J'ai l'honneur de présenter à la Société le Mémoire des calculs du viaduc de Garabit. Je l'ai établi en même temps que les dessins d'exécution de ce viaduc ; il a servi à déterminer les sections des différentes parties constitutives de l'ouvrage.

Dans le projet qui a été soumis à l'approbation et auquel le Conseil général des Ponts et Chaussées m'a demandé de joindre ma signature à celle des Ingénieurs de l'État, j'avais établi les calculs comme ceux du pont du Douro, par la méthode de M. de Dion.

Pour le projet définitif qui comportait une diminution de la flèche, j'en ai établi de nouveaux d'après des méthodes différentes. Ils ont été remis le 1^{er} juin 1881 aux Ingénieurs de l'État avec toutes les épures de résistance et les dessins définitifs, et ils ont été, comme les premiers, vérifiés et contrôlés par M. l'Ingénieur Boyer qui en a trouvé les résultats à très peu près conformes à ceux de ses propres calculs, lesquels, du reste, ne nous ont jamais été communiqués.

Les développements de ces calculs trouvent leur place dans le cours de ce Mémoire, je me contenterai seulement de mentionner ici ce que ces méthodes offrent de particulier et de nouveau.

Je passe rapidement sur les calculs des tabliers et des piles métalliques.

Les premiers ont été faits par les formules de Clapeyron. Ils ne présentent rien de particulier et nous ne les transcrivons, malgré leur longueur, que pour reproduire *in extenso* le Mémoire original de 1881 ; ils donnent cependant l'exemple d'une application pratique détaillée du calcul des ponts droits tel qu'il est généralement présenté par les constructeurs, et à ce titre, nous pensons qu'ils ne seront pas sans intérêt, au moins pour un certain nombre de nos lecteurs.

Pour les piles, nous nous sommes servi de la statique graphique. Les forces extérieures ont été déterminées au moyen des polygones funiculaires et elles ont été décomposées ensuite dans les différentes pièces par la méthode de Culmann.

Cette méthode tient compte du fruit, lequel a pour effet de réduire notablement les efforts dans les treillis; la méthode usitée jusque-là négligeait cet élément (1).

Le calcul de l'arc est la partie la plus importante et la plus compliquée du mémoire. Néanmoins, les formules que nous avons employées nous paraissent être d'une application relativement simple, tout en présentant tout le degré d'exactitude voulu. Nous avions le choix entre les méthodes graphiques et les méthodes analytiques. Elles ont toutes les deux pour point de départ la théorie de l'élasticité et donnent, quand elles sont appliquées dans les mêmes hypothèses et dans les mêmes conditions, des résultats identiques. Une grande partie des ponts en arcs que j'ai étudiés et construits ont été calculés par la statique graphique, notamment le pont de Szegedin, le pont des Messageries à Saïgon, le pont de Cholon, et j'ai reconnu que les constructions graphiques ont pour elles la rapidité, tout en faisant ressortir mieux que les calculs analytiques la variation des efforts et l'influence des charges défavorables. Mais, dans le cas du viaduc de Garabit, les dimensions exceptionnelles de l'arc et la grande importance du poids propre relativement à la surcharge rendaient difficile la détermination du point de passage de la ligne de pression ou de la force extérieure dans les sections, et nous avons donné la préférence à l'intégration analytique par sommation qui est un peu plus longue, mais qui donne des résultats plus sûrs dans ce cas particulier.

Le calcul des arcs comprend l'influence des charges, celle de la température et celle du vent.

L'élément principal, dans le calcul des efforts dus aux charges, est la poussée horizontale. C'est pour déterminer cette poussée que l'on a recours à la théorie de l'élasticité. La poussée une fois connue, la statique permet de déterminer facilement toutes les forces extérieures et intérieures.

Notre point de départ, pour le calcul de la poussée, est la formule de Bresse, formule générale de déformation d'une pièce courbe (tome I, p. 89, édition 1859).

Cette formule ne s'applique rigoureusement qu'à une pièce pleine ;

(1) Au sujet de ces piles, nous pouvons rappeler que la question s'est posée sur le choix à faire entre des piles en maçonnerie et des piles métalliques.

M. l'ingénieur Boyer avait, en dernier lieu, étudié et proposé des piles creuses en maçonnerie; mais une Commission composée de MM. Graeff, Bresse, Croizette-Desnoyers et de Boisanger, Inspecteurs généraux, m'ayant appelé à discuter devant elle l'ensemble du projet, je pris la défense des piles métalliques qui furent décidément adoptées à l'exclusion des piles en maçonnerie. (Voir décision ministérielle du 23 juillet 1880, p. 148.)

elle tient compte de la flexion, de la compression longitudinale et des déformations transversales.

Examinons successivement chacune de ces influences.

Dans le terme dû à la déformation résultant de la flexion, on fait entrer le moment d'inertie de la pièce pleine. Lorsque les membrures d'une pièce à treillis sont sensiblement parallèles sur la longueur d'un élément, comme c'est notre cas, les déformations dues à la flexion peuvent se représenter par la même expression que dans les pièces pleines, expression dans laquelle le moment d'inertie est celui de l'ensemble des deux membrures.

Pour ce qui est de la compression longitudinale, l'expression de déformation peut aussi être conservée en n'y introduisant que la section des membrures. Le système formé par les treillis et les montants résiste aussi, il est vrai, pour une faible part, à la compression, mais les calculs montrent que leur influence est négligeable.

C'est dans les déformations transversales résultant des efforts tranchants que les treillis interviennent surtout. La résistance transversale des membrures est négligeable et ce sont les barres de treillis qui résistent aux efforts transversaux.

On néglige très souvent les déformations transversales, qui sont très petites dans les arcs pleins; mais dans les arcs à treillis, elles sont plus importantes, et il est intéressant d'en tenir compte; c'est ce que nous avons fait en introduisant dans la formule, sur les indications de M. M. Kocchlin, Ingénieur de la maison et notre principal collaborateur pour l'ensemble de tous ces calculs, ces déformations des treillis.

Le terme $\int_{x_0}^{x_1} \frac{P}{G \Omega} \frac{d y}{d x} d x$ où P est l'effort tranchant, Ω la section

de l'arc, G le coefficient d'élasticité transversale, est remplacé par l'expression

$$\int_{x_0}^{x_1} \frac{P \cdot d y}{E \sum (\sin^2 \varphi \cdot \cos \varphi \cdot \omega)}$$

formule dans laquelle E est le coefficient d'élasticité longitudinale, φ l'angle des barres de treillis avec la fibre moyenne de l'arc, ω leur surface de section. Le signe Σ indique qu'il y a à faire la somme pour toutes les barres de treillis rencontrées par une section. Dans l'arc de Garabit, cette somme est à faire pour deux barres.

L'expression de la poussée engendrée par un changement de température contient trois termes de déformation semblables à ceux que donnent les charges et où nous tenons compte aussi de l'influence des treillis.

L'influence du vent qui agit transversalement est plus complexe que les

précédentes ; en effet, l'action transversale du vent engendre, outre les efforts tranchants et les moments fléchissants, des moments de torsion dont l'influence est considérable sur les barres de treillis et les contreventements. La statique ne permet pas d'établir rigoureusement la répartition des moments, qui dépend de l'élasticité des différentes parties de la construction, mais dès que l'on connaît les moments en un des points de l'arc, on peut en déduire tous les autres.

Dans l'étude de l'influence du vent, nous avons admis la symétrie d'action du vent sur l'arc et le point où la théorie de l'élasticité permet de déterminer le plus facilement le moment, c'est la clef. Car en ce point le seul moment est un moment fléchissant, le moment de torsion disparaît.

Pour déterminer ce moment fléchissant, nous avons, conformément aux indications de M. l'Ingénieur Boyer, établi une formule dans laquelle on a exprimé que la somme des rotations autour de la verticale, depuis la naissance jusqu'à la clef, est nulle. Or, les rotations se composent de deux termes : l'un est dû aux moments fléchissants et s'exprime en fonction des moments d'inertie transversaux, l'autre est dû au moment de torsion. Si l'on avait une pièce courbe pleine, ces dernières déformations s'exprimeraient au moyen du moment d'inertie polaire, mais dans le cas d'un système à treillis, les déformations sont dues presque entièrement aux treillis et aux contreventements, et nous avons introduit dans la formule, comme nous l'avons fait dans le calcul de la poussée, un terme qui tient compte des treillis et des barres de contreventements.

Il va sans dire que dans les calculs de résistance et tout spécialement dans le calcul des arcs, on est conduit à négliger les éléments les moins importants et à faire un certain nombre d'hypothèses qui ont en général pour but de simplifier les méthodes.

La résistance des matériaux et les nouvelles méthodes dont on dispose permettent d'arriver à des résultats presque mathématiques, mais une exactitude exagérée, à laquelle on ne peut atteindre qu'au moyen de calculs très longs et laborieux, n'est pas nécessaire là où les éléments mêmes du calcul, l'intensité du vent, son action sur les différentes formes des pièces qu'il rencontre, présentent une grande incertitude. Il nous semble que les méthodes que nous avons employées et qui sont relativement simples, tout en tenant compte de tous les éléments importants, notamment en ce qui concerne les treillis, pourront intéresser les Ingénieurs qui auront à faire des études analogues.

Il n'entre d'ailleurs nullement dans ma pensée de faire une critique quelconque des méthodes de calcul développées dans un mémoire posthume de M. l'Ingénieur Boyer.

Je n'ai pas eu le loisir de l'examiner en détail, mais il m'a paru que l'ensemble de ces calculs présentait une complication notablement plus grande que ceux du présent mémoire. Je ferai remarquer, qu'il ne faut pas s'arrêter aux différences qui existent entre les résultats des calculs

des deux Mémoires, différences qui n'ont d'ailleurs aucune importance pratique et qui proviennent en partie de quelques divergences dans les hypothèses, mais surtout de points de départ différents dans les données numériques.

Je joins à mon Mémoire les décisions ministérielles du 14 juin 1879 et du 23 juillet 1880, précisant la véritable part que je m'honore d'avoir prise dans la conception et l'exécution de ce grand travail.

Je me disposais à présenter à la Société les détails complets des installations et des procédés de montage que j'ai appliqués et qui tous me sont absolument personnels.

Mais je me trouve devancé par la publication qui vient de paraître sous le nom de M. Boyer, laquelle reproduit en 23 planches, du n° 50 au n° 73, toutes ces installations aussi complètement que j'aurais pu le faire, et ce, en leur presque totalité, d'après les dessins que j'ai communiqués.

Cette publication veut bien reconnaître, du reste, page 345, que tout l'honneur du montage me revient ainsi qu'à mes Ingénieurs.

Je joins au présent Mémoire les planches suivantes :

Élévation et plan du viaduc de Garabit, à l'échelle de 0,001 m.

Une vue générale de l'ouvrage d'après une photographie.

Une vue perspective de l'arc d'après une photographie.

Ensemble et détails de la partie centrale du viaduc, comprenant : l'arc, les grandes piles et les tabliers. (Cette planche est la réduction d'un grand dessin d'ensemble remis à MM. les Ingénieurs de l'État) (1).

Épures de résistance, annexées au Mémoire original.

(1) D'une manière générale, tous les dessins d'exécution de la partie métallique ont été dressés dans mes bureaux.

Quant aux maçonneries, au contraire, les dessins en ont été établis par M. l'Ingénieur Boyer et m'ont été transmis pour exécution.



MÉMOIRE

DISPOSITION GÉNÉRALE DU PROJET

L'ouvrage destiné à la traversée de la vallée de la Trueyre, à Garabit, se compose (voir planches 1 et 2) d'un viaduc métallique de 448,300 *m* de longueur totale pour la partie métallique, prolongée à ses extrémités par des viaducs en maçonnerie formant culées. Le rail se trouve, sur ce viaduc, à la cote 835,50 *m*, c'est-à-dire à 122,20 *m* au-dessus de la partie la plus profonde de la vallée.

Le viaduc métallique se compose d'un tablier à poutres droites, dont les extrémités reposent sur les avant-corps des viaducs en maçonnerie et dont les autres appuis sont constitués, sur chaque versant de la vallée, par des piles métalliques avec soubassements en maçonnerie et, au-dessus de la partie la plus profonde, par des palées s'appuyant sur une grande arche métallique de 165 *m* d'ouverture.

Nous allons donner la description sommaire et les calculs relatifs à chacune des parties de l'ouvrage. Nous aurons donc à examiner :

- 1° Le tablier supérieur ;
- 2° Les piles métalliques ;
- 3° L'arche centrale.

1^{RE} PARTIE

CALCUL DES TABLIERS

Description sommaire.

Le tablier supérieur n'est pas continu sur toute sa longueur ; il est interrompu au-dessus des deux palées de l'arc et se compose, à proprement parler, de trois tabliers consécutifs :

1° Le tablier du côté de Marvejols, qui s'étend depuis la culée Marvejols jusqu'à la première palée de l'arc ;

2° Le tablier central, qui est compris entre les deux palées de l'arc ;

3° Le tablier du côté Neussargues, qui va de la deuxième palée de l'arc jusqu'à la culée Neussargues.

Le tablier du côté de Marvejols comprend cinq travées :

2 travées extrêmes, de 51,80 m de portée, divisées en 14 panneaux de 3,700 m donnent une longueur de	103,600 m
3 travées intermédiaires de 55,500 m, divisées en 15 panneaux de 3,700 m, donnent.	166,500
Enfin, un panneau plein sur la culée, d'une largeur de	0,240
porte la longueur totale à.	270,340 m

Le tablier central comprend 3 travées égales de 24,64 m, divisées en 6 panneaux de 4,106 m, et donnant une longueur totale de 73,920 m

<i>Enfin, le tablier du côté de Neussargues a deux travées égales de 51,80 m, formées de 14 panneaux de 3,700 m, comme les travées extrêmes du tablier Marvejols; leur longueur cumulée est de</i>	103,600 m
<i>En y ajoutant le panneau plein sur la culée Neussargues</i>	0,240
	<hr/>
<i>on obtient pour la longueur totale.</i>	103,840 m

Les tabliers latéraux sont fixés sur les grandes piles métalliques, dont les soubassements servent de culées au grand arc. Ils peuvent se dilater librement de chaque côté, et, pour permettre les déplacements produits par les variations de température, il existe sur les culées un jeu de 250 mm pour le tablier Marvejols et de 100 mm pour le tablier Neussargues, entre leurs extrémités et les murs garde-grèves, et un jeu de 100 mm entre leurs extrémités et le tablier central, sur les palées de l'arc.

Quant au tablier central, il est complètement fixé sur les deux appuis du milieu, et il repose, à ses deux extrémités, sur des appuis fixes articulés.

Le système de tablier adopté est à voie intermédiaire. Celle-ci passe à 1,66 m au-dessous des semelles supérieures des poutres, dont les parois verticales forment un garde-corps d'une très grande raideur.

Les tabliers supérieurs se composent de deux poutres principales de 5,160 m de hauteur et distantes de 5 m d'axe en axe. Ces poutres sont constituées par deux membrures horizontales, en forme de T, l'une inférieure, l'autre supérieure, réunies entre elles par un treillis à simples mailles et par des montants verticaux. Chacune des membrures se compose d'une âme verticale de 600×15 , de deux cornières horizontales de $\frac{100 \times 100}{12}$, et d'une semelle constante de 500×10 . Des semelles supplémentaires sont ajoutées à la partie constante partout où le calcul en démontre la nécessité, et comme on le voit sur les épures.

Les barres de treillis ont la forme d'un simple T et sont composées, dans les tabliers latéraux, d'une semelle, d'une âme et

de deux cornières, et, dans le tablier central, simplement d'une âme et de deux cornières. Les dimensions respectives de ces barres sont indiquées dans les calculs qui suivent.

Les montants verticaux présentent également une section de simple T, formée par deux cornières de $\frac{80 \times 80}{10}$, et une âme de 8 mm d'épaisseur.

Au-dessus des appuis, ces montants courants sont remplacés par des panneaux pleins fortement constitués, pour assurer la répartition des efforts provenant des barres de treillis.

Dans le plan des montants, et s'attachant sur ceux-ci, se trouve une entretoise porteuse ou pièce de pont, ayant la forme d'un double T. Elle est constituée par une âme de 700×8 et 4 cornières de $\frac{70 \times 70}{7}$. Cette entretoise est supportée en son milieu par deux contrefiches, formées chacune de 2 cornières de $\frac{80 \times 80}{10}$ juxtaposées. Ces contrefiches s'attachent au pied des montants; elles sont réunies à leur partie inférieure par un tirant en forme de T, formé de 2 cornières de $\frac{80 \times 80}{10}$; enfin, deux barres de même composition que les contrefiches qu'elles viennent croiser en leur milieu et qui s'attachent, d'une part, sur les montants au-dessous de la pièce de pont, d'autre part, au centre du tirant, complètent, avec les montants verticaux, la pièce de pont, le tirant et les contrefiches, un entretoisement vertical à croix double d'une grande rigidité.

Les entretoises porteuses sont reliées les unes aux autres par cinq files de longerons qui sont composés, dans les tabliers latéraux, d'une âme de 550×7 et de 4 cornières de $\frac{90 \times 90}{10}$; mais, dans le tablier central où la portée des longerons est plus grande, les cornières ont $\frac{90 \times 90}{13}$, l'âme ayant toujours 550×7 .

Ces longerons portent le platelage métallique de la voie. Ce dernier est composé de fers zorès de 240 mm de largeur sur 120 mm de hauteur; il est assez résistant pour supporter le poids d'une locomotive, en cas de déraillement; d'autre part, les poutres prin-

principales formant garde-corps sont assez fortes pour prévenir la chute de la machine déraillée.

Outre cet avantage, le plancher métallique, presque jointif, en présente un second, qui est de contreventer d'une manière parfaite le tablier au niveau de la voie.

Un contreventement inférieur, composé de croix de Saint-André, dont chaque barre est formée de 2 cornières de $\frac{70 \times 70}{8}$, achève de donner aux poutres la plus grande solidarité, pour résister à tout déplacement horizontal.

Les poutres reposent sur leurs supports au moyen d'appuis à charnières, dont les uns sont mobiles et les autres fixes. Chaque appui se compose d'une partie supérieure en fer forgé, qui se fixe au-dessous des semelles des poutres, et qui porte une entaille dans laquelle vient se loger une clavette destinée à régler le niveau du tablier. Cette clavette repose sur une pièce inférieure en fonte, dont l'entaille est disposée de manière à engrener avec celle de la pièce supérieure, et à empêcher tout mouvement latéral. La pièce inférieure affecte une forme différente, suivant que l'appui est fixe ou mobile.

Dans le cas de l'appui mobile, cette pièce a une hauteur moindre et repose, à sa partie inférieure, sur des rouleaux en fonte.

Ceux-ci sont en forme de segments, ce qui permet d'en augmenter le nombre en les rapprochant. Ils reposent sur une plaque d'assise en fonte.

L'emploi des appuis à charnières présente l'avantage d'obliger, dans tous les cas, la réaction verticale de l'appui à passer par l'axe du support, ce qui est une condition absolument nécessaire dans le cas de piles métalliques de grande hauteur.

§ 1. — CALCUL DU TABLIER MARVEJOLS

Données générales.

Dimensions principales :

Longueur totale des poutres	270 340 m
Nombre des travées	5
Longueur des travées extrêmes	51 800 m
Longueur des travées intermédiaires	55 500 m
Nombre de panneaux dans une travée extrême	14
Nombre de panneaux dans une travée intermédiaire	15
Largeur des panneaux, espacement des pièces de pont	3 700 m
Écartement d'axe en axe des poutres principales	5 000 m
Hauteur de ces poutres	5 160 m

Poids permanent par mètre courant de tablier :

Fers	2 510 kg
Platelage	400
Bois et rails	300
Passerelle	180
TOTAL	3 390 kg

Charge pendant l'épreuve par mètre courant de tablier :

Surcharge par mètre courant de tablier	4 800 kg
Charge totale pendant l'épreuve :	

$$3\,390\text{ kg} + 4\,800\text{ kg} = 8\,190\text{ kg.}$$

Poutres principales.

Poids permanent par mètre courant de poutre. $\frac{3\,390}{2} = 1\,695\text{ kg}$

Charge pendant l'épreuve par mètre courant de
 poutre $\frac{8\ 190}{2} = 4\ 095\ k.$

Tables horizontales.

Nous calculerons les tables horizontales de manière qu'elles puissent résister aux moments fléchissants qui se développent dans les poutres sous l'effet des charges.

Les poutres étant continues, les positions de la surcharge qui correspondent aux maxima des moments fléchissants, tant sur les piles que dans le courant des travées, sont données par les hypothèses suivantes :

1^o *Première travée chargée.* — Le moment est maximum dans la première travée.



2^o *Deuxième travée chargée.* — Le moment est maximum dans la deuxième travée.



3^o *Troisième travée chargée.* — Le moment est maximum dans la troisième travée.



4^o *Première et deuxième travées chargées.* — Le moment est maximum sur la première pile.



5^o *Deuxième et troisième travées chargées.* — Le moment est maximum sur la deuxième pile.



La théorie de Clapeyron donne les formules suivantes pour la valeur des moments fléchissants sur piles :

$$\mu_1 = \frac{p_1(30l_1^4 + 26l_1^3l_2) + p_2(22l_1l_2^3 + 19l_2^4) - p_3(6l_1l_2^3 + 3l_2^4) + p_4(2l_1l_2^3 + l_2^4) - p_5l_2^3}{4(60l_1^2 + 104l_1l_2 + 45l_2^2)}$$

$$\mu_2 = \frac{-p_1(8l_1^3 + 7l_1^2l_2) + p_2(16l_1^2l_2^2 + 22l_1l_2^3 + 7l_2^4) + p_3(12l_1^2l_2^2 + 22l_1l_2^3 + 10l_2^4) - p_4(4l_1^2l_2^2 + 6l_1l_2^3 + 2l_2^4) + p_5(2l_1^4 + 2l_1^3l_2)}{4(60l_1^2 + 104l_1l_2 + 45l_2^2)}$$

Nous désignerons par l_1 la portée des travées extrêmes et par l_2 celle des travées intermédiaires.

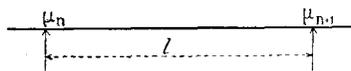
En remplaçant dans ces formules l_1 et l_2 par leurs valeurs :

$$l_1 = 51,800 \text{ m} \qquad l_2 = 55,500 \text{ m},$$

elles deviennent :

$$\begin{aligned} \mu_1 &= 173,97 p_1 + 156,65 p_2 - 42,00 p_3 + 11,35 p_4 - 3,22 p_5; \\ \mu_2 &= -46,60 p_1 + 164,33 p_2 + 162,41 p_3 - 43,92 p_4 + 12,45 p_5 \end{aligned}$$

Le maximum du moment fléchissant dans le courant d'une travée quelconque, est donné par l'expression :

$$M_{max} = \mu_n - \frac{p}{2} \left(\frac{\mu_n - \mu_{n+1}}{pl} + \frac{l}{2} \right)^2$$


dans laquelle μ_n et μ_{n+1} représentent les moments fléchissants sur les piles contiguës à la travée, l la portée de la travée, et p la charge par mètre courant.

En appliquant ces formules aux cas de surcharges ci-dessus énumérés, on trouve les résultats suivants :

1^{er} Cas. — Première travée chargée :

$$\begin{aligned} \mu_1 &= 920 \ 518 \\ \mu_2 &= 309 \ 655 \\ M &= - \ 951 \ 947 \end{aligned}$$

2^e Cas. — Deuxième travée chargée :

$$\begin{aligned} \mu_1 &= 878 \ 950 \\ \mu_2 &= 815 \ 887 \\ M &= - \ 729 \ 448 \end{aligned}$$

3^e Cas. — Troisième travée chargée :

$$\begin{aligned} \mu_1 &= 402 \ 190 \\ \mu_2 &= 811 \ 279 \\ M &= - \ 765 \ 463 \end{aligned}$$

4^e Cas. — Première et deuxième travées chargées :

$$\begin{aligned} \mu_1 &= 1\ 296\ 478 \\ \mu_2 &= 794\ 047 \end{aligned}$$

5^e Cas. — Deuxième et troisième travées chargées :

$$\begin{aligned} \mu_1 &= 778\ 451 \\ \mu_2 &= 1\ 205\ 668 \end{aligned}$$

Comme il est intéressant de savoir dans quelles conditions se trouve le tablier lorsqu'il ne supporte aucune surcharge, nous avons également calculé les moments fléchissants dans cette hypothèse :

6^e Cas. — Le tablier ne supporte aucune charge :

$$\begin{aligned} \nu_1 &= 502\ 990 \\ \nu_2 &= 421\ 495 \\ \mathbf{M} &= \text{---} 344\ 850 \\ \mathbf{M}'' &= \text{---} 191\ 180 \\ \mathbf{M}''' &= \text{---} 231\ 120 \end{aligned}$$

Épure des moments fléchissants (Pl. 5). — Au moyen des valeurs énumérées ci-dessus, il est facile de tracer, pour chaque cas, la parabole des moments fléchissants. Chacune de ces courbes porte sur l'épure le numéro du cas de surcharge auquel elle correspond.

Les poutres doivent présenter en chaque point une section telle que la valeur du moment de résistance qui en résulte soit au moins égale à celle du moment fléchissant, au point considéré.

Le moment de résistance a pour expression :

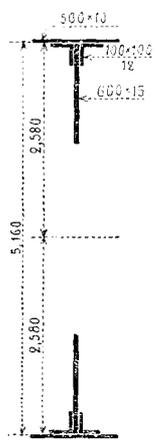
$$\frac{\mathbf{R} \mathbf{I}}{v}.$$

\mathbf{R} représente le coefficient de travail maximum du fer, soit 6 kg par millimètre carré, ou 6 000 000 kg par mètre carré;

\mathbf{I} , le moment d'inertie de la section considérée;

v , la distance de la fibre la plus éloignée de la fibre moyenne à cette dernière fibre.

La partie constante de la section des poutres étant celle qui est figurée ci-contre, on a :



$$I = \frac{1}{12} \left[\begin{array}{l} 0,500 \times 5,180^3 - 0,285 \times 5,160^3 \\ - 0,176 \times 5,136^3 \\ - 0,024 \times 4,960^3 \\ - 0,015 \times 3,960^3 \end{array} \right]$$

$$I = 0,219\ 648,$$

$$v = 2,590,$$

$$\frac{I}{v} = 0,084\ 806,$$

$$\frac{R I}{v} = 0,077\ 542 \times 6\ 000\ 000 = 508\ 836$$

Ce moment de résistance étant insuffisant pour une très grande partie de la longueur de la poutre, on l'augmente dans les points où cela est reconnu nécessaire, en ajoutant à la partie constante de la section une certaine épaisseur de semelles supplémentaires.

L'augmentation du moment de résistance correspondant à un millimètre d'épaisseur des semelles est de :

$$0,500 \times 0,001 \times 6\ 000\ 000 \times 5,160 = 15\ 480$$

En divisant par ce nombre l'excès du moment fléchissant sur le moment de résistance de la section constante, on obtient en millimètres l'épaisseur à donner aux semelles supplémentaires.

Afin d'avoir une échelle simple pour les épaisseurs de semelles, on les a représentées sur l'épure en double grandeur, ce qui a conduit à adopter pour l'échelle des moments :

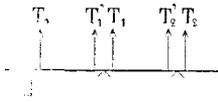
$$2\ mm\ \text{pour}\ 15\ 480$$

soit 1,292 mm pour un moment de 10 000 (1).

Le tableau ci-dessous indique les sections des poutres correspondant aux moments maxima sur les piles et dans le courant

(1) L'échelle de la planche 5 est la moitié de celle de l'épure.

1° — 1^{re} travée chargée :



$$T_0 = 88\,290 \text{ kg.}$$

4° — 1^{re} et 2^e travées chargées :

$$T'_1 = 131\,088 \text{ kg}$$

$$T_1 = 124\,311 \text{ kg.}$$

5° — 2^e et 3^e travées chargées :

$$T'_2 = 121\,339 \text{ kg}$$

$$T_2 = 122\,640 \text{ kg.}$$

6^e cas. — *Le tablier ne porte aucune surcharge :*

$$T_0 = 34\,190 \text{ kg}$$

$$T'_1 = 53\,610 \text{ kg}$$

$$T_1 = 48\,502 \text{ kg}$$

$$T_2 = 47\,036 \text{ kg}$$

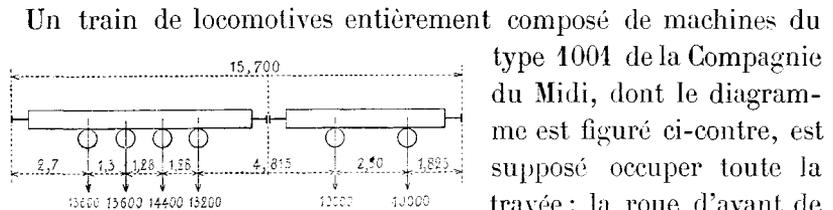
$$T'_2 = 45\,570 \text{ kg.}$$

Connaissant les efforts tranchants maxima sur les appuis, il est facile de tracer sur l'épure les droites représentatives des efforts tranchants en chaque point.

On a pris comme échelle de ces efforts 1 m/m pour 1000 kg.

Les efforts tranchants que nous venons de calculer par la méthode et les formules de Clapeyron, obtenus en supposant une charge uniformément répartie sur la longueur entière des travées, déterminent bien les réactions maxima qui se produisent sur les piles, mais ne donnent pas les maxima en un point quelconque de la poutre; ces derniers sont produits par la surcharge roulante d'un train de locomotives et de tenders.

Pour déterminer les efforts maxima dans les barres de treillis, nous avons suivi une méthode entièrement graphique. Voici comment a été tracée la courbe des efforts tranchants maxima :



type 1001 de la Compagnie du Midi, dont le diagramme est figuré ci-contre, est supposé occuper toute la travée; la roue d'avant de

la première machine étant placée sur l'appui de gauche A. Les roues du train occupent les positions 1, 2, 3, etc.

La quantité CE est, en tous cas, un maximum qui reste, pour la partie courante de la travée, au-dessus de la réalité.

Nous avons appliqué la construction graphique qui vient d'être indiquée à la détermination des efforts tranchants dans une travée de rive et dans la travée intermédiaire voisine (Pl. 7).

Dans l'épure, les traits noirs forts représentent les efforts tranchants projetés suivant les barres de treillis.

Le tableau ci-après, qui se trouve également porté sur l'épure, résume les efforts totaux sur les deux barres de chaque panneau, les efforts sur chacune de ces barres, les sections nécessaires de ces barres pour un coefficient de travail de 6 *kg* par millimètre carré, la composition de leur section réelle, et enfin leur coefficient de travail.

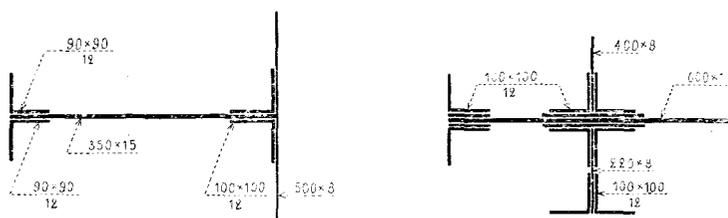
N ^o	EFFORT TOTAL	EFFORT PAR BARR	BARRES TENDUES				BARRES COMPRIMÉES					
			SECTION A à RELOG.	COMPOSITION		SECTION BRUTE m/m ²	SECTION NETTE m/m ³	R	COMPOSITION		SECTION m. m ²	R
				Ame	2 Corn.				Sem.	Ame		
1	165 000 kg	82 500 kg	13 750	230 × 41 120 × 120 15 370 × 46	2 530 6 750 5 920	15 200	14 257	5,78 kg	Ame 230 × 48 2 Corn. 120 × 120 × 14 Sem. 370 × 10	4 140 4 328 3 700	14 108	5,85 kg
2	146 000 kg	73 000 kg	12 166	220 × 11 400 × 400 × 15 330 × 47	2 420 5 550 5 610	13 580	12 637	5,77 kg	Ame 220 × 18 2 Corn. 400 × 400 × 14 Sem. 330 × 11	3 860 5 208 3 630	12 798	5,71 kg
3	128 000 kg	64 000 kg	10 666	210 × 10 400 × 400 × 12 330 × 46	2 100 4 512 5 280	11 892	11 110	5,75 kg	Ame 210 × 17 2 Corn. 400 × 400 × 11 Sem. 330 × 10	3 570 4 158 3 300	11 028	5,81 kg
4	111 000 kg	55 500 kg	9 250	200 × 10 90 × 90 × 12 310 × 15	2 000 4 032 4 650	10 682	9 900	5,6 kg	Ame 200 × 15 2 Corn. 90 × 90 × 11 Sem. 310 × 10	3 000 3 718 3 100	9 818	5,65 kg
5	95 000 kg	47 500 kg	7 916	180 × 8 80 × 80 × 12 290 × 14	1 440 3 552 4 060	9 052	8 316	5,72 kg	Ame 180 × 14 2 Corn. 80 × 80 × 11 Sem. 290 × 9	2 520 3 278 2 610	8 408	5,66 kg
6	79 000 kg	39 500 kg	6 583	160 × 8 70 × 70 × 11 270 × 13	1 280 2 838 3 510	7 628	6 938	5,78 kg	Ame 160 × 14 2 Corn. 70 × 70 × 10 Sem. 270 × 10	2 210 2 000 2 700	7 510	5,23 kg

Nous ferons remarquer que pour les barres tendues, on a déduit de la section brute la section enlevée par un trou de rivet, et qu'on a seulement tenu compte de la section nette ainsi obtenue, pour résister à l'effort agissant sur la barre.

Panneaux sur palées et sur culées.— L'effort d'écrasement maximum supporté par un panneau est donné par la surcharge d'un train de locomotives; il est de 88 290 kg.

Composition d'un panneau sur palée :

1 Ame de	350×15	= 5 250 mm^2
2 Cornières de	$\frac{100 \times 100}{12}$	= 4 512
2 Cornières de	$\frac{90 \times 90}{12}$	= 4 032
1 Semelle de	500×8	= 4 000
2 Fourrures de	100×12	= 2 400
2 Fourrures de	90×12	= 2 160
SECTION TOTALE.		= 22 354



Effort maximum par millimètre carré :

$$R = \frac{88290}{22354} = 4^k,953$$

Composition d'un panneau sur culée :

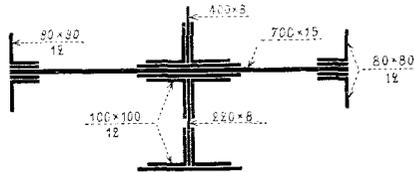
1 Ame de	600 × 15	= 9 000 mm ²
8 Cornières de	100 × 100 × 12	= 18 048
1 Ame de	220 × 8	= 1 760
1 Ame de	400 × 8	= 3 200
2 Fourrures de	100 × 12	= 2 400
2 Fourrures de	210 × 12	= 5 040
SECTION TOTALE		= 39 448

Effort maximum par millimètre carré :

$$R = \frac{88\ 290}{39\ 448} = 2,24\ kg.$$

Panneaux des piles. — Effort d'écrasement maximum supporté par un panneau de pile :

$$131\ 088 + 124\ 311 = 255\ 390\ k$$



Composition d'un panneau :

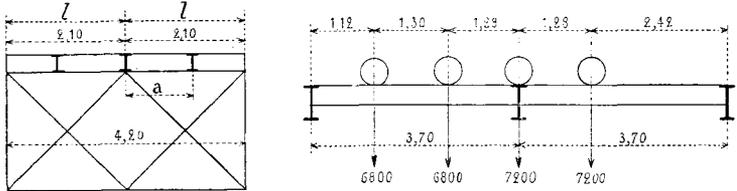
1 Ame de	700 × 15	= 10 500 mm ²
1 Ame de	220 × 8	= 1 760
1 Ame de	400 × 8	= 3 200
6 Cornières de	100 × 100 × 12	= 13 536
1 Semelle de	250 × 40	= 2 500
4 Cornières de	80 × 80 × 12	= 7 104
2 Fourrures de	210 × 12	= 5 040
4 Fourrures de	90 × 12	= 4 320
SECTION TOTALE		= 47 960

Effort maximum par millimètre carré :

$$R = \frac{255\ 390}{47\ 960} = 5,32\ kg.$$

Pièces de Pont.

Espacement des pièces de pont	3 ^m 700
Portée totale	4 ^m 200
Poids propre par mètre courant.	80 <i>kg.</i>



Les pièces de pont étant soutenues en leur milieu et étant toujours symétriquement chargées doivent être calculées comme des pièces encastées en leur milieu et dont les extrémités reposent librement sur deux appuis fixes.

La réaction maxima au point d'attache d'un longeron est produite par la position figurée ci-contre des roues de la locomotive ; elle a pour valeur :

$$P' = 7200 + \frac{1}{3,70} (6600 \times 2,42 + 6800 [1,12 \times (1,30 + 1,12)]) = 18022$$

Le poids mort du longeron étant de 275 *kg* par mètre courant (voir le calcul des longerons), produit de son côté une réaction :

$$P'' = 275 \times 3,70 = 1017 \text{ kg}$$

Réaction totale :

$$P = 18022 + 1017 = 19039 \text{ kg.}$$

Le moment dû à la réaction d'un longeron est donné par la formule :

$$M = \frac{Pl}{2} (2n - 3n^2 + n^3)$$

dans laquelle $n = \frac{a}{l} = \frac{1,10}{2,10} = 0,523$

$$M = \frac{19039}{2} \times 2,10 (1,046 - 0,820 + 0,143)$$

$$M = 7377$$

Moment dû au poids propre de la pièce de pont :

$$M' = \frac{pl^2}{8} = \frac{80 \times \overline{2,10^2}}{8} = 44$$

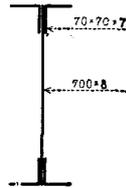
Le moment total est alors :

$$M = M + M' = 7377 + 44 = 7421$$

La pièce de pont a la section figurée ci-contre, dont le moment d'inertie est :

$$I = \frac{1}{12} \left[\begin{array}{l} 0,148 \times 0,700^3 - 0,126 \times 0,686^3 \\ - 0,014 \times 0,560^3 \end{array} \right]$$

$$I = 0,000\ 635\ 754$$



La valeur de $\frac{I}{v}$ est :

$$\frac{I}{v} = 0,001\ 817$$

D'où le coefficient de travail maximum :

$$R = \frac{7421}{1817} = 4,08 \text{ kg par m}^2/\text{m}^2.$$

Contrefiches. — La réaction supportée par les contrefiches se compose de la réaction due au poids permanent :

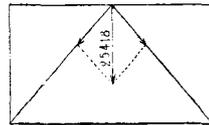
$$T = 2 \times \frac{5}{8} pl = \frac{10}{8} \times 80 \times 2,10 = 210$$

et de la réaction provenant du poids P :

$$T' = P (2 - 3 n^2 + n^3)$$

$$T' = 19039 (2 - 0,820 + 0,143) = 25190 \text{ kg}$$

$$\text{soit } T = 210 + 25190 = 25400 \text{ kg.}$$



La composante de cette réaction suivant la direction des contrefiches est :

$$17\ 960 \text{ kg.}$$

Composition d'une contrefiche = 2 cornières de $\frac{80 \times 80}{10}$.

Section d'une contrefiche = 3 000^u/m².

Effort maximum par millimètre carré :

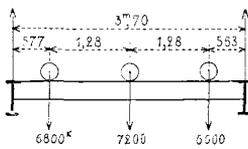
$$R = \frac{17960}{3000} = 5,98 \text{ kg.}$$

Longerons

Écartement des longerons m. 1,100

Portée des longerons. m. 3,700

Charge permanente par mètre courant de longeron :



Fers.	100 kg
Bois et rails	75
Platelage.	100
TOTAL.	<u>275 kg.</u>

La surcharge maxima se produit quand les roues de la locomotive occupent les positions figurées ci-contre.

Moment dû à la charge permanente :

$$M = \frac{pl^2}{8} = \frac{275 \times 3,70^2}{8} = 470$$

Réaction au point A :

$$R = \frac{1}{3,70} (6800 \times 0,577 + 7200 \times 1,857 + 6600 \times 3,137)$$

$$R = 10270 \text{ kg}$$

Moment dû à la surcharge :

$$M' = 10270 \times 1,843 - 6600 \times 1,28 = 10480$$

Moment total :

$$M = M' + M'' = 470 + 10480 = 10950$$

Le longeron ayant la section figurée ci-contre, son moment d'inertie a pour valeur :

$$I = \frac{1}{12} (0,187 \times 0,550^3 - 0,02 \times 0,370^3 - 0,160 \times 0,530^3)$$

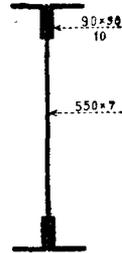
$$I = 0,000\ 523$$

Et :

$$\frac{I}{v} = 0,001\ 901$$

Le coefficient de travail maximum est :

$$R = \frac{10950}{1901} = 5,76\ kg\ par\ m^2/m^2$$



§ 2.— CALCUL DU TABLIER NEUSSARGUES

Données générales.

Dimensions principales :

Longueur totale des poutres	103 ^m 840
Nombre des travées	2
Longueur des travées	51 ^m 800
Nombre de panneaux dans chaque travée	14
Largeur des panneaux, espacement des pièces de pont	3 ^m 700
Ecartement d'axe en axe des poutres principales . .	5 ^m 000
Hauteur de ces poutres.	5 ^m 160

POIDS PERMANENT ET CHARGE PENDANT L'ÉPREUVE PAR MÈTRE COURANT DE TABLIER

Poids permanent	{	Fers	=	2 560 kg
		Platelage	=	400
		Bois et rails	=	300
		Passerelle.	=	180
		ENSEMBLE. . .	=	3 440 kg
Surcharge			=	4 800
		Charge totale pendant l'épreuve. .	=	<u>8 240 kg.</u>

Poutres principales.

Poids par mètre courant de poutre. . . . = $\frac{3440}{2} = 1\,720\text{kg}$
 Charge pendant l'épreuve par mètre courant
 de poutre = $\frac{8240}{2} = 4.120$

Tables horizontales.

Positions de la surcharge qui correspondent aux maxima des moments fléchissants :

1^o Une travée chargée. — Le moment est maximum dans cette
 travée;

2^o Première et deuxième travées chargées. — Le moment est maximum sur la pile.


Expression du moment fléchissant sur pile, donnée par la théorie de Clapeyron :

$$\mu_1 = \frac{(p_1 + p_2) l_1^2}{16}$$

La valeur de l_1 étant $l_1 = 51,800\text{ m}$

la formule précédente devient :

$$\mu_1 = 167,70 (p_1 + p_2).$$

Valeurs numériques des moments fléchissants :

1^{er} Cas. — Une travée chargée :

$$\mu_1 = 979\,368$$

$$M_1 = -935\,899$$

2^e Cas. — Première et deuxième travées chargées :

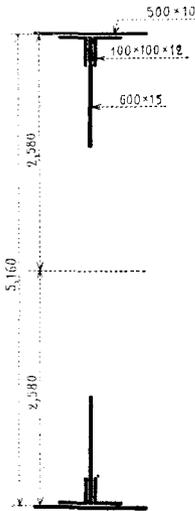
$$\mu_1 = 1\,381\,848$$

$$M_1 = -777\,347$$

3^e Cas. — Le tablier ne supporte aucune charge :

$$\mu_1 = 576\,888$$

$$M_1 = -324\,518$$



Épure des moments fléchissants. (Pl. 6). — La partie constante de la section de la poutre étant celle qui est figurée ci-contre, on a :

$$I = 0,219\ 648$$

$$\frac{I}{v} = 0,084\ 806$$

$$\frac{R I}{v} = 508\ 836$$

Augmentation du moment de résistance de la poutre par millimètre d'épaisseur de semelle :

$$15\ 480$$

Un millimètre de semelle étant représenté en double grandeur, l'échelle des moments est :

$$2\ mm\ pour\ 15\ 480$$

soit 1,292 mm pour un moment de 10 000 (1).

Tableau des sections des poutres correspondant aux moments maxima

Moments M sur travées et moments μ sur piles	SECTION constante	Semelles supplémentaires ajoutées à la section constante	VALEURS DE $\frac{I}{v}$			Valeur de R par mm^2
			de la section constante	des semelles supplémentaires	TOTALES	
Travée 935 899		2 sem. 500 × 11	0,084 806	0,079 980	0,164 786	5,70
		1 sem. 500 × 9				
Pile. . 1 381 848		3 sem. 500 × 11	»	0,152 220	0,237 026	5,85
		2 sem. 500 × 13				

Treillis des parois verticales.

Les expressions des efforts tranchants, appliquées aux deux cas

(1) L'échelle de la planche est la moitié de celle de l'épure.

de surcharges que nous considérons ici, donnent les résultats suivants :

1° Une travée chargée :

$$T_0 = 87\ 802\ \text{kg.}$$

2° — Première et deuxième travées chargées :

$$T' = 133\ 385\ \text{kg}$$

$$T_1 = 133\ 385\ \text{kg.}$$

3° — Le tablier ne supporte aucune surcharge.

$$T_0 = 33\ 411\ \text{kg}$$

$$T'_1 = 55\ 685\ \text{kg.}$$

Nous n'avons pas tracé, pour ce tablier, une épure déterminant les efforts tranchants qui se produisent sous l'influence de la surcharge roulante d'un train de locomotives ; les efforts obtenus dans ce tracé ne différeraient de ceux déterminés pour la travée de rive du tablier, côté Marvejols, que d'une quantité peu importante due à la variation du terme $\frac{u_1}{l_1}$.

Les barres de treillis de ce tablier auront des sections égales aux barres de la travée de rive du tablier côté Marvejols.

Panneaux sur palée et sur culée. — L'effort d'écrasement maximum est donné sur la palée par le passage de la surcharge roulante d'un train de locomotives

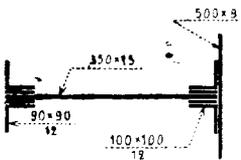
$$87\ 802\ \text{kg.}$$

La composition du panneau sur palée est indiquée par le croquis ci-contre ; sa section totale détaillée précédemment est de :

$$22\ 354\ \text{mm}^2$$

Effort maximum par millimètre carré :

$$R = \frac{87\ 802}{22\ 354} = 3,9\ \text{kg.}$$

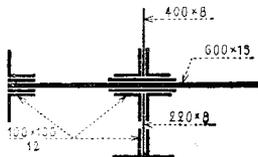


La composition du panneau sur culée est indiquée par le croquis ci-contre; sa section totale détaillée précédemment est de :

$$39\,448 \text{ mm}^2.$$

Effort maximum par millimètre carré :

$$R = \frac{87\,802}{39\,448} = 2,2 \text{ kg.}$$



Panneaux sur pile.— Effort d'écrasement maximum supporté par un panneau de pile :

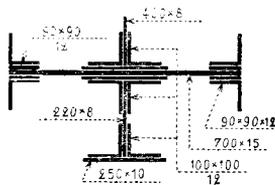
$$133\,385 + 133\,385 = 266\,770 \text{ kg.}$$

La composition des panneaux sur pile est indiquée par le croquis ci-contre; sa section totale, déjà détaillée, est de :

$$47\,960 \text{ mm}^2.$$

Effort d'écrasement maximum par millimètre carré :

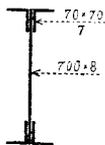
$$R = \frac{266\,770}{47\,960} = 5,60 \text{ kg.}$$



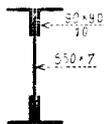
Pièces de pont et longerons.

La portée de ces pièces étant la même que celle des pièces de pont et des longerons du tablier, côté Marvejols, elles sont constituées comme ces dernières.

Section d'une pièce de pont.



Section d'un longeron.



§ 3. — CALCUL DU TABLIER CENTRAL

Données générales.

Dimensions principales :

Longueur totale des poutres	73,920 m
Nombre des travées	3
Longueur de chaque travée	24,640 m
Nombre de panneaux dans chaque travée	6
Largeur des panneaux, espacement des pièces de pont	4,1066 m
Écartement d'axe en axe des poutres principales	5,000 m
Hauteur de ces poutres	5,160 m

Poids permanent par mètre courant de tablier :

Fers	Kg.	2 020
Plafelage		400
Bois, rails.		300
Passerelle		180
Total	Kg.	<u>2 900</u>

Charge pendant l'épreuve par mètre courant de tablier :

Surcharge par mètre courant de tablier. . . . Kg. 4 800

Charge totale pendant l'épreuve :

$$2\ 900 + 4\ 800 = 7\ 700\ kg.$$

Poutres principales.

Poids permanent par mètre courant de poutre : $\frac{2\ 900}{2} = 1\ 450\ kg.$

Charge pendant l'épreuve par mètre courant de
 poutre : $\frac{7\ 700}{2} = \dots\dots\dots 3\ 850\ kg.$

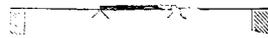
TABLES HORIZONTALES

Positions de la surcharge qui correspondent au maxima des moments fléchissants :

1° — *Première travée chargée.* — Le moment est maximum dans la première travée.



2° — *Deuxième travée chargée.* — Le moment est maximum dans la deuxième travée.



3° — *Première et deuxième travées chargées.* — Le moment est maximum sur la première pile.



Expression du moment fléchissant sur pile, donnée par le théo-
 rème de Clapeyron :

$$\mu_1 = \frac{4 p_1 l_1^2 + 3 p_2 l_1^2 - p_3 l_1^2}{60}$$

La valeur de l_1 étant :

$$l_1 = 24,640\ m$$

la formule précédente devient :

$$\mu_1 = 40,48 p_1 + 30,36 p_2 - 10,12 p_3$$

Valeurs numériques des moments fléchissants :

1^{er} Cas. — Première travée chargée :

$$\begin{aligned} \mu_1 &= 185\ 196 \\ M_1 &= - 206\ 610 \end{aligned}$$

2^e Cas. — Deuxième travée chargée :

$$\begin{aligned} \mu_1 &= 160\ 828 \\ M_2 &= - 131\ 348 \end{aligned}$$

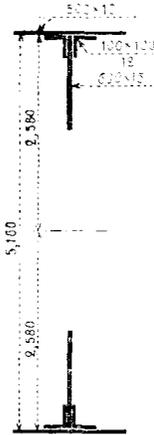
3^e Cas. — Première et deuxième travées chargées :

$$\begin{aligned} \mu_1 &= 258\ 060 \\ \mu_2 &= 136\ 540 \\ M_1 &= - 177\ 408 \\ M_2 &= - 97\ 988 \end{aligned}$$

4^e Cas. — Le tablier ne supporte aucune charge :

$$\begin{aligned} \mu_1 &= 87\ 964 \\ M_1 &= - 70\ 485 \\ M_2 &= - 22\ 077 \end{aligned}$$

Épure des moments fléchissants. (Pl. 7.) — La partie constante de la section de la poutre étant celle qui est figurée ci-contre, donne :



$$I = 0, 219\ 648$$

$$\frac{I}{v} = 0, 084\ 806$$

$$\frac{R I}{v} = 508\ 836$$

Ce moment de résistance est supérieur aux moments fléchissants maxima que nous avons déterminés. Le coefficient de travail maximum par millimètre carré est :

$$R = \frac{258\ 060}{84\ 806} = 3,05\ kg.$$

Treillis des parois verticales.

Les expressions des efforts tranchants, appliquées au premier et au troisième cas de surcharge, donnent les résultats suivants :

1^o — Première travée chargée :

$$T_0 = 39\ 916\ kg.$$

3^o — Première et deuxième travées chargées :

$$T = 57\ 910\ kg.$$

$$T_1 = 52\ 364\ kg.$$

4° — Le tablier ne supporte aucune charge :

$$T_0 = 14\ 304\ kg$$

$$T'_1 = 21\ 424\ kg$$

$$T_2 = 17\ 864\ kg.$$

Connaissant les efforts tranchants maxima sur les appuis, il est facile de tracer sur l'épure les droites représentatives des efforts tranchants en chaque point.

Les ordonnées des lignes obliques tracées en pointillé (—.—.—) représentent la composante de l'effort tranchant maximum suivant la direction des barres.

Les lignes en trait plein, en escalier, indiquent l'effort total auquel doivent être à même de résister les deux barres de treillis de chaque panneau, en travaillant à 6 *kg* par millimètre carré.

Les lignes pointillées, en escalier, indiquent l'effort total que sont capables de supporter réellement ces deux barres en travaillant à 6 *kg* par millimètre carré.

Le tableau ci-contre qui se trouve aussi porté sur l'épure, résume : les efforts totaux sur chacune de ces barres, les sections nécessaires de ces barres, la composition des sections réelles, et enfin leurs coefficients de travail.

N ^{os}	EFFORT			BARRES TENDUES				BARRES COMPRIMÉES			
	TOTAL	PAR BAHRE	SECTION A 6 KILOG.	COMPOSITION	SECTION BRUTE	SECTION NETTE	R	COMPOSITION	SECTION	R	
1	73 000	36 500	6 083	2 Corn. 120 × 120 × 15 = 6 750 Ame 230 × 10 = 2 300	9 050	8 170	4,46	2 Corn. 120 × 120 × 15 = 6 750 Ame 230 × 10 = 2 300	9 050	4,03	
2	50 000	25 000	4 417	2 Corn. 100 × 100 × 15 = 5 550 Ame 200 × 11 = 2 200	7 750	6 870	3,86	2 Corn. 100 × 100 × 15 = 5 550 Ame 200 × 11 = 2 200	7 750	3,42	
3	32 000	16 000	2 667	2 Corn. 80 × 80 × 12 = 3 552 Ame 170 × 11 = 1 870	5 422	4 652	3,44	2 Corn. 80 × 80 × 12 = 3 552 Ame 170 × 11 = 1 870	5 422	2,95	

Nous ferons remarquer que pour les barres tendues on a déduit de la section brute la section enlevée par un trou de rivet, et qu'on a seulement tenu compte de la section nette ainsi obtenue pour résister à l'effort agissant sur la barre.

Panneaux des palées. — Effort d'écrasement maximum supporté par un panneau de palée :

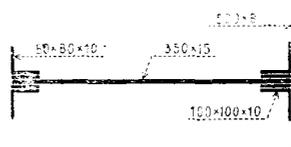
39 916 kg.

COMPOSITION D'UN PANNEAU

1 Ame	$350 \times 15 =$		$5\ 250\ mm^2$
2 Cornières	$\frac{100 \times 100}{10} =$		3 800
2 id.	$\frac{80 \times 80}{10} =$		3 000
1 Semelle	$500 \times 8 =$		4 000
2 Fourrures	$100 \times 12 =$		2 400
2 id.	$80 \times 12 =$		1 920
		SECTION TOTALE =	20 370

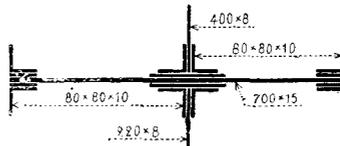
Effort d'écrasement maximum par millimètre carré :

$$R = \frac{39\ 916}{20\ 370} = 1,9\ kg.$$



Panneaux reposant sur les entretoises de l'arc. -- Effort d'écrasement maximum supporté par un panneau reposant sur une entretoise de l'arc :

$$57\ 910 + 52\ 364 = 110\ 274\ kg.$$



COMPOSITION D'UN PANNEAU

1 Ame	700 × 15	=	10 500 mm ²
8 Cornières	$\frac{80 \times 80}{10}$	=	12 000
1 Ame	400 × 8	=	3 200
1 id.	220 × 8	=	1 760
2 Fourrures	170 × 12	=	4 080
4 id.	80 × 12	=	3 840
			SECTION TOTALE = 35 380 mm ²

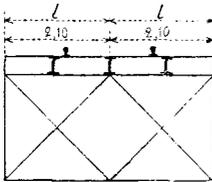
Effort d'écrasement maximum par millimètre carré :

$$R = \frac{110\,274}{35\,380} = 3,12 \text{ kg.}$$

Pièces de pont.

Espacement des pièces de pont.	4,1066 m
Portée totale.	4,200
Poids propre par mètre courant.	80 kg.

La méthode exposée pour le calcul des entretoises du tablier côté Neussargues, appliquée dans ce cas, donne les résultats suivants :



Réaction maxima au point d'attache d'un longeron, produite par la position figurée ci-dessous des roues de la locomotive :

$$P' = 7\,200 + \frac{1}{4,1066} \left[6\,600 \times 2,8266 + 6\,800 (1,5266 + 2,8266) \right]$$

$P' = \dots \dots \dots 18\,951 \text{ kg.}$

Réaction produite par le poids mort du longeron :

$$P = 4,106 \times 275 = \frac{1\,129}{20\,080 \text{ kg.}}$$

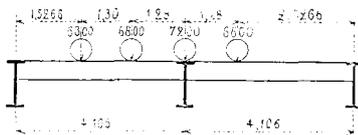
Moment dû à la réaction d'un longeron :

$$M' = \frac{20\,080 \times 2,10}{2} (1,046 - 0,820 + 0,143)$$

$$M' = 7\,780.$$

Moment dû au poids propre de la pièce de pont :

$$M'' = \frac{80 \times 2,10^2}{8} = 44.$$



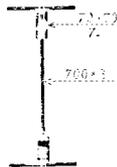
Moment total :

$$M = M' + M'' = 7\,780 + 44 = 7\,824.$$

La pièce de pont a la section figurée ci-contre, dont le moment d'inertie est :

$$I = 0,000\,633\,754$$

$$\frac{I}{v} = 0,001\,817.$$



D'où le coefficient de travail maximum :

$$R = \frac{7\,824}{1\,817} = 4,30 \text{ kg.}$$

Contrefiches. — La réaction supportée par les contrefiches se compose de la réaction due au poids permanent :

$$T' = -\frac{10}{8} \times 80 \times 2,10 = 210,$$

et de la réaction provenant du poids P :

$$T'' = 20\,080 (2 - 0,820 + 0,143) = 26,565,$$

soit :

$$T = 26\,775.$$

La composante de cette réaction suivant la direction des contrefiches est : 18 933 kg.

Composition d'une contrefiche : 2 cornières de $\frac{90 \times 90}{10}$.

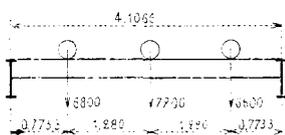
Section d'une contrefiche : 3 400 mm².

Effort maximum par millimètre carré :

$$R = \frac{18\,933}{3\,400} = 5,56 \text{ kg.}$$

Longerons.

Écartement des longerons	4,400 m
Portée des longerons	4,4066
Charge permanente par mètre courant de longeron	275 kg



La surcharge maxima se produit quand les roues de la locomotive occupent les positions figurées par le croquis ci-contre :

Moment dû à la charge permanente :

$$M = \frac{275 \times 4,4066^2}{8} = 580.$$

Réaction au point A.

$$R = \frac{4}{4,4066} (6\,800 \times 0,7733 + 7\,200 \times 2,0533 + 6\,600 \times 3,3333.)$$

$$R = 10\,274 \text{ kg.}$$

Moment dû à la surcharge :

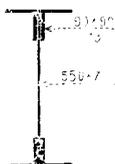
$$M' = 10\,274 \times 2,056 - 6\,600 \times 4,28 = 12\,675.$$

Moment total :

$$M = M' + M'' = 580 + 12\,675 = 13\,255.$$

Le longeron ayant la section figurée ci-contre, son moment d'inertie a pour valeur :

$$= \frac{1}{12} (0,187 \times 0,550^3 - 0,154 \times 0,524^3 - 0,026 \times 0,370^3).$$



$$I = 0,000\,6365$$

$$\frac{I}{v} = 0,00\,2314.$$

Le coefficient de travail maximum est :

$$R = \frac{13\,255}{2314} = 5,73 \text{ kg.}$$

DEUXIÈME PARTIE

PILES MÉTALLIQUES

§ 1^{er}. — Dispositions générales.

Les piles ont la forme de troncs de pyramides, dont les arêtes ou arbalétriers sont constitués par des caissons en tôles et cornières convenablement entretoisés.

Dans la plupart des ponts que nous avons construits, et notamment dans le pont du Douro, les arbalétriers étaient constitués par des caissons rectangulaires complètement fermés. Dans le projet actuel, les grandes faces des piles, c'est-à-dire celles qui sont transversales au tablier et qui résistent à l'action du vent, sont constituées comme des poutres rigides à double paroi, d'une disposition tout à fait analogue à celle employée pour l'arc ; c'est-à-dire que les arbalétriers ne comportent plus que trois faces formant une coupe horizontale en \sqsubset dans laquelle viennent s'insérer les entretoisements horizontaux et diagonaux, dont la forme générale est celle d'un grand caisson en treillis. L'avantage de cette disposition est de permettre une visite facile de toutes les parties de la pile ; on peut repeindre et entretenir, en temps voulu, toutes les faces des arbalétriers tant intérieures qu'extérieures. En outre, par rapport aux efforts latéraux du vent, ces grandes faces, dont chacune forme une véritable poutre à grand treillis, présentent une résistance beaucoup plus considérable que celle d'arbalétriers réunis par des entretoisements en cornières. La rigidité individuelle des diagonales se trouvant con-

sidérablement augmentée par la forme en caisson qui s'oppose à tout mouvement de flambage, il est permis de les faire travailler avec sécurité aux efforts de compression. Il n'en était pas ainsi avec les formes habituellement employées, qui se rapprochent plus ou moins de celle d'une tringle, et qui sont susceptibles de travailler seulement dans le sens de la traction, en fléchissant sous l'effort de compression. Avec ces derniers entretoisements, on remarque qu'il se produit des vibrations très sensibles quand, par suite du balancement de la pile sous l'action du vent, les diagonales passent presque subitement de l'effort de compression à un effort de traction, ou inversement. Il n'est pas besoin de dire que rien d'analogue ne se produira avec nos diagonales indéformables, et que la rigidité de la pile en sera considérablement augmentée; on aura, en outre, toute facilité pour augmenter la hauteur des étages, diminuer le nombre des entretoisements et donner à la pile un aspect plus élancé.

§ 2. — Dimensions principales.

Les piles métalliques qui supportent le tablier droit, du côté Marvejols, sont au nombre de quatre; le tablier droit du côté de Neussargues ne comporte qu'une pile intermédiaire.

Ces piles sont divisées en un certain nombre d'étages variant de trois à six, d'une hauteur courante de 10 m, mesurée suivant l'axe des arbalétriers. Les hauteurs mesurées suivant la verticale se trouvent naturellement un peu moindres et sont résumées dans le tableau suivant, qui donne la hauteur verticale des piles, depuis le sommet du couronnement jusqu'à la maçonnerie.

HAUTEURS	CÔTÉ MARVEJOLS				CÔTÉ NEUSSARGUES
	PILE 1	PILE 2	PILE 3	PILE 4	PILE 5
	3 étages	4 étages	3 étages	6 étages	6 étages
Hauteur du 1 ^{er} étage.	9,7594 m	9,7594 m	9,7594 m	9,4660 m	9,4660 m
» du 2 ^e »	9,9586	9,9586	9,9586	9,9316	9,9316
» du 3 ^e »	3,1868	9,9586	9,9586	9,9316	9,9316
» du 4 ^e »	»	5,1785	9,9586	9,9316	9,9316
» du 5 ^e »	»	»	7,9586	9,9316	9,9316
» du 6 ^e »	»	»	»	9,9316	9,9316
Hauteur depuis l'axe du dernier étage jusqu'à la maçonnerie.	0,8896	0,8896	0,8896	0,8940	0,8940
Hauteur totale depuis le dessous du couronnement jusqu'à la maçonnerie	23,7944 m	35,7447 m	59,4834 m	60,0180 m	60,0180 m
Hauteur du couronnement supérieur	0,718	0,718	0,718	0,718	0,718
Hauteur totale pour chaque pile	24,5124 m	36,4627 m	51,2014 m	60,7360 m	60,7360 m

Les dimensions en plan du couronnement sont de 5 m, sur 2,333 m mesurées d'axe en axe des arbalétriers.

Le fruit des arbalétriers dans le plan de la grande face, pour les piles 1, 2 et 3, a été pris à 0,08272 par mètre (1).

Celui des petites faces est calculé de telle sorte qu'en partant d'une largeur de 2,333 m au couronnement, les quatre arbalétriers forment un tronc de pyramide.

Ce fruit qui donne à tous les étages des rectangles semblables au couronnement, est de 0,0386 par mètre.

En raison du voisinage de l'arc, on a donné aux arbalétriers des piles 4 et 5 dans le plan des grandes faces, le même fruit qu'à l'arc, soit 0,11088 m.

Le fruit transversal est à peu près le même que pour les autres piles, soit 0,03888 m, de manière à donner à la partie inférieure une largeur de 7 m.

(1) La largeur de 2,333 m et le fruit de 0,08272 sont les mêmes que dans le projet primitif, et avaient été déduits des dimensions de la base de la grande pile n° 4, laquelle avait 15 m dans un sens et 7 m dans l'autre.

Les dimensions des bases calculées à l'aide de ces fruits sont donc les suivantes :

Piles n° 1.	4,470 m	sur	8,936 m
— n° 2.	5,092	—	10,913
— n° 3.	6,230	—	13,352
— nos 4 et 5.	7,000	—	18,31

A leur sommet, les piles sont terminées par un couronnement qui reçoit les appuis du tablier : ce couronnement est constitué, suivant chacun des côtés, par des sommiers composés de deux poutres pleines de 0,70 m de hauteur, reliées par des semelles de 4 m de largeur.

Dans les grandes faces, les semelles sont remplacées par un treillis en fer plat.

Chacun des 4 arbalétriers a une section en forme de \sqsubset composée de deux âmes de 0,60 m reliées par des cornières de 100 mm à des semelles de 0,60 m de largeur, dont l'épaisseur varie suivant la hauteur.

En outre, ces âmes sont bordées extérieurement par deux cornières qui leur donnent la raideur convenable. La face ouverte, du côté de l'intérieur, est entretoisée par un treillis en cornières, qui vient s'attacher sur les cornières bordures.

Dans le plan de la grande face, chacun des étages de 40 m est constitué par une entretoise horizontale et une croix de Saint-André. Les barres formant les croisillons et les entretoises ont la forme d'un caisson composé de 4 cornières de 70 mm, réunies par un treillis double en fer plat. Ces caissons ont 0,400 m de hauteur sur 0,344 m de largeur et viennent s'attacher sur les deux âmes des arbalétriers en pénétrant dans l'intérieur de l' \sqsubset .

Dans le plan de la petite face de la pile, les entretoises horizontales sont composées de poutres en treillis, en forme d' Γ , de 0,40 m de hauteur.

Les croisillons, dont les points d'attache correspondent à un demi-étage des grandes faces, ont une section en croix formée par la juxtaposition de deux cornières alternées.

A chaque étage et dans le plan des entretoises, se trouve un con-

treusement horizontal formé par deux croisillons en forme de caissons à treillis.

Chaque arbalétrier repose sur la maçonnerie par l'intermédiaire d'une plaque d'assise en tôle de 1 m en carré, assemblée par des goussets aux faces de l'arbalétrier.

L'amarrage de l'arbalétrier se fait par un tirant pénétrant dans l'intérieur de la pile à une profondeur calculée pour intéresser un cube suffisant de maçonnerie.

Ce tirant est claveté à sa partie inférieure sur un sommier en fer, logé dans une galerie établie sous les arbalétriers de la petite face et qui réunit les amarrages de ceux-ci.

Dans l'axe de chaque pile, on a placé un escalier tournant en fer, interrompu à chaque étage par un palier situé au point de croisement des contreventements horizontaux. Cet escalier est attaché sur deux montants verticaux formés chacun de deux cornières qui s'élèvent depuis la base jusqu'au sommet de la pile. — Cet escalier est destiné à faciliter la visite et l'entretien de toutes les parties de la pile.

§ 3. — Calcul des grandes piles 4 et 5.

Nous examinerons deux cas :

1° Le tablier porte la surcharge d'épreuve et l'effort du vent est de 150 kg par mètre carré. Ce cas donne l'effort de compression maximum dans un arbalétrier.

2° Le tablier n'est point surchargé, mais l'effort du vent est de 270 kg par mètre carré. Ce cas donne le maximum de tension dans les arbalétriers et dans les tiges d'amarrage, ainsi que l'effort maximum dans les croisillons.

1° — *Cas du vent avec surcharge.*

La réaction maxima provenant du tablier et de la surcharge est pour la pile 5, ainsi qu'il résulte du calcul spécial de ce tablier, de :

$$2 \times 266\ 770 = 533\ 540\ \text{kg.}$$

Cette réaction correspond à une charge permanente de 3 440 *kg* et à une surcharge de 4 800 *kg*, soit à une charge totale de 8 240 *k*. par mètre courant de tablier.

Le poids des appuis et du couronnement est environ de 5 600 *kg*.

La charge totale au niveau du dessous du couronnement sera donc de 538 540 *kg*.

Soit par arbalétrier $\frac{538\ 540}{4} = 134\ 630$ *kg*.

Le poids de la pile elle-même est environ de 138 447 *kg*, ce qui, pour une hauteur de 60,018 *m*, donne un poids de $\frac{138\ 447}{60,018} = 2\ 640$ *k* par mètre de hauteur.

La surface offerte au vent par mètre courant de tablier a été évaluée à 3,70 *m*².

Cette évaluation est fondée sur la même hypothèse que celle de M. Nordling dans le calcul des viaducs de la ligne de Commeny à Gannat, et nous avons continué à l'admettre; elle suppose que le vent agit horizontalement et dans une direction à peu près normale à la paroi frappée, de manière que les parties horizontales antérieures recouvrent et protègent les mêmes parties placées par derrière, ce qui est admissible pour de faibles écartements; les autres parties verticales ou inclinées ne sont pas supposées recouvrir leurs correspondantes dans la paroi postérieure.

La surface ainsi calculée est par mètre courant de :

Membrures $2 \times 0,64$	1,28 <i>m</i> ²
Longrine, rail et platelage	0,82
Montants $\frac{2 \times 2,96 \times 0,17}{3,70}$	0,27
Treillis $\frac{2 \times 7,16 \times 0,31}{3,70}$	1,20
Panneau plein $\frac{2 \times 2,96 \times 0,70}{31,80}$	0,08
Lisse de garde-corps $2 \times 0,02$	0,04
Appuis	0,01
	TOTAL 3,70 <i>m</i> ²

La surface offerte au vent par le train a été évaluée à $1,60 \text{ m}^2$ par mètre courant, suivant le croquis ci-contre.

Quant aux piles elles-mêmes, nous avons admis qu'en raison du grand écartement des faces et de la faible importance des pièces horizontales, les deux parois des petites faces étaient également frappées. Nous avons concentré, en outre, les surfaces dans les plans de chacun des étages et nous sommes arrivé aux chiffres inscrits dans le croquis ci-dessous.

Il résulte de ce qui précède que les efforts du vent par mètre courant sont :

Sur le tablier $3,70 \times 150 \text{ kg} = 555 \text{ kg}$;

Sur le train $1,60 \times 150 \text{ kg} = 240 \text{ kg}$.

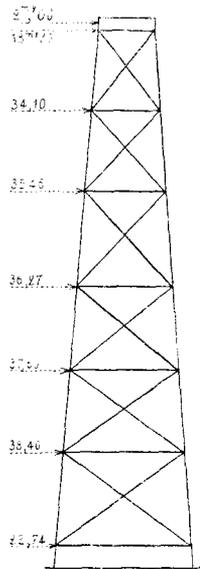
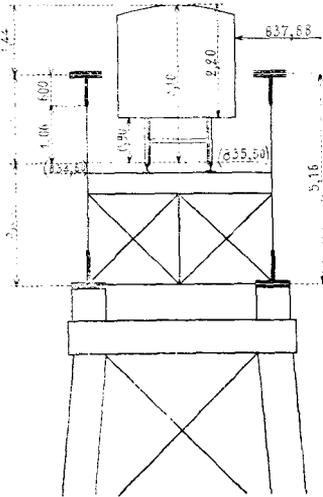
Le vent, étant supposé agir d'une manière uniforme sur toute la longueur du tablier, exercera, sur chacun de ses points d'appui, des réactions horizontales analogues aux réactions verticales produites par les charges et proportionnelles à ces dernières. Le calcul spécial du tablier montre que, pour une charge de $3\,440 \text{ kg}$ par mètre courant, la réaction verticale est de $222\,740 \text{ kg}$. Les réactions horizontales seront donc :

Celle due au tablier $222\,740 \text{ kg} \times \frac{555}{3\,440} = 35\,935 \text{ kg}$;

Celle due au train $222\,740 \text{ kg} \times \frac{240}{3\,440} = 15\,543 \text{ kg}$.

Les efforts du vent sur la pile sont obtenus à l'aide des surfaces données plus haut; ils sont inscrits dans l'épure.

Étant ainsi connus les efforts du vent, nous pouvons procéder à la détermination des efforts intérieurs dans la pile.

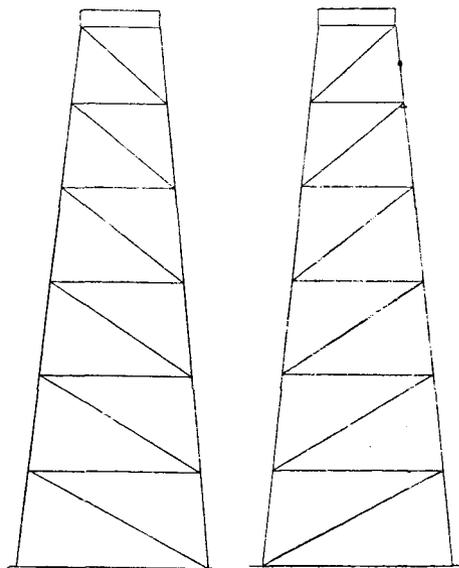


La méthode habituellement employée consiste à prendre les moments M aux divers étages d'une largeur a et à supposer que l'effort dans les arbalétriers est égal à $\frac{M}{a}$, ce qui implique le parallélisme des arbalétriers sur la hauteur d'un panneau. Les treillis sont calculés en partant des efforts tranchants horizontaux, c'est-à-dire en supposant le même parallélisme. Mais cette méthode devient tout à fait inexacte pour de grandes inclinaisons, et cette inexactitude est rendue manifeste dans le cas d'une pile complètement pyramidale dans laquelle les arbalétriers se couperaient à leur sommet. Dans ce cas, en effet, l'effort du vent provenant du tablier se décomposerait directement suivant les arbalétriers sans produire d'effort dans les treillis. Par le calcul habituel à l'aide de l'effort tranchant, on trouverait, au contraire, dans ceux-ci des efforts très considérables.

Nous avons donc préféré employer une méthode graphique qui tienne compte des inclinaisons réelles.

Cette méthode est la suivante :

Étant donnée une section quelconque, nous décomposons la force extérieure, c'est-à-dire la résultante de toutes les forces



agissant au-dessus de la section, en efforts dirigés suivant les pièces coupées par la section.

Nous observons d'abord que le système étant à croisillons doubles formant des croix de Saint-André, nous pourrions le diviser en deux systèmes tels que les suivants, qui, à cause de leur symétrie, subiront chacun la moitié des efforts.

Ceci posé, nous avons considéré six sections correspondant à chacun des six panneaux et nous avons porté, figure 1 de l'épure pl. 8, sur une

horizontale, tous les efforts du vent : nous avons pris à une distance quelconque de cette horizontale un pôle P, et nous avons tracé le polygone funiculaire fig. 2, en menant des parallèles aux obliques de la fig. 1.

AB_0 parallèle à P0
 B_0B_1 — P1
 B_1B_2 — P2
 B_2B_3 — P3 etc.

Le polygone ainsi obtenu permet de déterminer pour chaque section la position de la force extérieure, c'est-à-dire la résultante de toutes les forces situées au-dessus de la section.

En effet, pour avoir la position de la force extérieure pour une section mn , il suffira de prolonger le premier côté AB_0 et le côté B_2B_3 coupé par la section : la force extérieure à la section passe par le point d'intersection de ces deux lignes.

Cette propriété est l'application d'un principe général de la statique graphique, qui peut se démontrer facilement dans le cas particulier.

En effet : les diagonales P0 et P3 par exemple, peuvent être considérées comme représentant deux forces qui font équilibre aux forces 1, 2, 3 et qui ont par conséquent la même résultante.

Or, dans le tracé du polygone funiculaire, la ligne AB_0 représente la position de la force P0; B_0B_1 , celle de la résultante P1 des forces 0P et 01; B_1B_2 , celle de la résultante P2 des forces 0P, 1, 2 et 3.

Par suite, la résultante des forces 1, 2, 3 qui se confond avec celle des forces P0 et P3 passera par le point d'intersection des côtés AB_0 et B_2B_3 prolongés, qui représentent la position de ces deux forces. Ayant ainsi déterminé la position des diverses résultantes des forces extérieures pour chacune des sections, il est facile de les décomposer suivant les trois directions des pièces rencontrées par la section mn . Comme la résultante des forces F, F_1, F' passant par les trois pièces peut s'obtenir en composant d'abord les forces F et F' , puis la résultante de celles-ci avec la force F_1 ; en agissant inversement pour décomposer la résul-

Fig. 1.

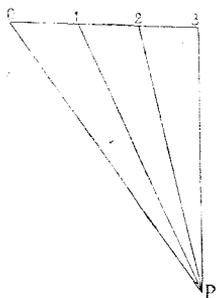
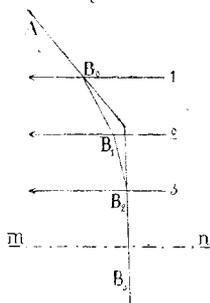
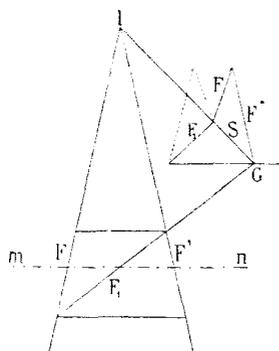


Fig. 2.



tante R suivant les trois directions, on la décomposera suivant une force F_1 passant par l'une des pièces et suivant une force S passant par le point d'intersection des deux autres pièces. Il faudra donc prolonger la direction de la diagonale jusqu'à la rencontre de la résultante des forces extérieures et décomposer celle-ci en une force F_1 suivant la diagonale, et une force S dirigée au point d'intersection I. Cette force S se décomposera à son tour en deux



forces F et F' dirigées suivant les arbalétriers. Les figures ont été tracées en divisant les forces extérieures par 4, de manière à avoir celles qui agissent dans chacune des faces et dans chacun des systèmes.

La décomposition a été faite dans l'épure pour un seul système; celle pour le second système a été obtenue en renversant la première figure : cette seconde figure est représentée en pointillé dans la figure ci-contre.

L'effort P, provenant des charges, est obtenu dans chaque section en ajoutant à la réaction 134,630 kg donnée plus haut le poids de $\frac{2640}{4}x$ de la partie de la pile située au-dessus de l'étage considéré. Comme valeur de x nous avons pris la hauteur jusqu'au bas des étages.

En ajoutant aux efforts F les efforts P, nous obtiendrons les efforts dans les arbalétriers opposés au vent. et, en retranchant la force F de la force P, les efforts dans les arbalétriers de la face située du côté du vent.

Dans le cas où la force F est supérieure à la force P, l'effort obtenu sera un effort de tension.

Le tableau suivant donne la somme $P + F$, la différence $P - F$, les sections σ des membrures, les coefficients de travail R_1 pour les arbalétriers de la face opposée au vent et les coefficients R_2 pour ceux de la face frappée par le vent.

Effort dans les arbalétriers. — Vent de 150 kil. avec surcharge.

NUMÉROS des SECTIONS	1	2	3	4	5	6
F	41 500 <i>kg</i>	65 000	81 000	94 500	104 000	114 500
P	140 873 <i>kg</i>	147 429	153 985	160 541	167 097	173 653
P — F	182 373 <i>kg</i>	212 429	234 985	255 041	271 097	288 153
P — F	99 373 <i>kg</i>	82 429	72 985	66 041	63 097	59 153
ω	33 000 <i>mm</i> ²	38 400	43 800	43 800	49 200	49 200
R ₁	5,53 <i>kg</i>	5,52	5,38	5,84	5,50	5,87
R ₂	3,02 <i>kg</i>	2,14	1,63	1,51	1,28	1 20

2^o Cas du vent sans surcharge.

Les surcharges sont les suivantes :

Réaction du tablier *kg* 222 740

Poids des appuis et du couronnement, environ 5 000

Charge totale au niveau du dessous du couronnement *kg* 227 740

$$\text{Soit par arbalétrier } \frac{227\ 740}{4} = 56\ 935$$

Poids de la pile par mètre courant *Kg.* 2 640

La surface offerte au vent par mètre courant de tablier étant de 3 m² 70, l'effort du vent par mètre courant de tablier sera :

$$3,70 \times 270 \text{ kg} = 999 \text{ kg.}$$

La réaction horizontale du tablier sur la pile, en faisant la même assimilation aux charges verticales que nous avons faite dans le cas précédent, sera :

$$227\ 740 \text{ kg} \times \frac{999}{3\ 440} = 64\ 685.$$

Les efforts dans les arbalétriers ont été obtenus par les cons-

Instructions de l'épure, qui sont les mêmes que dans le cas précédent ; les calculs sont résumés dans le tableau suivant, qui se trouve aussi reporté dans l'épure ; il donne les coefficients de travail dans les arbalétriers :

Effort dans les arbalétriers. Vent de 270 kil. sans surcharge.

NUMÉROS des SECTIONS	1	2	3	4	5	6
F	43 000 <i>kg</i>	80 000	105 000	122 000	138 500	155 000
P	63 178 <i>kg</i>	69 734	76 290	82 840	89 402	95 958
P + F	109 178 <i>kg</i>	149 734	181 290	204 846	227 902	250 958
P - F	17 178 <i>kg</i>	- 10 266	- 28 710	- 39 154	- 49 098	- 59 042
ω	33 000 <i>mm</i> ²	38 400	43 800	43 800	49 200	49 200
R ₁	3,31 <i>kg</i>	3,90	4,14	4,67	4,60	5,10
R ₂	0,52 <i>kg</i>	- 0,27	- 0,06	- 0,91	- 1,00	- 1,20

Les efforts dans les croisillons, qui résultent de l'épure, sont portés dans le tableau suivant, ainsi que leurs coefficients de travail :

Efforts dans les croisillons.

NUMÉROS des ÉTAGES	1	2	3	4	5	6
F ₁	22 800 <i>kg</i>	17 000	14 600	14 000	14 100	14 500
ω_1	4 716 <i>mm</i> ²	4 716	4 716	4 716	4 716	4 716
R	4,84 <i>kg</i>	3,61	3,10	2,97	2,99	3,08

3° Calcul des amarrages et des maçonneries.

Il nous reste à examiner la pile au point de vue de la stabilité ; le cas le plus défavorable est celui du vent sans surcharge.

Pour ce cas, le poids du tablier, des appuis et du couronnement est de	<i>Kg.</i> 227 740
Le poids de la pile	158 447
LE POIDS TOTAL	<u><u><i>Kg.</i> 386 187</u></u>

En multipliant ce poids par la moitié $\frac{18,31}{2} m$ de la longueur de la base de la pile, nous obtenons le moment de stabilité. 3 535 514

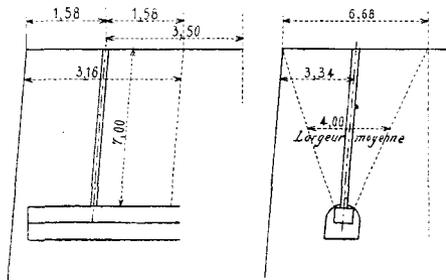
Le moment de renversement est égal à 125 416	
× 47,4 =	5 944 718
La différence est de.	<u><u>2 409 207</u></u>

Les tirants d'amarrage devront donc être à même de résister chacun à un effort de :

$$\frac{2\ 409\ 207}{2 \times 18,31} = 65\ 790\ kg.$$

La section de ces tirants ayant 129 mm de diamètre et 41 310 mm² de section, le coefficient de travail sera :

$$R = \frac{65\ 790}{41\ 310} = 3,82\ kg.$$



Le cube de maçonnerie intéressée peut s'évaluer à $7 \times 3,16 \times 4 = 88,48 m^3$, ce qui représente un poids de $88,48 \times 2\ 000 kg = 176\ 960 kg$, bien supérieur à l'effort de traction.

L'effort maximum sur les dés en pierre de taille qui supportent les arbalétriers est de :

Pour le tablier, les appuis et le couronnement. <i>Kg.</i>	134 630
Pour la pile $\frac{158\ 447}{4} =$	39 612
Poids total sur un dé en pierre.	<u>174 242</u>
Effort provenant du vent.	114 500
EFFORT TOTAL	<u><u><i>Kg.</i> 288 742</u></u>

La surface de l'appui d'un arbalétrier étant de $100\text{ cm} \times 160\text{ cm} = 16\ 000\text{ cm}^2$,

Le coefficient de travail de la pierre de taille sera de :

$$R = \frac{288\ 742}{16\ 000} = 18\text{ kg par centimètre carré.}$$

La surface des dés étant de $1,60 \times 1,60 = 25\ 600\text{ cm}^2$, le travail de la maçonnerie immédiatement au-dessous du dé sera de :

$$R = \frac{288\ 742}{25\ 600} = 11\text{ kg par centimètre carré.}$$

4° Calcul des joints.

Dans chacun des joints, les couvre-joints doivent avoir une section au moins égale à celle de la pièce coupée, et, de plus, les rivets fixant le couvre-joint de chaque côté du joint devront être en nombre tel que leur section soit aussi au moins égale à celle de la pièce coupée.

Le calcul des joints se trouve résumé dans le tableau suivant :

DÉSIGNATION	SECTION DE LA PIÈCE	SECTION DU COUVRE-JOINT	NOMBRE DE RIVETS de 23 mm DE DIAMÈTRE	
			mm	mm ²
Ames de 600×9	5 400 mm ²	$\left. \begin{array}{l} 1\text{ de } 400 \times 10 \\ 1\text{ de } 500 \times 10 \end{array} \right\} 9\ 000\text{ mm}^2$	11 rivets de 415	= 9 130
Corn. $400 \times 400 \times 10$	1 900 —	Corn. $85 \times 85 \times 13 = 2\ 041$	6 —	415 = 2 490
Semelles 600×9	5 400 —	$600 \times 9 = 5\ 400$. .	15 —	415 = 6 225

Ce calcul s'appliquera à toutes les piles, qui ont toutes les arbalétriers constitués de la même manière.

§ 4. — Calcul de la pile 3.

1^o Cas du vent avec surcharge.

La réaction maxima provenant du tablier et de la surcharge est de :

$$2 \times (121\ 339 + 122\ 640) = 487\ 958\ kg;$$

elle correspond à une charge permanente de 3 390 kg et à une surcharge de 4 800 kg par mètre courant de tablier.

Le poids des appuis et du couronnement est environ de 5 000 kg.

La charge totale au niveau du dessous du couronnement sera donc de :

$$492\ 958\ kg,$$

soit par arbalétrier :

$$\frac{492\ 958}{4} = 123\ 239\ kg.$$

Le poids de la pile elle-même est d'environ 2 640 kg par mètre courant de hauteur.

La surface offerte au vent par mètre courant de tablier est de 3,70 m².

La surface offerte au vent par le train est de 1,60 m² par mètre courant.

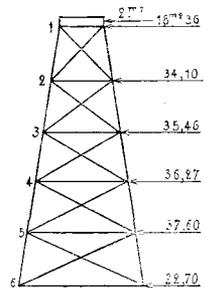
Les surfaces offertes au vent par la pile et supposées concentrées au niveau des entretoises sont données dans la figure suivante.

Il résulte de ce qui précède que les efforts par mètre courant seront :

Sur le tablier : $3,70 \times 150\ kg = 555\ kg,$

Sur le train : $1,60 \times 150\ kg = 240\ kg.$

Le vent, étant supposé agir d'une manière uniforme sur toute la longueur du tablier, exercera, sur chacun de ses points d'appui, des réactions horizontales analogues aux réactions verticales produites par les charges et proportionnelles à ces dernières; elles auront pour valeur.



Réaction due au tablier :

$$185\ 212\ kg \times \frac{555}{3\ 390} = 30\ 322\ kg.$$

Dans cette expression 185 212 est la réaction verticale due à la charge permanente sur la pile considérée, et 3 390 est la charge permanente par mètre courant de tablier.

La réaction due au train est égale à :

$$185\ 212\ kg \times \frac{240}{3\ 390} = 13\ 112\ kg.$$

Les efforts du vent sur la pile sont obtenus à l'aide des surfaces données plus haut et sont inscrits dans l'épure.

Les efforts dans les arbalétriers ont été déterminés par la même méthode que pour la pile n° 5; les constructions sont données dans l'épure, pl. 9.

Les résultats ainsi que le résumé des calculs des coefficients de travail sont donnés dans le tableau suivant, qui est également reporté dans l'épure.

La force P est obtenue pour chaque section en ajoutant à la charge de 123 239 kg trouvée plus haut le poids de $\frac{2\ 640}{4} x$ de la partie de la pile située au-dessus de l'étage considéré.

NUMÉROS des ÉTAGES	1	2	3	4	5
F.	35 000 kg	61 100	78 800	94 600	108 500
P.	129 700 kg	136 300	142 900	149 500	156 600
P + F	164 700 kg	197 400	221 700	244 100	265 100
P - F	94 700 kg	75 200	64 100	54 900	48 100
ω.	27 600 mm ²	33 000	38 400	43 800	43 800
R ₁	5,96 kg	5,98	5,78	5,58	6,05
R ₂	3,43 kg	2,28	1,67	1,25	1,10

2° Cas du vent sans surcharge.

Les charges sont les suivantes :

Réaction des tabliers	Kg.	185 212
Poids des appuis et du couronnement.		5 000

Charge totale au niveau du dessous du couronnement	Kg.	190 212
Soit par arbalétrier.	Kg.	47 553
Le poids de la pile par mètre courant est de . . .	Kg.	2 640

L'effort du vent par mètre courant de tablier est de :

$$3,70 \times 270 \text{ kg} = 999 \text{ kg.}$$

La réaction horizontale du tablier sur la pile sera (voir le cas précédent) :

$$185\ 212 \text{ kg} \times \frac{999}{3\ 390} = 54\ 580 \text{ kg.}$$

Les efforts dans les arbalétriers et dans les croisillons ont été obtenus dans l'épure, et les coefficients de travail sont donnés dans les tableaux suivants :

NUMÉROS des SECTIONS	1	2	3	4	5
F.	40 800 kg	73 300	101 000	123 200	43 400
P.	54 000 kg	60 600	67 200	73 800	80 900
P + F	94 800 kg	133 900	168 200	197 000	224 300
P - F	13 200 kg	- 12 700	- 33 800	- 49 400	- 62 500
ω.	27 600 mm ²	33 000	38 400	43 800	43 800
R ₁	3,43 kg	4,06	4,37	4,50	5,11
R ₂	0,48 kg	- 0,39	- 0,88	- 1,13	- 1,43

NUMÉROS des ÉTAGES	1	2	3	4	5
F ₁	22 100 kg	18 000	16 300	15 700	16 000
ω ₁	4 716 mm ²	4 716	4 716	4 716	4 716
R ₁	4,70 kg	3,82	3,46	3,34	3,40

3° Calcul des amarrages et des maçonneries.

Le cas le plus défavorable pour le calcul des amarrages est celui du vent sans surcharge.

Pour ce cas le poids du tablier, des appuis et du couronnement est de Kg. 190 212
 Le poids de la pile est de 133 275
 TOTAL Kg. 323 487

En multipliant ce poids par la moitié $\frac{13,352}{2}$ de la longueur de la base de la pile, nous obtenons le moment de stabilité. Kg. 2 459 509

Le moment de renversement est égal à $104\,943 \times 40,2 =$ Kg. 4 407 606

La différence est de Kg. 2 248 007

Les tirants d'amarrage devront donc être à même de résister chacun à un effort de :

$$\frac{2\,248\,007}{2 \times 13,352} = 84\,181 \text{ kg.}$$

La section de ces tirants ayant 140 mm de diamètre et 15 394 mm² de section, le coefficient de travail sera :

$$R = \frac{84\,181}{15\,394} = 5,49 \text{ kg par mm}^2.$$

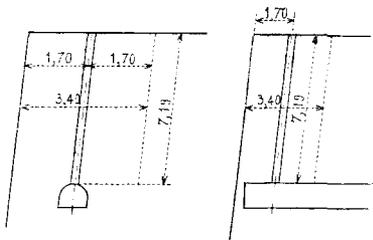
Le cube de maçonnerie intéressée peut s'évaluer à

$$7,19 \times 3,40 \times 3,40 = 83,11 \text{ m}^3,$$

ce qui représente un poids de :

$$83,11 \times 2\,000 \text{ kg} = 166\,220 \text{ kg,}$$

bien supérieur à l'effort de traction.



Quant aux dés en maçonnerie, ils sont disposés de la même manière que dans la grande pile et supportent un effort moindre que dans celle-ci; il n'est donc pas nécessaire de faire le calcul.

§ 5. — Remarques sur les piles 1 et 2.

Un calcul spécial des dimensions des fers des piles 1 et 2 n'a pas été fait; ces piles sont représentées dans l'épure de la pile 3, pl. 9, elles ne diffèrent de celle-ci que par la hauteur.

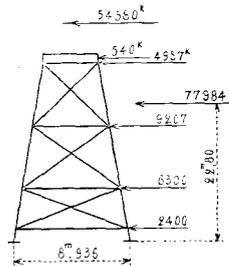
Quant au calcul de leurs amarrages, nous allons le faire en admettant les mêmes efforts sur le tablier.

Calcul des amarrages et des maçonneries de la pile 1.

Poids du tablier.	Kg. 204 224
Poids du couronnement.	5 000
Poids de la pile.	62 816
TOTAL.	Kg. 272 040

Moment de stabilité :

$$272\ 040 \times \frac{8,936}{2} = 1\ 215\ 475\ kg.$$



Le moment de renversement a été obtenu en multipliant la résultante de tous les efforts du vent par la distance de celle-ci à la base; il est égal à :

$$77\ 984 \times 22,80 = 1\ 778\ 035$$

La différence des moments est de 562 560 kg.

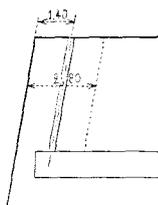
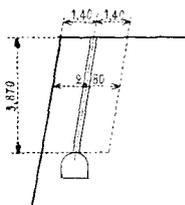
L'effort dans un tirant d'amarrage sera de :

$$\frac{562\ 560}{2 \times 8,936} = 31\ 500\ kg.$$

La section des tirants ayant 120 mm de diamètre et 11 310 mm² de section, le coefficient de travail sera :

$$R = \frac{31\ 500}{11\ 310} = 2,79\ kg\ par\ mm^2.$$

Le cube de maçonnerie intéressée peut s'évaluer à



$$3,87 \times 2,80 \times 2,80 = 30,5 \text{ m}^3,$$

ce qui représente un poids de :

$$30,5 \times 2\,000 \text{ kg} = 61\,000 \text{ kg},$$

bien supérieur à l'effort de traction.

Calcul des amarrages et des maçonneries de la pile 2.

Poids du tablier	185 212 kg
— des appuis et du couronnement	5 000
— de la pile	94 367
TOTAL	<u>284 579 kg.</u>

Moment de stabilité :

$$284\,579 \times \frac{10,913}{2} = 1\,552\,805 \text{ kg.}$$

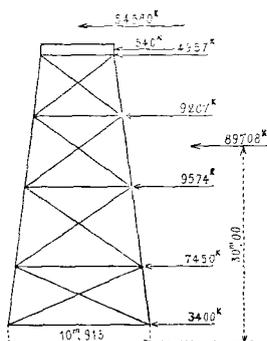
Le moment de renversement est égal à :

$$89\,708 \times 30,00 = \underline{2\,691\,240}$$

La différence est de . 1 138 435 kg.

L'effort dans un tirant d'amarrage est de :

$$\frac{1\,138\,435}{2 \times 10,913} = 52\,160 \text{ kg.}$$



La section des tirants ayant 120 mm de diamètre et 11 310 mm² de section, le coefficient de travail sera :

$$R = \frac{52\,160}{11\,310} = 4,50 \text{ kg par mm}^2.$$

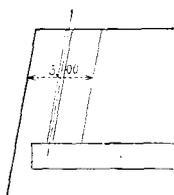
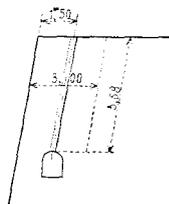
Le cube de maçonnerie intéressée peut s'évaluer à :

$$3 \times 3 \times 5,68 = 51,12 \text{ m}^3$$

ce qui représente un poids de :

$$102\,240 \text{ kg},$$

bien supérieur à l'effort de traction.



TROISIÈME PARTIE

—

ARCHE CENTRALE

Description sommaire.

La grande arche présente une corde de 165 m de longueur; la flèche d'intrados est de $51,858\text{ m}$ et sa hauteur à la clef de 10 m .

Elle se compose de deux fermes principales en treillis placées symétriquement, par rapport au plan médian de l'arche, dans des plans obliques à ce dernier.

Il en résulte que leur écartement, qui est de 20 m aux naissances, va en diminuant à mesure qu'on se rapproche de la clef où il n'est plus que de $6,2815\text{ m}$ mesuré à l'extrados.

Le fruit des plans des fermes est de $0,11088\text{ m}$ par rapport à la verticale.

Cette disposition a pour effet de donner une grande stabilité à l'arche, pour lui permettre de résister à l'effort des vents violents.

Les fermes principales affectent la forme d'un croissant dont la fibre moyenne est une parabole; elles présentent une grande hauteur à la clef et se terminent en pointe à chaque naissance où elles s'appuient sur les retombées par l'intermédiaire de rotules. — L'avantage de cette forme est de permettre de supprimer les tympanes dont le rôle, difficile à apprécier par le calcul, peut varier considérablement par l'effet des dilatations ou des déplacements de surcharge et dont les dimensions inusitées nécessiteraient l'emploi d'une quantité énorme de métal.

En effet, par la rigidité propre que cette forme donne aux fermes, elle leur permet de résister, indépendamment de toutes pièces accessoires, aux déformations résultant de l'inégale distribution des charges, et elle présente, en outre, l'avantage de faire disparaître toute indétermination sur le point de passage aux naissances de la résultante des forces ; ce point de passage, qui est donné par le contact de la rotule sur le coussinet, reste invariable, quelles que soient les déformations des fermes.

Chaque ferme comporte une membrure d'intrados et une membrure d'extrados reliées l'une à l'autre par des treillis et des montants verticaux, excepté dans les panneaux adjacents aux naissances, où elles se réunissent pour former des panneaux pleins.

Ces membrures sont en forme de caissons dont la face intérieure reste ouverte ; ces caissons se composent de deux âmes de 0,60 *m* de hauteur, raidies par deux cornières de bordure et reliées aux semelles par quatre cornières. Les semelles sont elles-mêmes formées par un nombre variable de tôles de 0,65 *m* de largeur. Un treillis en cornières rivé, sur les cornières de bordure, entretoise les âmes dans le plan de la face ouverte des caissons.

Les montants verticaux et les croix de Saint-André sont composés de quatre fortes cornières reliées par un treillis en petit fer plat ; dans les barres intérieures des panneaux n^{os} 2 et 3, le treillis est remplacé par une âme pleine. — Le panneau n^o 1, près de la retombée, ne forme qu'un seul caisson. Les diagonales y sont remplacées par des tôles de 12 *mm* d'épaisseur, renforcées par des cornières.

Les fermes sont reliées entre elles par des entretoises horizontales formées chacune de quatre cornières de 70 *mm*, reliées par un treillis en fer plat, sauf à la retombée où ce treillis est remplacé par une âme pleine convenablement renforcée. En outre, dans le plan de ces entretoises et des montants des arcs, se trouve un contreventement vertical. Chaque barre de contreventement a une section en croix formée par la juxtaposition de deux cornières.

La liaison des deux arcs est enfin complétée par deux puissants contreventements disposés l'un dans le plan de l'intrados, l'autre dans celui de l'extrados. Ces contreventements sont cons-

titués par des caissons carrés, formés de quatre cornières d'angle, réunies sur les faces par un treillis double en fer plat.

CHAPITRE I^{er}

Détermination des charges admises dans les calculs.

§ 1^{er}. — Établissement des hypothèses de surcharges.

Les dimensions des différentes parties de l'arc sont déterminées par la considération des charges qu'il est appelé à supporter, et par celle des efforts du vent auxquels il peut être soumis, soit pendant le passage des trains, soit pendant les ouragans qui rendent toute circulation impossible.

Nous commencerons par déterminer le travail de l'arc dans les hypothèses suivantes :

1^o L'arc ne porte aucune surcharge et n'est soumis qu'au poids propre de la construction ;

2^o La surcharge d'épreuve s'étend sur toute la longueur du tablier, comprise entre les deux grandes piles-culées ;

3^o La surcharge s'étend seulement sur le tablier central d'une palée à l'autre, sur une longueur de 74 m ;

4^o La surcharge ne s'étend que sur une des moitiés du tablier, comprise entre la clef de l'arc et l'une des piles-culées.

Il importe d'abord de déterminer, dans ces différentes hypothèses, quelles sont les charges qui agissent sur l'arc, soit par l'effet du tablier, soit par l'effet du poids propre de l'arc.

Nous entendrons toujours par arc, l'ensemble des deux fermes qui constituent l'ouvrage. Ces deux fermes sont semblables et toujours semblablement chargées. De plus, nous assimilerons l'ensemble de ces deux fermes inclinées à une ferme unique qui

serait placée dans le plan vertical moyen. L'augmentation des efforts provenant de l'inclinaison des plans de têtes n'étant que de 6 par 0/00 est tout à fait négligeable.

§ 2. — *Détermination des charges et surcharges adoptées.*

Les surcharges par mètre courant, de la circulaire ministérielle du 9 juillet 1877, s'élèvent pour les tabliers latéraux, dont les travées ont une longueur minima de 51,80 m, à 3 900 kg et pour le tablier central, dont les travées ont une longueur de 24,64 m, à 4 500 kg

Quant aux charges, elles résultent des métrés des différentes parties de l'ouvrage qui donnent les résultats suivants :

DÉSIGNATION	POIDS DU MÉTAL Y COMPRIS LA PASSERELLE	LONGUEUR DU TABLIER	POIDS PAR MÈTRE COURANT DE TABLIER
Tablier Marvejols	835 351 kg	270,340 m	3 090 kg
Tablier Central	192 192 kg	73,920 m	2 600 kg
Tablier Neussargues	326 088 kg	103,840 m	3 140 kg

Le poids des rails, des traverses de la voie et des trottoirs est de 300 kg par mètre courant ; les poids propres des tabliers par mètre courant sont donc les suivants :

- Tablier Marvejols 3 390 kg ;
- Tablier central 2 900 kg ;
- Tablier Neussargues 3 440 kg .

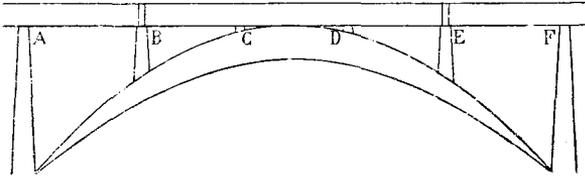
§ 3. — *Réactions des tabliers sur l'arc dans les différentes hypothèses.*

a) **TABLIER MARVEJOLS.**

La réaction T_0 sur la palée B est donnée par la formule :

$$(1) \quad T_0 = \frac{pl}{2} - \frac{\mu}{t},$$

l étant l'ouverture AB, p la charge par mètre courant de tablier



et μ le moment fléchissant sur l'appui A. Ce moment est donné par la formule générale des poutres droites à cinq travées :

$$\mu = \frac{p_1(30l_1 + 26l_1^2 l_2) + p_2(22l_1 l_2 + 19l_2^2) - p_3(6l_1 l_2 + 5l_2^2) + p_4(2l_1 l_2 + l_2^2) - p_5 l_1 l_2}{4(60l_1 + 104l_1 l_2 + 45l_2^2)},$$

qui devient, en introduisant les données suivantes :

$$l_1 = 51,80 \text{ m} \quad l_2 = 55,50 \text{ m},$$

$$(2) \quad \mu = 173,97 p_1 + 156,65 p_2 - 42,00 p_3 + 11,35 p_4 - 3,22 p_5.$$

Appliquons ces formules aux différents cas que nous avons à considérer.

1^{er} Cas. — La charge permanente agit seule.

Ce cas correspond à la première hypothèse de charge de l'arc.

Les poids par mètre courant de tablier dans les différentes travées sont tous égaux :

$$p_1 = p_2 = p_3 = p_4 = p_5 = 3\,390 \text{ kg}.$$

La formule (2) nous fournit :

$$\mu = 1\,005\,980;$$

La formule (1) :

$$T_0 = 68\,382 \text{ kg}.$$

2^e Cas. — La surcharge agit seule et dans la travée AB seulement.

Ce cas correspond à la deuxième et à la quatrième hypothèse de charge de l'arc, et donne le maximum de l'effort tranchant au-dessus de la palée B.

Les poids à considérer sont dans ce cas :

$$p_1 = 3\ 900\ kg \text{ et } p_2 = p_3 = p_4 = p_5 = 0.$$

En les introduisant dans la formule (2),

Le moment sera :

$$\mu = 678\ 483,$$

et la formule (1) nous donne :

$$T_0 = 87\ 910\ kg.$$

b) **TABLIER CENTRAL.**

Les réactions sur les palées B et E, dans le cas de trois travées égales et d'une charge uniforme sur les trois travées, sont données par la formule connue :

$$(1) \quad T_0 = \frac{4}{10} p l$$

et le moment sur les appuis par la formule :

$$(2) \quad \mu = \frac{p l^2}{40},$$

où p est la charge par mètre courant de tablier, l la longueur des travées.

En remplaçant l par sa valeur $24,64\ m$, les formules deviennent :

$$(a) \quad T_0 = 9,856\ p,$$

$$(b) \quad \mu = 60,712\ p.$$

Les réactions en C et D seront :

$$R = \frac{3}{2} p l - T_0.$$

Remplaçant T_0 par sa valeur, formule (a) :

$$R = \frac{11}{10} p l.$$

Et pour :

$$l = 24,64\ m.$$

$$(c) \quad R = 27,104\ p.$$

1^{er} Cas. — La charge permanente agit seule.

Ce cas correspond à la première hypothèse de charge de l'arc.
Le poids par mètre courant de tablier est :

$$p = 2\ 900\ kg.$$

La formule (a) nous fournit :

$$T_0 = 28\ 583\ kg.$$

La formule (c) :

$$R = 78\ 570\ kg.$$

2^e Cas. — La surcharge agit seule sur les trois travées.

Ce cas correspond à la 2^e et à la 3^e hypothèse de charge de l'arc.

Le poids à considérer dans ce cas est :

$$p = 4\ 500\ kg,$$

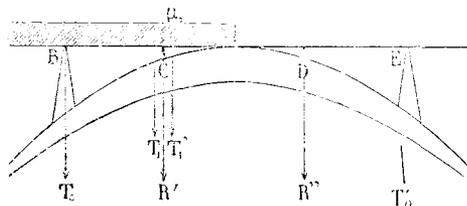
et les formules (a) et (c) nous donnent :

$$T_0 = 44\ 352\ kg,$$

$$R = 121\ 968\ kg.$$

3^e Cas. — La surcharge agit seule sur la moitié du tablier.

Les formules habituellement employées ne sont pas établies pour ce cas : il est facile, néanmoins, d'avoir les valeurs approchées de chacune des réactions ; on peut supposer, en effet, que la réaction T_0 reste la même



que dans le cas de la surcharge générale et est égale à $\frac{4}{10} pl$, ce qui donne pour μ_1 la valeur précédente.

Soit :

$$\mu_1 = \frac{pl^2}{10}.$$

L'effort tranchant à gauche de C est de $\frac{6}{10} p l$; l'effort tranchant à droite est égal à la réaction que donnerait la travée CD en la supposant discontinue en C, augmentée du terme représentant la continuité.

On a donc :

$$T_1 = \frac{3}{4} \frac{p l}{2} + \frac{p_1}{l};$$
$$T_1 = \frac{3 p l}{8} + \frac{p l}{10} = \frac{19}{40} p l.$$

Quant à R', il est par différence égal à :

$$\frac{1}{40} p l.$$

En prenant pour p la valeur 4 500 *kg*

Et pour l la valeur 24,64 *m*,

Le calcul numérique donne :

$$T_0 = 44\ 352\ \textit{kg},$$

$$R = 119\ 496\ \textit{kg},$$

$$R' = 2\ 772\ \textit{kg}.$$

Une construction de statique graphique sur laquelle il est inutile de s'arrêter, donne les valeurs suivantes :

$$T_0 = 44\ 730\ \textit{kg},$$

$$R = 118\ 240\ \textit{kg},$$

$$R' = 3\ 340\ \textit{kg}.$$

Ce sont ces valeurs, très peu différentes des précédentes, que nous introduirons dans les calculs postérieurs.

c) TABLIER NEUSSARGUES.

La réaction T_0 sur la palée E est donnée par la formule suivante :

$$T_0 = \frac{p l}{2} - \frac{p_1'}{l}.$$

Ce moment p_1' est donné par la relation :

$$p_1' = \frac{(p_1 + p_2) l^2}{16}$$

qui pour $l = 51,80\ \textit{m}$ devient

$$p_1' = 167,70 (p_1 + p_2)$$

1^{re} Cas. — La charge permanente agit seule.

$$\begin{aligned} \text{On a } p_1 &= p_2 = 3\,440 \text{ kg,} \\ p'_1 &= 11\,527\,76 \text{ kg,} \\ \text{et } T_0 &= 66\,822 \text{ kg.} \end{aligned}$$

2^e Cas. — La surcharge agit seule dans la travée E F.

Les poids à considérer sont dans ce cas :

$$\begin{aligned} p_1 &= 3\,900 \text{ kg et } p_2 = 0, \\ \text{On a } p'_1 &= 654\,030, \\ \text{et } T_0 &= 88\,386 \text{ kg.} \end{aligned}$$

Les résultats qui précèdent peuvent se grouper dans le tableau suivant :

Tableau des réactions agissant sur l'arc dans les différentes hypothèses de charges.

	B	C	D	E
1^{re} HYPOTHÈSE				
<i>Charge permanente seule.</i>				
Tablier Marvejols	68 382 kg	»	»	»
Tablier Central	28 583	78 570 kg	78 570 kg	28 583 kg
Tablier Neussargues	»	»	»	66 822
TOTALS	96 965 kg	78 570 kg	78 570 kg	95 405 kg
2^e HYPOTHÈSE				
<i>Surcharge sur toute l'étendue de l'arc.</i>				
Tablier Marvejols	87 910 kg	»	»	»
Tablier Central	44 352	121 968 kg	121 968 kg	44 352 kg
Tablier Neussargues	»	»	»	88 386
TOTALS	132 262 kg	121 968 kg	121 968 kg	132 738 kg
3^e HYPOTHÈSE				
<i>Surcharge du tablier central.</i>				
Tablier Central	44 352 kg	121 968 kg	121 968 kg	44 352 kg
4^e HYPOTHÈSE				
<i>Surcharge sur la moitié de l'arc.</i>				
Tablier Marvejols	87 910 kg	»	»	»
Tablier Central	44 730	118 240 kg	3 340 kg	»
TOTALS	132 640 kg	118 240 kg	3 340 kg	»

§ 4. — Réactions définitives entrant dans les calculs.

A chacun des poids totaux qui précèdent, il faut ajouter les poids propres des palées B et E.

Le poids de chacune de ces palées est, d'après le métré, de	35 823 kg
Celui des deux appuis du tablier latéral est de . . .	2 000
Celui des deux appuis du tablier central est de . . .	1 048
Poids total de la palée.	<u>38 871 kg.</u>

On observera que les réactions des tabliers en B et en E, augmentées du poids propre des palées, se répartissent également entre les montants VIII et IX ou VIII' et IX' et que les réactions en C et D se portent sur les montants XII et XII'.

La charge de chacun de ces montants dans les différentes hypothèses examinées sera donc :

Dans la première hypothèse :

Montants VIII et IX; $\frac{1}{2}$ (96 963 kg + 38 871 kg) =	67 918 kg.
Montant XII	= 78 370 kg.
De même pour les points symétriques.	

Dans la deuxième hypothèse :

Montants VIII et IX; $\frac{1}{2}$ 132 262 kg.	= 66 131 kg.
Montant XII.	= 121 968 kg.

Dans la troisième hypothèse :

Montants VIII et IX; $\frac{1}{2}$ 44 352 kg	= 22 176 kg.
Montant XII.	= 121 968 kg.
Il en est de même pour les points symétriques.	

Dans la quatrième hypothèse :

Montants VIII et IX; $\frac{1}{2}$ (132 640).	= 66 320 kg.
Montant XII	= 118 240 kg.
Montant XIII	= 3 340 kg.

§ 5. — Poids de l'arc.

L'avant-métré donne pour le grand arc un poids total de 1 053 054 kg. Ce poids, réparti suivant chacun des montants, donne les charges suivantes sur chacun d'eux :

Appui	21 065 kg
Montant n° I. Poids propre	41 905
— II. —	42 760
— III. —	44 416
— IV. —	44 609
— V. —	43 632
— VI. —	43 763
— VII. —	44 540
— VIII. —	35 298
— IX. —	30 921
— X. —	33 914
— XI. —	32 783
— XII. —	33 543
— XIII. —	34 376
	527 527 kg

C'est avec tous les éléments qui précèdent que nous allons établir les calculs de l'arc, en commençant par la détermination de la poussée.

CHAPITRE II

Calcul de l'Arc sous l'effet des charges et sous l'influence de la température.

§ 1^{er}. — *Éléments entrant dans le calcul des poussées et variation de la corde sous l'effet d'une poussée connue.*

Pour la détermination des poussées, qui s'effectue, comme on sait, en égalant à zéro le déplacement horizontal des retombées, nous sommes parti de l'équation générale de déformation suivant l'axe des x , donnée par M. Bresse dans son *Cours de Mécanique appliquée*, tome I, p. 89, édition de 1839.

Cette équation est la suivante :

$$\Delta x_1 = \Delta x_0 - p_0 (y_1 - y_0) + \tau (x_1 - x_0) + \int_{x_0}^{x_1} \left(\frac{N}{e} - \frac{P}{K e} \frac{dy}{dx} \right) dx - \int_{s_0}^{s_1} (y_1 - y) \frac{X \sin \delta \cos \nu}{e r^2} ds.$$

Cette formule suppose que les forces extérieures peuvent être dans des plans en dehors du plan de l'arc. — Elle se simplifie beaucoup : 1^o si toutes les charges sont verticales et agissent dans le plan de l'arc, cas pour lequel $\sin \delta = 1$, $\cos \nu = 1$; 2^o si les points $x_0 y_0$ et $x_1 y_1$ sont les deux retombées O et O', situées sur une même horizontale, dont la longueur représentant la corde de l'arc est l , et si l'on prend pour origine le point O et pour axe des x la ligne OO'; on a dans ce cas $x_0 = 0$, $y_0 = 0$, $x_1 = l$, $y_1 = 0$; 3^o si on néglige pour le moment l'influence de la température qui sera étudiée séparément.

Δx_1 devient dans ce cas le déplacement de la retombée O' par rapport à l'origine supposée fixe, auquel cas $\Delta x_0 = 0$.

La formule devient ainsi :

$$\Delta x_1 = \int_{x_0}^{x_1} \left(\frac{N}{e} - \frac{P}{K e} \frac{dy}{dx} \right) dx + \int_{s_0}^{s_1} y \frac{X}{e r^2} ds,$$

dans laquelle les lettres ont les représentations suivantes :

x et y , les coordonnées de la fibre moyenne qui passe par le centre de gravité de toutes les sections;

s , la longueur mesurée suivant la fibre moyenne entre la section et l'origine;

N , la somme des projections de toutes les forces extérieures sur la tangente au point (x, y) de la fibre moyenne, c'est-à-dire leur composante normale à la section;

P , la somme des projections de toutes les forces extérieures sur le plan de la section, c'est-à-dire leur composante dans le plan même de la section considérée;

X , le moment fléchissant de toutes les forces extérieures, par rapport à la section, et dont l'axe représentatif est dans le plan de la section : nous le désignerons par μ ;

e est la valeur $E \Omega$ dans laquelle E est le module d'élasticité pour les efforts longitudinaux, que nous prendrons égal à 16×10^9 , et Ω l'aire de la section;

$e r^2$ est la valeur $E I$ dans laquelle I est le moment d'inertie de la section;

K , le rapport du module d'élasticité transversale G au module E d'élasticité longitudinale.

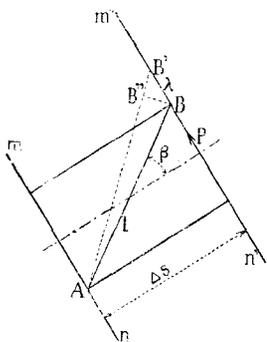
En introduisant ces nouvelles notations, la formule devient :

$$\Delta x_1 = \int_{x_0}^{x_1} \left(\frac{N}{E} - \frac{P}{G \Omega} \frac{dy}{dx} \right) dx + \int_0^{s'} \frac{\mu}{E I} y ds,$$

Cette formule peut aussi s'écrire :

$$\Delta x_1 = \int_{x_0}^{x_1} \left(\frac{N}{E \Omega} \right) dx - \int_{x_0}^{x_1} \frac{P}{G \Omega} \frac{dy}{dx} dx + \int_0^{s'} \frac{\mu}{E I} y ds.$$

Dans cette formule le premier terme représente la déformation produite par les efforts normaux à la section; le deuxième, celle due aux efforts tranchants; le troisième, celle due aux moments.



Dans le cas d'ares à treillis les membrures résistent aux efforts développés par les moments; elles résistent aussi aux efforts normaux N , dont une faible partie est transmise par les treillis. (Nous négligerons son influence sur les treillis.)

Les efforts tranchants, au contraire, peuvent être considérés comme agissant dans le treillis; par conséquent, si nous voulons introduire dans notre formule la déformation produite par les efforts tranchants, il faudra faire intervenir les sections des treillis.

Nous allons déterminer la déformation d'un élément Δs sous l'action d'un effort tranchant P .

Soient mn et $m'n'$ deux sections voisines;

- AB une barre de treillis de longueur l ;
- ϕ l'angle de la barre avec la fibre moyenne.

Sous l'action d'un effort tranchant P , le point B se déplacera dans le plan de la section $m'n'$ d'une quantité $BB' = \lambda$. Il en résultera un allongement de la barre égal à $B'B'' = \lambda \sin \phi$.

L'allongement de la barre peut aussi s'exprimer en fonction de l'effort F qui agit en elle et de sa section ω ; il est égal à :

$$B'B'' = \frac{F}{\omega E} .$$

Égalant les deux valeurs trouvées et remplaçant l par sa valeur $\frac{\Delta s}{\cos \phi}$, il vient :

$$\lambda \sin \phi = \frac{F \cdot \Delta s}{\omega \cdot E \times \cos \phi}$$

d'où la force :

$$F = \frac{\lambda \cdot \sin \phi \cdot \cos \phi \cdot \omega \cdot E}{\Delta s} .$$

Nous pouvons écrire :

$$F \sin \beta = \frac{\lambda \cdot \sin^2 \beta \cdot \cos \beta \cdot \omega \cdot E}{\Delta s}.$$

Dans le cas où le système des barres de treillis est multiple, nous aurons :

$$\sum F \cdot \sin \beta = P = \frac{\lambda E \Sigma (\sin^2 \beta \cdot \cos \beta \cdot \omega)}{\Delta s}$$

et

$$\lambda = \frac{P \cdot \Delta s}{E \Sigma (\sin^2 \beta \cdot \cos \beta \cdot \omega)}.$$

Cette expression représente le déplacement de la section $m'n'$ par rapport à la section mn , dans son propre plan.

Pour avoir le déplacement horizontal correspondant, il suffit de multiplier λ par $\sin z$, z étant l'inclinaison de l'élément sur l'horizontale, ou bien de remplacer $ds \sin z$ par dy .

La somme des déplacements horizontaux du point O au point O' sera représenté par :

$$\int_0^{o'} \frac{P \, dy}{E \Sigma (\sin^2 \beta \cdot \cos \beta \cdot \omega)}.$$

Introduisant cette expression dans la formule, au lieu de l'expression

$$\int_{x_0}^{x_1} \frac{P}{G \Omega} \frac{dy}{dx} dx,$$

ce qui revient à remplacer $G \Omega$ par $\Sigma \sin^2 \beta \cdot \cos \beta \cdot \omega$, il vient :

$$\Delta x_1 = \int_{x_0}^{x_1} \frac{N}{E \Omega} dx - \int_0^{o'} \frac{P \, dy}{E \Sigma (\sin^2 \beta \cdot \cos \beta \cdot \omega)} + \int_0^{o'} \frac{p \cdot y \cdot ds}{E \cdot I}.$$

Cette formule va nous permettre de déterminer l'expression de la poussée.

A cet effet nous remarquerons que les forces N et P , ainsi que les moments p , proviennent de deux causes : les charges verticales et la poussée.

Désignons par $+ N'$, $- P'$, $- \rho'$ les efforts qui sont dus aux forces verticales; ceux qui sont dus à la poussée Q sont :

Pour l'effort normal. $Q \cos z$,
 Pour l'effort tranchant. $Q \sin z$,
 Pour le moment $Q y$

Introduisons ces valeurs dans notre formule; elle devient, en tenant compte des signes :

$$\begin{aligned} \Delta x_1 &= \int_{x_0}^{x_1} \frac{N'}{E \Omega} dx - \int_0^{o'} \frac{P' dy}{E \Sigma (\sin^2 \beta \cdot \cos \beta \cdot \omega)} - \int_0^{o'} \frac{\rho' \cdot y \cdot ds}{EI} \\ &= \int_{x_2}^{x_1} \frac{Q \cdot \cos z \cdot dx}{E \Omega} + \int_0^{o'} \frac{Q \cdot \sin z \cdot dy}{E \Sigma (\sin^2 \beta \cdot \cos \beta \cdot \omega)} + \int_0^{o'} \frac{Q y^2 ds}{EI} . \end{aligned}$$

De cette expression nous tirons la valeur de la poussée :

$$Q = \frac{- \int_{x_0}^{x_1} \frac{N' dx}{E \Omega} + \int_0^{o'} \frac{P' dy}{E \Sigma (\sin^2 \beta \cdot \cos \beta \cdot \omega)} + \int_0^{o'} \frac{\rho' y ds}{EI}}{\int_{x_0}^{x_1} \frac{\cos z dx}{E \Omega} + \int_0^{o'} \frac{\sin z dy}{E \Sigma (\sin^2 \beta \cdot \cos \beta \cdot \omega)} + \int_0^{o'} \frac{y^2 ds}{EI}}$$

Nous remarquerons que, dans cette formule, le dénominateur est indépendant des charges et sera le même pour le calcul de toutes les poussées.

Pour ces calculs, les \int ont été remplacées par des Σ et les dx et ds par Δx et Δs . A cet effet l'arc a été partagé en 27 éléments donnant 27 sections.

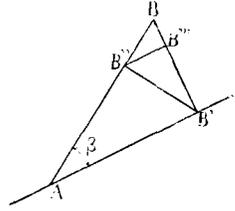
Les éléments correspondent aux distances des montants et les sections ont été faites au milieu des éléments.

Les dimensions principales et les données générales pour les calculs sont données dans l'épure, pl. 10; elles sont également données dans le tableau n° 1.

Les valeurs des I ont été obtenues par la formule $I = \frac{1}{2} (\omega r)^2 + I_0$ dans laquelle ω est la section d'une membrure, I_0 son

moment d'inertie par rapport à son propre centre de gravité, et r' la distance du centre de gravité à l'axe passant par le centre de gravité de la section de l'arc.

L'expression $\Sigma(\omega \cdot \sin^2 \beta \cdot \cos \beta)$ a été construite dans l'épure (pl. II) pour chaque section, en portant une longueur AB représentant la section, sur la direction de la barre, en la projetant sur la direction de la fibre moyenne, et l'on obtient ainsi :



$$\overline{AB'} = \overline{AB} \cos \beta.$$

En projetant ensuite le point B' sur la direction AB, nous avons obtenu :

$$\overline{B'B''} = \overline{AB'} \cdot \cos \beta \cdot \sin \beta = \overline{AB'} \sin \beta.$$

En menant enfin B''B''' parallèle à AB', nous avons obtenu pour chaque barre :

$$\overline{B''B'''} = \overline{AB'} \cdot \cos \beta \cdot \sin^2 \beta = \omega \cdot \cos \beta \cdot \sin^2 \beta,$$

et en ajoutant pour chaque section les valeurs correspondant aux deux systèmes de barres, nous avons obtenu les :

$$\Sigma(\omega \sin^2 \beta \cdot \cos \beta),$$

qui sont inscrits dans le tableau n° 1, col. 14.

Nous remarquerons que pour la première section, l'âme pleine remplaçant le treillis, c'est elle qui résiste à l'effort tranchant et pour cette section $E \Sigma(\omega \cos \beta \sin^2 \beta)$ est à remplacer par $\omega' G$, ω' étant la section des âmes, et G étant le coefficient d'élasticité transversale que nous avons pris égal à $\frac{1}{3} E$, ce qui est généralement admis; il en résulte que, pour la section, 1, $\Sigma(\omega \sin^2 \beta \cos \beta)$ est à remplacer par $\frac{\omega'}{3}$.

Nous avons calculé premièrement le dénominateur à l'aide des éléments du tableau précédent; les trois termes du dénominateur sont donnés dans le tableau n° 2.

Le dénominateur est égal à la somme de ces trois-termes :

$$\begin{aligned} &\text{égal à } 0,000.002.179.0785 + 0,000.000.016.2703 \\ &\quad + 0,000.000.249.8421 = 0,000.002.445.19090 \end{aligned}$$

§ 2. — *Calcul de la poussée correspondant à la charge permanente.*

Le premier cas que nous examinerons est celui de la charge permanente seule. Le tableau n° 3 donne les charges sur chacun des montants, col. 4; nous en avons déduit la force extérieure F' pour les sections, qui est la somme de toutes les forces verticales à gauche de la section, puis nous avons calculé :

Les forces normales N' qui sont égales à $F' \times \sin z$
et les forces P' égales à $F' \times \cos z$;

Et enfin les moments μ' des forces verticales.

Ces moments sont donnés par la formule :

$$\mu' = R r - \Sigma P a$$

R désignant une des réactions verticales des appuis, r la distance horizontale de la réaction à la section considérée, et ΣPa la somme des produits de toutes les forces qui agissent sur l'arc d'un côté de la section par leur distance horizontale à la section.

Dans les trois dernières colonnes du tableau nous avons donné aussi les éléments des trois termes qui forment le numérateur de l'expression de la poussée, lequel est obtenu en faisant la somme algébrique des trois dernières colonnes.

En divisant le numérateur par le dénominateur trouvé plus haut, nous avons trouvé la poussée, qui est :

$$Q = \frac{1,288299823}{0,00000244519090} = 526\ 871\ kg.$$

§ 3. — *Calcul des poussées correspondant aux surcharges.*

Pour les différents cas de surcharges, le calcul a été fait en supposant que la surcharge agissait seule ; les poussées ont été déterminées exactement de la même manière que pour la charge

permanente, les éléments des calculs sont donnés dans les trois tableaux nos 4, 5, 6.

Nous remarquerons que, comme cela a été fait dans le cas précédent, et comme cela peut toujours se faire pour des charges symétriques, les sommes n'ont été faites que d'une des naissances à la clef.

Dans le cas de charges dissymétriques, les sommes sont à prendre d'une naissance à l'autre, et comme dénominateur, il suffit, puisque l'arc est symétrique, de prendre le double de celui trouvé précédemment.

§ 4. — *Détermination des coefficients de travail des membrures.*

Connaissant maintenant les poussées exactes, il devient facile de déterminer, dans chaque hypothèse, les coefficients de travail pour les membrures. Les formules qui donnent les coefficients sont, pour l'intrados :

$$R_i = \frac{N}{\Omega} - \frac{v \mu}{I}.$$

Pour l'extrados :

$$R_e = \frac{N}{\Omega} + \frac{v \mu}{I}.$$

Dans ces formules :

N désigne l'effort de compression total et est égal à :

$$N = Q \cdot \cos z$$

et $\mu = \mu' - Q y$

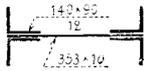
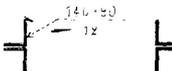
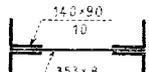
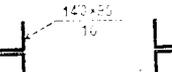
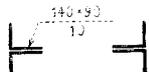
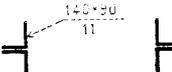
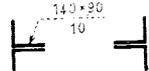
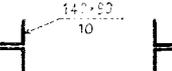
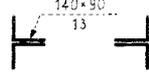
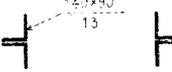
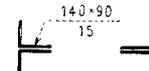
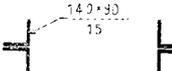
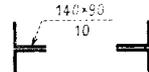
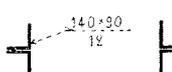
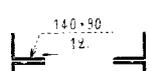
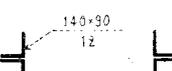
La suite des tableaux 7, 8, 9, 10 donne le résumé des calculs des coefficients de travail dans les différentes hypothèses.

Dans chacun des tableaux relatifs à la surcharge on a additionné les coefficients dus à la charge permanente, de manière que les deux dernières colonnes représentent les coefficients totaux.

Nous avons considéré comme positifs les efforts de compression et comme négatifs les efforts de tension.

§ 5. — *Calcul des treillis.*

Les sections des barres de treillis sont données dans le tableau ci-contre :

NUMÉROS DES SECTIONN	BARRES INTÉRIEURES		BARRES EXTÉRIEURES	
	COMPOSITION DES BARRES	SECTION D'UNE BARRE	COMPOSITION DES BARRES	SECTION D'UNE BARRE
2		<i>m²</i> 14 114		<i>m²</i> 10 464
3		11 720		8 800
4		8 800		9 636
5, 6, 9		8 800		8 800
7, 13		11 284		11 284
8, 10		12 900		12 900
11, 12		8 800		10 464
14		10 464		10 464

Les efforts dans les treillis proviennent des efforts tranchants P , lesquels sont donnés par la formule :

$$P = P' \dots Q \sin \alpha.$$

Mais, comme dans le calcul nous ne devons faire intervenir que la projection des surfaces sur le plan de la section, nous coupons les deux systèmes de barres par un plan parallèle à la section, et nous projetons graphiquement les deux sections représentées par des lignes sur la ligne de section (voir épure Pl. 41). C'est la somme de ces projections qui figure dans le tableau n° 41, lequel donne également les coefficients de travail maximum.

§ 6. — *Influence de la température.*

L'effet d'une variation de température tend à augmenter ou à diminuer la longueur de la corde; mais, comme celle-ci est rendue fixe par la nature même de la construction, l'effet de cette variation est de donner naissance à une poussée qui est précisément égale à celle qu'il faudrait appliquer à l'arc pour le ramener dans sa position primitive, si ses extrémités étaient libres de se mouvoir. Cette poussée modifie le travail de l'arc, en même temps qu'elle intervient comme un nouvel élément de déformation.

Pour une variation de 1 degré, la corde s'allongerait de $0,000,012m$ par mètre, soit pour $165 m$ de $1,98 mm$. Nous estimons que l'arc ne subira jamais une variation de plus de 30 degrés en dessus ou en dessous de la température à laquelle sera fait le montage de l'arc à l'atelier; ce changement donnera une variation de $59,4 mm$.

La poussée devra être telle qu'elle produise une variation de la longueur de la corde égale et de signe contraire de celle que produit la température.

La variation de longueur de la corde produite par une poussée Q est la suivante :

$$x_1 = \int_0^{l'} \frac{Q \cos \alpha \, dx}{E \Omega} - \int_0^{l'} \frac{Q \sin \alpha \, dy}{E \Sigma (\sin^2 \beta \cos \beta \omega)} + \int_0^{l'} \frac{Q y^2 \, ds}{EI} = 0,0594$$

Nous en tirons la valeur de :

$$Q = \frac{0,0594}{\int_0^{l'} \frac{\cos \alpha \, dx}{E \Omega} - \int_0^{l'} \frac{\sin \alpha \, dy}{E \Sigma (\sin^2 \beta \cos \beta \omega)} + \int_0^{l'} \frac{y^2 \, ds}{EI}}$$

Dans cette expression, le dénominateur n'est autre que celui que nous avons trouvé précédemment dans le calcul des poussées ; il est égal à $2 \times 0,0000024451909 = 0,00000489038$.

Il en résulte pour la poussée une valeur de Q égale à 9760 kg .

Le tableau n° 12 donne les coefficients de travail des membrures correspondant à un accroissement de température de 30° .

CHAPITRE III

Calcul des effets du vent.

§ 1^{er}. — Hypothèses admises sur les intensités du vent.

Le maximum de l'effort du vent généralement admis est de 270 kg par mètre carré ; mais comme sous l'effet d'un vent pro-

duisant une pression de 160 à 170 *kg* par mètre carré les wagons seraient renversés, nous admettons que les trains ne pourront plus circuler sur le pont dès que le vent atteindra une intensité supérieure à 150 *kg* par mètre carré.

Nous examinerons donc dans ce calcul les deux cas suivants :

1^o Le pont ne porte aucune surcharge et subit un effort du vent de 270 *kg* par mètre carré ;

2^o Le pont porte un train s'étendant sur toute la longueur du tablier comprise entre les deux grandes piles et ne subit plus alors qu'un effort de 150 *kg* par mètre carré.

§ 2. — *Surfaces présentées au vent et efforts qui en résultent.*

Arc. — Nous admettrons que le vent agit sur la surface complète de la paroi qui est orientée du côté où le vent souffle, mais qu'il agit seulement sur la surface des barres de treillis de la seconde paroi, ce qui revient à supposer que les membrures de cette dernière sont protégées par celles de la première.

Dans cette hypothèse, les surfaces offertes au vent par les différents panneaux sont les suivantes :

0 — I.	22,30 <i>m</i> ²
I — II.	21,74
II — III.	23,96
III — IV.	27,08
IV — V.	29,99
V — VI.	31,15
VI — VII.	32,33
VII — VIII.	34,79
VIII — IX.	27,52
IX — X.	35,38
X — XI.	32,80
XI — XII.	31,95
XII — XIII.	32,19
XIII — XIV.	31,98

Nous admettons que sur chaque montant se trouve concentrée la moitié des surfaces des deux panneaux qui lui sont adjacents.

Effort du vent. — Le tableau n° 13 indique l'effort du vent sur chacun des montants dans les deux cas considérés, ainsi que l'effort sur l'extrados et sur l'intrados au droit de ces montants, en admettant que l'effort sur un montant se partage également entre l'intrados et l'extrados.

Aux efforts du tableau n° 13 viennent s'ajouter les efforts exercés par le vent sur les palées et sur le tablier.

Chaque palée offre au vent une surface de 35,03 m², qui subit un effort de :

$$35,03 \times 270 \text{ kg} = 9\ 458 \text{ kg},$$

dans le cas du vent sans surcharge, et un effort de :

$$35,03 \times 450 \text{ kg} = 15\ 764 \text{ kg},$$

dans le cas du vent avec surcharge.

En supposant que le vent agisse sur le tablier supérieur de la même manière que sur l'arc, c'est-à-dire en admettant que la première paroi soit frappée sur sa surface entière par le vent et que la seconde ne le soit que sur ses treillis, on trouve que la surface exposée au vent par mètre courant de tablier est de 3,70 m² pour les tabliers latéraux, et de 3,42 m² pour le tablier central.

Et l'effort du vent par mètre courant est alors de :

$$3,70 \times 270 \text{ kg} = 999 \text{ kg} \text{ pour les tabliers latéraux,}$$

et de $3,42 \times 270 \text{ kg} = 923 \text{ kg}$ pour le tablier central,

dans le premier cas :

et $3,70 \times 450 \text{ kg} = 1\ 665 \text{ kg}$ pour les tabliers latéraux,

$$3,42 \times 450 \text{ kg} = 1\ 539 \text{ kg} \text{ pour le tablier central,}$$

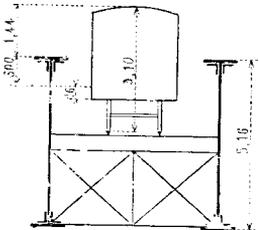
dans le second.

Mais à ce dernier effort il faut ajouter celui du vent sur le train chargeant le pont, effort qu'on peut évaluer à :

$$1,60 \times 150 \text{ kg} = 240 \text{ kg}$$

par mètre courant

En effet, on peut voir, par la figure ci-contre qui indique la position d'un wagon par rapport aux poutres, qu'une



partie des wagons est protégée contre le vent par les membrures des poutres.

L'effort total par mètre courant de tablier dans le cas du vent avec surcharge sera donc :

$$555 + 240 = 795 \text{ kg pour les tabliers latéraux,}$$

$$513 + 240 = 750 \text{ kg pour le tablier central.}$$

Le vent étant supposé agir d'une manière uniforme sur toute la longueur du tablier, exercera sur chacun de ses points d'appui des réactions horizontales analogues aux réactions verticales produites par les charges et proportionnelles à ces dernières.

Pour les obtenir, il suffira de multiplier les réactions obtenues précédemment pour la charge permanente, par le rapport des poids au mètre courant (admis pour cette charge) à ceux admis pour le vent.

Elles auront pour valeur :

Dans le cas du vent sans surcharges,

Réaction au-dessus de la palée :

Provenant du tablier latéral 19 405 kg

Provenant du tablier central 9 105

TOTAL 28 510 kg

Réaction sur l'appui au-dessus du montant XII :

Provenant du tablier central 25 008 kg

Dans le cas du vent avec surcharges,

Réaction au-dessus de la palée :

Action du vent sur les tabliers 15 838

Action du vent sur le train 7 029

TOTAL 22 867 kg

Réaction sur l'appui au-dessus du montant XII :

Action du vent sur les tabliers 13 900 kg

Action du vent sur le train 6 502

TOTAL 20 402 kg

Nous admettrons que l'effort du vent sur les palées ainsi que les réactions du palier au droit des dites palées vient se répartir également entre les montants VIII et IX sur lesquels les palées sont fixées.

§ 3. — *Décomposition des diverses actions du vent sur l'arc.*

Tous les efforts du vent par rapport à une section quelconque de l'arc, peuvent se réduire à un couple et à une force qui sera située dans le plan de la section. Ce couple peut se décomposer lui-même en deux autres, situés, l'un dans un plan perpendiculaire à la section, l'autre dans le plan même de la section. Le premier de ces couples produira dans l'arc un moment de flexion, l'autre un moment de torsion.

Quant à la force située dans le plan de la section, elle peut être considérée comme un effort tranchant.

Ainsi le vent produira dans les différentes sections de l'arc :

- 1^o Un moment de flexion ;
- 2^o Un moment de torsion ;
- 3^o Un effort tranchant.

Nous verrons dans la suite quelles sont les différentes parties de l'arc intéressées par ces différentes sortes d'effets.

Mais en dehors de la résistance que chacune des pièces qui constituent l'arc offre à ces effets, il sera nécessaire d'étudier, au point de vue de la stabilité, l'ensemble de l'arc lui-même. — Son poids, dont l'effet sera augmenté, s'il le faut, par des amarages spéciaux, devra être tel que le moment de renversement qui se produira soit inférieur au moment de stabilité.

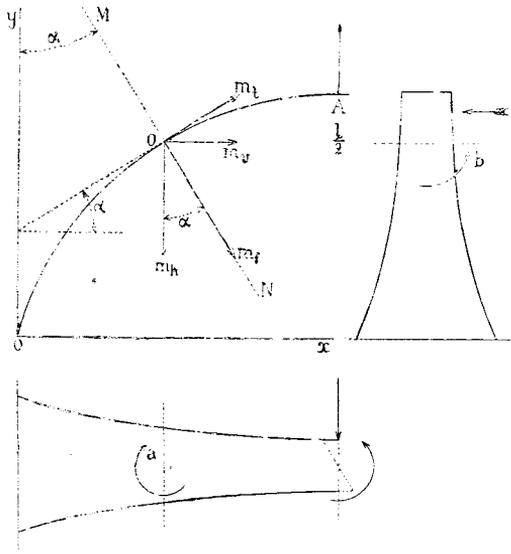
Nous étudierons d'abord les effets du vent sur une section quelconque de l'arc.

§ 4. — *Détermination des moments de flexion et de torsion.*

Considérons une section de l'arc en un point quelconque, normale au plan tangentiel à la fibre moyenne.

La résultante des composantes du vent, qui agissent extérieurement à la section et qui sont toutes perpendiculaires au plan médian, sera elle-même perpendiculaire à ce plan et, par suite, le moment de cette résultante sera dans un plan perpendiculaire au plan médian. — Ce moment peut se décomposer en deux autres situés dans deux plans perpendiculaires au plan médian, l'un vertical, l'autre horizontal. Tous ces moments auront leurs axes représentatifs dans le plan médian (*).

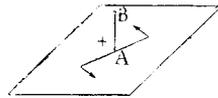
Pour ce qui concerne le signe des moments, nous désignerons par positifs tous ceux dont les axes sont placés au-dessus de l'horizontale menée par le centre O de la section, et pour les moments verticaux dont les axes sont horizontaux, nous considérerons comme positifs ceux qui sont placés à droite du centre O.



Le moment vertical est nul à la clef, puisqu'il n'existe aucune action du vent sur l'arc au-dessus de ce point, et le seul moment agissant dans la section correspondante sera un moment horizontal m_h qui, pour la direction du vent indiquée ci-contre, est un moment positif.

Nous supposerons l'arc coupé à la clef et nous tiendrons compte de la continuité en introduisant le moment m_h dans nos calculs.

(*) On sait que l'axe représentatif d'un moment (figure ci-jointe) est une ligne perpendiculaire au plan du moment, élevée du côté du plan tel que, si l'on place l'œil à son origine A et qu'on regarde dans la direction A B, le moment tourne par rapport à cette ligne dans le sens des aiguilles d'une montre. Sur cette perpendiculaire, on porte une longueur A B proportionnelle au moment, laquelle est l'axe représentatif. — Par cette définition, l'œil placé à l'extrémité de l'axe représentatif verra le moment positif tourner dans le sens inverse des aiguilles d'une montre et cette conception est quelquefois plus facile. La ligne ainsi définie représente bien le moment : puisqu'elle définit son plan, son intensité et le sens de la rotation qu'il tend à produire. On sait, en outre, que ces axes se composent entre eux comme les forces, ce qui donne un moyen simple d'effectuer la composition ou la décomposition des moments.



Soient MN la section considérée et α l'angle de la ligne MN avec la verticale.

Appelons m_h le moment horizontal et m_v le moment vertical en cette section produits par toutes les forces extérieures, indépendamment du moment à la clef m_1 , et remarquons que m_h est négatif puisque toutes les forces extérieures tendent à faire tourner la section dans le sens de la flèche a , et que le moment m_v est positif, puisque toutes les forces extérieures tendent à faire tourner la section dans le sens de la flèche b .

Décomposons ces moments en deux, un moment m_f , *moment de flexion* qui agit dans un plan perpendiculaire à la section, et m_t , un *moment de torsion* situé dans le plan de la section.

Nous aurons :

$$\begin{aligned} m_f &= m_h \cos \alpha - m_v \sin \alpha. \\ m_t &= m_v \cos \alpha + m_h \sin \alpha. \end{aligned}$$

Pour avoir dans la section MN le moment fléchissant réel M_f et le moment de torsion M_t , il suffit d'ajouter aux moments trouvés m_f et m_t les composantes du moment m_1 ; nous aurons alors :

$$\begin{aligned} (1) \quad M_f &= m_f + m_1 \cos \alpha. \\ (2) \quad M_t &= m_t + m_1 \sin \alpha. \end{aligned}$$

Le moment à la clef m_1 est inconnu; il serait facile de le déterminer si l'arc était libre aux naissances, mais cette dernière condition n'est pas remplie, car les retombées sont appliquées horizontalement sur leurs appuis par les poussées qui proviennent des charges. Nous avons donc affaire à une pièce qui pourra être assimilée à une pièce encastree à ses extrémités, à la condition que le moment de flexion aux naissances ne dépasse pas le moment d'encastrement produit par les poussées.

Il sera donc nécessaire de calculer par la théorie de l'élasticité le moment m_1 à la clef, en supposant l'encastrement, et d'en déduire le moment fléchissant horizontal M_h aux naissances par la formule :

$$M = m_h + m_1,$$

en appelant comme précédemment m_h le moment horizontal aux naissances, calculé comme si l'arc était coupé à la clef.

Deux cas peuvent se présenter :

Si la valeur trouvée pour M_h , divisée par la distance des naissances, est inférieure à la poussée, l'arc ne tend pas à se séparer de ses appuis, et tout se passera comme s'il était réellement encastré.

Il n'en est plus de même si cette valeur est supérieure à la poussée, et l'hypothèse de l'encastrement ne se réalise plus.

Il est impossible d'admettre que des efforts de traction puissent s'exercer dans une direction différente de celle des tirants d'amarrage, car l'effort qui applique l'arc sur ses appuis étant nul, on ne peut compter sur aucun frottement. — Or, puisque l'effort vertical de traction est déterminé en divisant l'excès du moment de renversement sur le moment de stabilité par l'écartement des arcs aux naissances, l'effort horizontal de traction devra être tel que sa résultante avec l'effort vertical donne un effort dirigé suivant les tirants d'amarrage.

C'est cette dernière condition qui permet de déterminer le moment à la clef.

Le premier cas se produira, comme nous allons le voir dans la suite des calculs, quand l'arc sera soumis au vent avec surcharge ; et le second quand il n'y a pas de surcharge.

§ 5. — *Établissement de la formule du moment fléchissant à la clef dans le cas d'encastrement.*

Nous exprimerons, d'après l'indication qui nous a été fournie par M. l'Ingénieur Boyer, que, de l'origine O à la clef, la somme des rotations autour de l'axe des y est nulle.

En effet, nous admettrons que la section de l'arc aux naissances est fixe, et que celle à la clef ne peut tourner autour de l'axe des y , à cause de la symétrie des charges.

a. — *Rotations autour de l'axe des y sous l'effet des moments fléchissants et des moments de torsion.*

La rotation dans le plan tangentiel à la fibre moyenne produite pour un élément de longueur ds , par un moment fléchissant M_f , est donnée par l'expression :

$$\frac{M_f ds}{EI}.$$

I étant le moment d'inertie de la section, la rotation autour de l'axe des y sera :

$$\frac{M_t ds}{EI} \cos \alpha.$$

La théorie de la torsion donne, pour la rotation d'une section sous l'influence d'un moment de torsion :

$$\Theta = \frac{M_t ds}{GI},$$

M_t étant le moment de torsion ;

I , le moment d'inertie polaire ;

ds , la longueur de l'élément soumis à la torsion ;

G , une quantité qui, pour un corps plein, est le coefficient d'élasticité transversale et peut s'admettre égale à $\frac{1}{3} E$.

Mais, l'expression ci-dessus n'est applicable qu'aux arcs à paroi pleine. Dans le cas des arcs à treillis, on peut dire que les barres de treillis résistent seules à la torsion, et l'influence de celle-ci sur les membrures est presque nulle, comme nous allons voir dans la note ci-dessous.

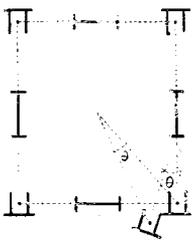
Nous allons déterminer, dans le cas des arcs à treillis, quelle est la rotation d'un élément de longueur Δs sous l'action d'un moment de torsion M_t .

Désignons par O le centre de l'arc, par r sa distance à l'une des faces.

Remarque. — La torsion d'une section quelconque de l'arc, produit, dans les sections partielles des différentes pièces qui la composent, des efforts de torsion et des efforts de tension.

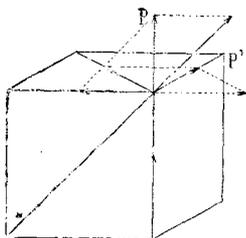
Les premiers sont négligeables.

En effet, si l'on appelle Θ l'angle de torsion de la section considérée, chaque section partielle tournera du même angle autour de son centre de gravité particulier, ainsi que l'indique la figure ci-contre. Or, la distance des fibres extrêmes, d'une section partielle à son centre de gravité, étant une fraction très petite de sa propre



distance au centre de gravité O de la section considérée, et les efforts de torsion étant proportionnels à ces distances, on voit que chaque section partielle, considérée isolément, n'éprouvera qu'un effort de torsion insignifiant.

Quant aux efforts de tension qui, ainsi que nous le verrons, prennent une grande importance dans les barres de treillis, ils sont à peu près nuls dans les membrures.

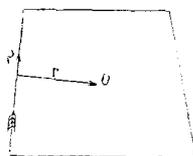


En effet, les forces P , qui agissent dans chaque face, se décomposent suivant les barres de treillis et suivant les membrures.

Si l'on suppose que les barres de treillis sont inclinées à 45° , la force dans une membrure résultant de la décomposition de P est égale à la force P elle-même. Or, cette force est petite relativement à la section des membrures; de plus, elle est partiellement annulée par une force à peu près égale résultant d'une décomposition analogue des forces agissant dans la face contiguë. (Voir la figure.)

Il n'y a donc pas lieu de s'occuper de l'effet de la torsion sur les membrures.

Le moment M_t peut se décomposer en quatre moments agissant dans les quatre faces; soit $m_t = Pr$, l'un des moments; P , étant une force agissant dans la face considérée, r la distance de la face au centre O .



Nous avons vu que le déplacement produit par une force P est égal à :

$$\lambda = \frac{P \Delta s}{E \Sigma (\sin^2 \beta \cdot \cos \beta \cdot \omega)} = \frac{r P \Delta s}{E r \Sigma (\sin^2 \beta \cdot \cos \beta \cdot \omega)}$$

$$= \frac{m_t \Delta s}{E r \Sigma (\sin^2 \beta \cdot \cos \beta \cdot \omega)}$$

La rotation Θ sera :

$$\Theta = \frac{\lambda}{r} = \frac{m_t \Delta s}{E r^2 \Sigma (\sin^2 \beta \cdot \cos \beta \cdot \omega)}$$

Nous en tirons la valeur :

$$m_t = \frac{\Theta \cdot E \cdot r^2 \cdot \Sigma (\sin^2 \beta \cdot \cos \beta \cdot \omega)}{\Delta s}$$

or,
$$\Sigma m_t = M_t = \frac{\Theta E \Sigma (r^2 \Sigma (\sin^2 \beta \cdot \cos \beta \cdot \omega))}{\Delta s}$$

d'où nous tirons la valeur :

$$\Theta = \frac{M_t \cdot \Delta s \sin \alpha}{E \Sigma (r^2 \Sigma (\sin^2 \beta \cos \beta \omega))}$$

La rotation de la section autour de l'axe des y est représentée par :

$$\Theta \sin \alpha = \frac{M_t \cdot \Delta s \cdot \sin \alpha}{E \Sigma (r^2 \Sigma (\sin^2 \beta \cdot \cos \beta \cdot \omega))}$$

b. — Expression du moment fléchissant à la clef.

La somme de toutes les rotations autour de l'axe des y , de O à A, sera représentée par :

$$\sum_0^A \frac{M_f \Delta s}{EI} \cos \alpha + \sum_0^A \frac{M_t \cdot \Delta s \cdot \sin \alpha}{E \Sigma (r^2 \Sigma (\sin^2 \beta \cdot \cos \beta \cdot \omega))} = 0,$$

ou, puisque
$$\Delta s = \frac{\Delta x}{\cos \alpha},$$

$$\sum_0^A \frac{M_f \Delta x}{EI} + \sum_0^A \frac{M_t \Delta x \operatorname{tg} \alpha}{E \Sigma (r^2 \Sigma (\sin^2 \beta \cdot \cos \beta \cdot \omega))} = 0.$$

En remplaçant M_f et M_t par leur valeur trouvée précédemment, on trouve :

$$\begin{aligned} \sum_0^A \frac{m_f \Delta x}{EI} + \sum_0^A \frac{m_t \Delta x \operatorname{tg} \alpha}{E \Sigma (r^2 \Sigma (\sin^2 \beta \cdot \cos \beta \cdot \omega))} + \sum_0^A \frac{m_t \cos \alpha \Delta x}{EI} \\ + \sum \frac{m_t \sin \alpha \operatorname{tg} \alpha \Delta x}{E \Sigma (r^2 \Sigma (\sin^2 \beta \cdot \cos \beta \cdot \omega))} = 0, \end{aligned}$$

d'où nous tirons la valeur de :

$$(3) \quad m_t = \frac{-\sum_0^A \left(\frac{m_f}{I} + \frac{m_t \operatorname{tg} \alpha}{\Sigma (r^2 \Sigma (\sin^2 \beta \cdot \cos \beta \cdot \omega))} \right) \Delta x}{\sum_0^A \left(\frac{\cos \alpha}{I} + \frac{\sin \alpha \cdot \operatorname{tg} \alpha}{\Sigma [r^2 \Sigma (\sin^2 \beta \cdot \cos \beta \cdot \omega)]} \right) \Delta x}$$

§ 6. — *Calcul numérique du moment fléchissant à la clef.*

Nous avons à calculer les différents éléments qui entrent dans cette expression.

1° *Éléments indépendant de la puissance du vent.*

Les moments I, par rapport à l'axe du plan médian, ont été calculés, tableau n° 14, en multipliant la surface des membrures d'extrados et d'intrados $2 \omega_e$ et $2 \omega_i$ par le carré des distances v_e et v_i , de leur centre de gravité à l'axe du plan médian.

Dans le tableau n° 13 se trouvent les valeurs calculées de $\text{tg } \alpha$ de $\Sigma (r^2 \Sigma (\sin^2 \beta \cos \beta \omega))$ de $\frac{\cos \alpha}{I}$, et de $\frac{\sin \alpha \text{ tg } \alpha}{\Sigma (r^2 \Sigma (\sin^2 \beta \cos \beta \omega))}$, de Δx et enfin celle de $\left(\frac{\cos \alpha}{I} + \frac{\sin \alpha \text{ tg } \alpha}{\Sigma (\Sigma r^2 \sin^2 \beta \cos \beta z)} \right) \Delta x$.

Nous en avons déduit pour la valeur du dénominateur de l'expression de m_1 :

$$\sum_0^A \left(\frac{\cos \alpha}{I} + \frac{\sin \alpha \text{ tg } \alpha}{\Sigma (r^2 \Sigma (\sin^2 \beta \cos \beta \omega))} \right) \Delta x = 63,923 \ 128.$$

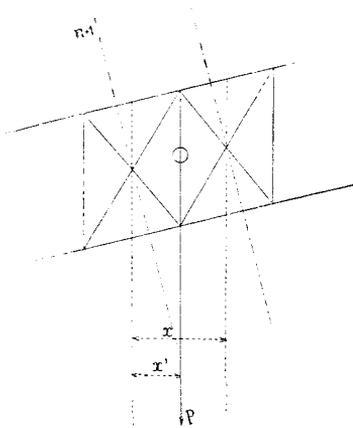
2° *Éléments dépendant de la puissance du vent.*

Ces éléments doivent être déterminés dans les deux hypothèses de vent avec surcharge et de vent sans surcharge.

Les moments m_h et m_e ont été déterminés en partant de la clef où ils sont nuls, et les moments dans les sections suivantes ont été déterminés par la formule :

$$M_{n+1} = M_n + F_n x - P x.$$

Dans laquelle M_{n+1} est le moment cherché dans la section $n + 1$, M' le moment dans la section précédente n , F_n la force extérieure de la section n , P la force au montant situé entre les sections, n et $n + 1$, x la distance qui sépare les sections n et $n + 1$, x' la distance de la force P à la section $n + 1$.



Les valeurs ainsi calculées sont données dans le n° 16.

Les valeurs des moments m_h et m_c ont servi à calculer m_f et m_t à l'aide des formules précédemment établies :

$$m_f = m_h \cos \alpha - m_c \sin \alpha,$$

$$m_t = m_c \cos \alpha + m_h \sin \alpha,$$

dont les valeurs sont inscrites dans les colonnes 3 et 4, 9 et 10 du tableau n° 16.

Ces valeurs nous ont permis de déterminer celle du numérateur entrant dans l'expression m_1 :

$$\sum_0^{\frac{l}{2}} \left(\frac{m_f}{\Gamma} + \frac{m_t \operatorname{tg} \alpha}{\Sigma (r^2 \Sigma (\omega \sin^2 \beta \cos \beta))} \right) \Delta x,$$

qui a été trouvée égale à 40 397 405, dans le cas du vent sans surcharge, et égale à 20 799 684, dans le cas du vent avec surcharge.

En nous reportant à la valeur du dénominateur trouvée au tableau n° 15, on a :

1° Dans le cas de vent avec surcharge :

$$m_1 = \frac{-20\,799\,684}{63,923\,129} = -325\,386;$$

2° Dans le cas de vent sans surcharge :

$$m_1 = \frac{-40\,397\,405}{63,923\,129} = -631\,960.$$

Dans le premier cas, le moment aux naissances est égal à $m_h + m_1 = 5\,049\,544 - 325\,386 = 4\,724\,158$.

L'effort horizontal aux naissances, qui sont écartées de 20 m, est de 236 208 kg.

Or, la poussée correspondant à ce cas étant de 384 791 kg, il y a un excès de force pour réaliser l'encastrement absolu que nous avons supposé, et la valeur trouvée pour le moment à la clef m_1 peut être considérée comme admissible.

Il n'en est pas de même dans le second cas; en effet, la valeur du moment aux naissances étant de

$$7\ 695\ 830 - 631\ 960 = 7\ 063\ 870,$$

L'effort horizontal aux naissances serait. 353 193 kg

Or la poussée correspondante est de 263 435
et serait inférieure de 89 758 kg à l'effort horizontal: l'effort horizontal d'encastrement ne serait donc pas réalisé et la valeur de m_1 n'est pas admissible.

Nous allons déterminer, comme nous l'avons vu précédemment, le moment horizontal d'encastrement aux naissances par la condition que l'effort de traction soit dirigé suivant les tiges d'amarrage.

L'effort vertical de traction sur un appui est de :

$$\frac{7\ 960\ 244}{20} = 398\ 012. \quad (\text{Voir tableau n}^\circ\ 16.)$$

La charge verticale sur un appui est de :

$$\left. \begin{array}{l} \text{Poids d'une demi-ferme} \quad 263\ 763\ \text{kg} \\ \text{Réactions aux montants 8 et 9} \quad 67\ 918\ \text{kg} \\ \text{— au montant 12} \quad 39\ 285\ \text{kg} \end{array} \right\} = 370\ 966\ \text{kg}.$$

La différence 27 046 kg représente l'effort de renversement vertical.

La traction horizontale sera égale à :

$$\frac{27\ 046}{\text{tg } \alpha} = \frac{27\ 046}{1,381\ 818} = 19\ 573\ \text{kg}.$$

L'effort de traction dû au vent excédera donc la poussée de 19 573 kg et sera donc égal à : (Voir tableau n° 3.)

$$\frac{526\ 871}{2} + 19\ 573 = 283\ 008.$$

Le moment horizontal correspondant aux naissances sera de :

$$283\ 008 \times 20 = 5\ 660\ 160,$$

et le moment à la clef sera égal à

$$7\ 695\ 830 - 5\ 660\ 160 = 2\ 035\ 670.$$

§ 7. — *Calcul numérique des moments de flexion et de torsion dans les différentes sections.*

Connaissant les valeurs de m_i , les formules (1) et (2) § 4 ont servi à déterminer, en chaque section, le moment fléchissant M_f et le moment de torsion M_t qui sont donnés dans les colonnes 5, 6 et 11, 12 du tableau n° 16.

§ 8. — *Coefficients de travail des membrures.*

Nous avons ensuite calculé dans le tableau n° 17 les coefficients de travail des membrures d'extrados et d'intrados par la formule :

$$R = \frac{M_f}{\frac{I}{v}},$$

les valeurs de $\frac{I}{v}$ étant données dans le tableau n° 14 pour l'extrados et l'intrados.

§ 9. — *Efforts tranchants.*

Les efforts tranchants ne sont autres que les sommes des efforts totaux du vent agissant de la clef à la section, qui sont donnés dans le tableau n° 13.

Ces efforts tranchants figurent dans la colonne 4 du tableau n° 18 et sont les mêmes pour l'extrados et l'intrados. C'est à l'aide de ces efforts tranchants et des moments de torsion que nous calculerons les coefficients de travail des contreventements.

§ 10. — *Calcul des coefficients de travail des contreventements.*

En opérant comme on le fait pour les poutres droites, nous projeterons les sections des barres de contreventement sur le plan vertical médian; cette construction est faite dans l'épure n° 8.

Ces projections figurent dans les colonnes 2 et 3 du tableau n° 18.

Le coefficient de travail qui en résulte s'obtient en divisant l'effort tranchant par la projection de la section, et les résultats en sont inscrits dans les colonnes 5 et 6 du même tableau.

Mais les contreventements ont aussi à supporter les efforts dus à la torsion, lesquels peuvent se déterminer comme suit :

Nous avons vu, au § 5, que le déplacement produit par un moment de torsion dans une des faces est égal à :

$$\lambda = \frac{P \Delta s}{E \Sigma (\sin^2 \beta \cos \beta \omega)} = \Theta r = \frac{r M_t \Delta s}{E \Sigma (r^2 \Sigma (\sin^2 \beta \cos \beta \omega))};$$

nous en tirons la valeur de P, l'effort agissant dans cette face,

$$P = \frac{r M_t \Sigma (\sin^2 \beta \cos \beta \omega)}{\Sigma (r^2 \Sigma (\sin^2 \beta \cos \beta \omega))}.$$

C'est cette valeur qui a été calculée dans le cas du vent sans surcharges donnant les maximums et qui figure dans le tableau n° 18. Nous remarquerons que nous avons admis que la section tourne autour du centre O de la section, c'est-à-dire que nous avons pris la même valeur de r pour l'extrados et l'intrados, et, par suite aussi, que P est le même dans ces deux systèmes.

Les coefficients de travail ont été obtenus en divisant l'effort P par la projection des sections qui a servi aussi à déterminer les coefficients dus aux efforts tranchants.

En ajoutant ces coefficients à ceux qui sont dus aux efforts tranchants, nous avons obtenu les coefficients totaux.

§ 11. — *Calcul des coefficients de travail du treillis.*

Le travail du treillis est tout entier dû à la torsion qui y développe des efforts considérables bien plus importants que les effets des charges.

Ces efforts ont été déterminés par la même formule que pour les contreventements :

$$P = \frac{r M_t \Sigma (\sin^2 \beta \cos \beta \omega)}{\Sigma (r^2 \Sigma (\sin^2 \beta \cos \beta \omega))}.$$

Les valeurs de P, ainsi que les coefficients qui en résultent, sont inscrits dans le tableau n° 19.

§ 12. — *Détermination des moments de renversement.*

Nous venons de déterminer le moment horizontal qui se produit aux naissances par suite de la flexion de l'arc sous l'action du vent.

Le moment vertical que développe cette action en ce même point, est le moment de renversement. C'est ce moment qui est donné aux colonnes 2 et 8 du tableau N° 16 pour la section O.

Cas du vent avec surcharge :

Le moment horizontal est de :

$$5\ 049\ 544 - 325\ 386 = 4\ 724\ 158$$

qui donne sur chaque appui un effort de 236 208 kg

Le moment vertical de renversement est de 5 339 292
qui donne sur chaque appui un effort de 266 964 kg

Or, pour chacune des deux fermes, la poussée horizontale est de (*voir les tableaux Nos 3 et 4*). 384 791 kg

La réaction verticale est la suivante :

Poids propre d'une demi-ferme de l'arc.	263 763 kg
Réaction des tabliers et des palées aux montants VIII et IX.	67 918
Réaction au montant XII	39 285
Total du poids propre.	<u>370 966 kg</u>

Réaction provenant de la surcharge :

Aux montants VIII et IX.	66 431 kg
Au montant XII	60 984
Total de la surcharge.	<u>127 415 kg</u>

Réaction verticale totale. 498 081 kg

La rotule du côté du vent tend donc à être appuyée sur son appui par une force verticale de :

$$498\ 081 - 266\ 964 = 231\ 117\ kg$$

et par une force horizontale de :

$$384\ 791 - 236\ 208 = 148\ 583\ kg.$$

En somme, malgré l'effort du vent, l'arc tendra toujours à être appliqué sur son coussinet par une résultante de . 274 750 kg.

Cas du vent sans surcharge.

Nous avons pris pour moment horizontal la valeur de 5 660 160, qui donne un effort sur chaque appui de. 283 008 kg

Le moment vertical de renversement est inscrit sur la colonne 2 du tableau 16 et est de. 7 960 244
qui donne sur chaque appui un effort vertical de. 398 012 kg

Or, pour chacune des deux fermes la poussée horizontale est de (*voir tableau n° 3*) 263 435 kg

La réaction verticale est celle qui est due au poids propre et qui a été déterminée, dans le cas précédent, à. . . 370 966 kg

La rotule du côté du vent tend donc à être séparée de son appui par une force horizontale de :

$$283\ 008 - 263\ 435 = 19\ 573\ kg$$

et par un effort vertical de :

$$398\ 012 - 370\ 966 = 27\ 046\ kg.$$

L'arc tendra à être séparé de ses appuis par un effort de traction de 33 380 kg, qui sera l'effort que subiront les tirants d'amarrage.

§ 13. — *Calcul des appuis sous l'influence du vent et des charges.*

Les rotules situées du côté opposé au vent auront à résister à la somme des efforts dont nous avons considéré les différences pour les rotules situées du côté du vent.

Dans le cas du vent sans surcharge :
l'effort horizontal est de :

$$384\ 791 + 236\ 208 = 620\ 999\ kg;$$

l'effort vertical de :

$$498\ 081 + 266\ 964 = 765\ 045\ kg$$

dont la résultante est de 985 400 kg.

Cette dernière réaction est la réaction maxima que la maçonnerie peut avoir à supporter.

La plaque d'appui ayant une surface de $1,800\ m \times 1,400\ m = 25\ 200\ cm^2$, la pression qui se produira sous cette plaque sera $\frac{985\ 400}{25\ 200} = 40\ kg$ par centimètre carré, pression qui est acceptable pour la pierre extrêmement dure qui sera employée (pierre d'Étables).

La surface de la maçonnerie au-dessous de cette pierre de taille, c'est-à-dire à la tête de la maçonnerie courante de l'éperon, est de $2,400\ m \times 3,300\ m$, soit $79\ 200\ cm^2$, ce qui donne $12\ kg$ par centimètre carré, chiffre parfaitement admissible pour des maçonneries soignées.

Quant à l'appui en fonte, nous admettrons que le contact de la rotule sur le coussinet a lieu sur les $\frac{2}{3}$ de sa surface. La largeur de la partie alésée du coussinet étant de $0,50\ m$ et sa longueur de $0,70\ m$, la surface normale de l'effort sera de $350\ 000\ mm^2$, dont les $\frac{2}{3}$ représentent $233\ 000\ mm^2$.

Le coefficient de travail correspondant à la charge de $985\ 400\ kg$ est seulement de $4,20\ kg$ et pourrait être notablement augmenté sans aucun inconvénient.

Pour le support du coussinet, nous admettrons que les trois nervures placées directement au-dessous sont seules intéressées. Leur épaisseur cumulée est de :

$$0,120 + 0,170 + 0,120 = 0,41$$

et leur longueur $1\ m$.

La surface est de $410\ 000\ mm^2$,
ce qui donne un coefficient de $2,40\ kg$
par millimètre carré, coefficient qui, pour un effort de compression, dans des pièces aussi courtes, est très faible.

CHAPITRE IV

Combinaison des influences des charges et du vent.

§ 1^{er}. — *Efforts maxima supportés par les membrures.*

Dans les tableaux 20 et 21, nous avons groupé les coefficients de travail des membrures dans les différents cas de surcharge et de vent ; on a déduit, par addition, les coefficients maxima : dans le tableau n° 20, pour l'extrados ; et n° 21, pour l'intrados.

Il y a lieu d'observer que tous les efforts qui se produisent dans les membrures restent au-dessous de 6 kg et sont tous des efforts de compression. (Un seul coefficient dans les membrures d'intrados est égal à 6,10 kg, qui ne diffèrent pas beaucoup de 6 kg.)

§ 2. — *Efforts maxima supportés par les treillis.*

Les effets auxquels sont soumises les barres des treillis proviennent soit de l'effort tranchant dû aux charges verticales, soit de l'effort provenant de la torsion.

En additionnant les coefficients du tableau n° 11 et du tableau n° 19, qui résultent des deux causes précédentes, on a obtenu les coefficients du tableau n° 22, qui donne pour chaque section le total des deux coefficients. Il résulte de ce tableau que les coefficients maxima restent au-dessous de 5 kg.

Nous rappellerons que les contreventements horizontaux travaillent sous l'influence seule du vent et ont été calculés dans le tableau n° 18.

TABEAU N° 1
Éléments relatifs aux différentes sections de l'arc.

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
NOMBRES des sections	LONGUEUR des ÉLÉMENTS	PROJECTION Horizontale de Δs	PROJECTION Verticale de Δs	ORDONNÉES des sections	SECTION d'une Membrane	SECTION des quatre Membrures	ÉPAISSEURS des SOMMETS	HISTAIRES des Membrures au Plan moyen	MOMENT D'INERTIE d'une membrane	MOMENT D'INERTIE DE L'ARC	SECTION DES TREILLIS intérieur	SECTION DES TREILLIS extérieur	$\frac{N}{\cos \beta}$	$H \sin \alpha$	$H \cos \alpha$	ρ
	AB	Δx	Δy	y	ω	Ω	c	r	I_0	I	ω'	ω''	I			
1	7,424	4,43	5,457	2,9785	86,924	347,696	70	4,75	0,0042 697	0,450 906	mm^2	mm^2	0,043 200	1,901 408 7	1,775 786 9	1,420
2	6,803	4,26	5,449	8,6565	89,724	358,896	74	2,225	0,0037 040	1,414 620	14,414	40,464	0,010 000	1,893 509 4	1,731 001 8	1,928
3	7,330	4,70	5,625	14,4585	84,524	338,696	66	2,724	0,0037 040	4,68 859	14,720	8,800	0,007 500	1,883 042 4	1,806 986 2	2,406 3
4	7,784	5,20	5,793	19,8975	84,524	338,696	66	3,459	0,0035 749	2,52 342	8,800	9,636	0,007 000	1,871 671 6	1,824 770 8	2,904 9
5	8,293	5,80	5,927	25,7375	80,024	322,496	60	3,623	0,0034 460	3,31 459	8,800	8,800	0,006 200	1,854 483 3	1,844 733 0	3,382 3
6	8,465	6,00	5,538	31,4900	76,724	306,896	54	3,882	0,0033 034	4,04 213	8,800	8,800	0,006 000	1,834 389 7	1,806 487 7	3,804 6
7	8,528	6,60	5,400	36,9590	72,824	294,296	48	4,408	0,0033 034	4,40 304	41,284	11,284	0,010 000	1,801 536 9	1,888 716 8	4,072 6
8	8,319	6,80	4,792	42,0350	73,824	294,296	48	4,335	0,00268 238	4,92 900	42,900	12,900	0,012 0 0	1,760 448 2	1,942 446 8	4,298 6
9	8,384	3,30	2,608	45,4750	66,874	267,496	61	4,487	0,00258 300	5,03 757	8,800	8,800	0,009 300	1,722 027 0	1,929 252 4	4,479 3
10	8,599	7,60	4,024	48,5140	56,474	225,896	45	4,694	0,00238 300	4,55 754	42,900	42,900	0,147 00	1,670 489 9	1,946 334 6	4,640 8
11	8,286	7,60	3,087	52,0864	56,474	225,896	45	4,837	0,00238 300	4,98 653	8,800	40,464	0,042 300	1,571 407 0	1,967 562 6	4,847 6
12	8,083	7,80	2,149	54,6693	56,474	225,896	45	4,884	0,00230 000	5,29 470	8,800	10,464	0,043 500	1,448,593 0	1,984 536 8	4,990 7
13	8,287	8,24	1,430	56,2937	53,224	212,896	40	4,884	0,00230 000	5,08 760	44,284	11,284	0,046 500	1,434 545 2	1,995 927 0	5,042 8
14	4,140	4,41	0,000	56,8586	53,224	212,896	40	4,884	0,00230 000	5,08 1256	40,464	40,464	0,043 500	1,434 545 2	1,995 927 0	5,042 8

SECTION DES MEMBRURES DE 1 A 9.

3 Armes verticales $600 \times 42 = 28.800 \text{ mm}^2$
 1 semelle de $650 \times 16 = 10.400$
 4 corn., $\frac{100 \times 100 \times 10}{4} = 9.024$
 corn. bordures $120 \times 80 \times 10 = 3.800$
 Section constante... 53 024 mm^2



PARTIE COURANTE DE 9 A 14.

2 Armes verticales de $660 \times 12 = 44.400 \text{ mm}^2$
 4 semelle $650 \times 16 = 10.400$
 4 corn., $\frac{100 \times 100}{4} = 9.024$
 2 corn. bordures $\frac{120 \times 80}{4} = 3.800$
 Section constante... 37.024 mm^2

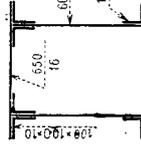


TABLEAU N° 2

Calcul du dénominateur de l'expression de la poussée.

N° DES SECTIONS	$\frac{\Delta x \cos \alpha}{E \Omega}$	$\frac{\Delta y \sin \alpha}{E \sum (\cos \zeta \sin^2 \zeta \omega)}$	$\frac{y^2 \Delta s}{EI}$
1	0,000 000 000 47 520	0,600 000 0 059 156	0,000 000 0 083 851
2	0, 45 848	0, 266 260	0, 289 890
3	0, 55 709	0, 359 710	0, 546 170
4	0, 64 212	0, 384 910	0, 763 530
5	0, 78 617	0, 427 030	0, 1 037 440
6	0, 89 790	0, 591 270	0, 1 251 910
7	0, 109 590	0, 213 710	0, 1 653 550
8	0, 119 260	0, 143 770	0, 1 865 640
9	0, 65 513	0, 72 569	0, 996 514
10	0, 185 830	0, 80 059	0, 2 775 100
11	0, 197 450	0, 58 422	0, 2 815 240
12	0, 208 260	0, 25 722	0, 2 851 600
13	0, 238 770	0, 5 833	0, 3 226 200
14	0, 120 660	0,	0, 1 634 350
	0,000 000 0 1627 039	0,000 000 2 498 421	0,000 00 21 790 785

TABEAU N° 5

Calcul de la poussée pour la charge permanente seule.

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
Nos des sections	POIDS PROPRE de l'ARC	RÉACTION DU TABLETTE et des palcos	CHARGE TOTALE	FORCE EXTÉRIEURE	EFFORT de compression $N = P' \sin \alpha$	EFFORT TRANCHANT $P' = P' \cos \alpha$	MOMENT μ'	$\frac{N \Delta x}{E \Omega}$	$P' \Delta y$ $E \Sigma (e \sin^2 \beta \cos \beta)$	$\frac{\mu' y \Delta s}{EI}$
1	Kg		Kg	Kg	Kg	Kg				
1	41 905		41 905	720 870	578 450	430 170	1 596 727	0,000 460 6273	0,00370 738	0,00449 515
2	42 760		41 905	678 965	533 770	419 610	4 639 649	0,000 335 9840	0,01421 178	0,01551 941
3	44 416		42 760	636 205	488 210	407 930	7 580 926	0,000 424 1770	0,01912 157	0,02918 206
4	44 609		44 416	591 789	440 390	395 310	1 051 4659	0,000 433 3327	0,02044 670	0,04072 146
5	43 632		44 609	547 186	391 080	382 710	1 374 0132	0,000 439 5914	0,02286 580	0,05534 206
6	43 763		43 632	503 548	341 530	370 020	1 683 7598	0,000 417 3215	0,02134 570	0,06393 800
7	44 540		43 763	459 785	291 150	355 850	1 986 5532	0,000 412 2883	0,01201 004	0,08887 875
8	35 298		44 540	415 245	239 190	339 431	2 279 4655	0,000 348 9852	0,00847 165	0,10112 100
9	30 921	67 918	403 246	312 029	161 520	265 120	2 472 1336	0,000 126 8523	0,00364 901	0,05417 300
10	33 914	67 918	98 839	213 190	99 760	188 410	2 604 6306	0,000 209 7692	0,00322 346	0,11900 000
11	32 783		33 914	179 276	66 777	166 370	2 754 5744	0,000 142 0780	0,00260 950	0,14894 000
12	33 545		32 783	146 493	33 407	141 360	2 880 6383	0,000 082 8850	0,00138 690	0,15025 660
13	34 376	78 570	112 115	34 378	4 686	34 057	2 951 8827	0,000 011 2354	0,00014 573	0,16917 700
14			34 376	0	0	0	2 965 9357			0,08525 440
						SOMMES		0,003 895 187	0,133 195 22	1,158 999 79

Numérateur . . . = 4,158 999 79 + 0,133 195 22 = 0,003 895 187

= 1,288 299 823

Poussée Q = $\frac{1,288 299 823}{0,00000 244 519 09} = 526 871 \text{ kg.}$

T A B L E A U N ° 4

Calcul de la pousée dans le cas de la surcharge agissant seule.

1	2	3	4	5	6	7	8	9	
N° des SECTIONS	CHARGES	FORCE EXTÉRIEURE	EFFORT de compression	EFFORT TRANCHANT	MOMENT	$\frac{N' \Delta x}{E \Omega}$	$\frac{P' \Delta y}{E \Sigma (\omega \sin^2 \beta \cos \beta)}$	$\frac{\mu' y \Delta s}{EI}$	
	Kg	Kg	Kg	Kg	μ'				
1									
2	254 230	204 002	451 710	563 129	0,000 162 450		0,001 307 488	0,001 585 310	
3	254 230	199 865	157 119	1 667 750	1 448 270		0,005 321 423	5 578 541	
4	254 230	195 091	163 010	2 806 700	469 500		7 641 070	0,010 804 130	
5	254 230	189 190	169 824	4 065 140	4 065 140		8 783 814	15 595 210	
6	254 230	181 703	177 811	5 463 403	204 242		0,010 623 870	22 005 310	
7	254 230	172 431	186 816	6 963 358	210 696		0,010 777 000	27 683 270	
8	254 230	160 984	196 764	8 565 008	237 970		0,006 640 708	38 320 000	
9	66 131	146 445	207 813	10 258 326	213 663		5 185 680	45 552 340	
10	66 141	99 178	159 822	11 443 094	0,000 076 470		2 199 743	25 075 880	
11	121 968	57 074	107 790	12 216 930	0,000 120 011		1 844 171	69 887 540	
12	121 968	45 431	113 190	13 153 367	0,000 096 661		4 775 325	71 120 500	
13		31 977	117 702	14 094 063	0,000 069 009		1 154 700	73 515 820	
14		0	0	14 569 700				83 499 400	
		0	0	14 569 700				41 879 340	
					SOMMES			0,063 255 992	0,532 102 491

NUMÉRIQUEUR = 0,532 102 491 + 0,063 255 992 = 0,001 880 804 = 0,593 477 679

Pousée Q = $\frac{0,593 477 679}{0,00 0002 445 191}$ = 242 712 kg.

TABLEAU N° 5

Calcul de la poussée dans le cas où la surcharge s'étend seulement sur le tablier central.

1	2	3	4	5	6	7	8	9
NUMÉROS des SECTIONS	CHARGES	FORCE EXTÉRIEURE F'	EFFORT de compression $N = F' \sin \alpha$	EFFORT TRANCHANT $P = F' \cos \alpha$	MOMENT μ'	$\frac{N' \Delta x}{E \Omega}$	$\frac{P' \Delta y}{E \Sigma (\omega \sin^2 \beta \cos \beta)}$	$\frac{\mu' y \Delta s}{E I}$
1		166 320	133 460	99 250	308 400	0,0 001 062 760	0,008 533 720	0,001 037 127
2		166 320	130 753	102 789	10 910 600	0,0 000 970 000	0,003 681 332	0,003 649 540
3		166 320	127 630	106 642	1 836 135	0,0 001 108 900	0,004 498 871	0,007 068 177
4		166 320	123 770	111 100	2 659 457	1 189 739	5 746 466	10 202 600
5		166 320	118 872	116 326	3 574 216	1 336 135	6 950 285	14 396 410
6		166 320	112 806	122 217	4 555 505	1 378 400	7 030 400	18 110 700
7		166 320	105 320	128 724	5 603 321	1 491 300	4 344 423	25 069 360
8		166 320	95 806	135 954	6 717 690	1 397 807	3 393 180	29 800 830
9	22 176	144 144	76 002	122 475	7 520 900	586 005	1 685 683	16 481 080
10	22 176	121 968	57 073	107 790	8 222 305	1 200 410	1 834 172	47 036 030
11		121 968	45 431	113 190	9 134 753	906 610	1 775 652	49 499 970
12	121 968	121 968	31 977	117 702	10 089 405	630 090	1 154 700	52 679 350
13		0	0	0	10 575 069			60 606 020
14		0	0	0	10 575 069			30 396 910
					SOMMES . . .	0,0 013 377 977	0,043 280 536	0,366 033 864

NUMÉRATEUR = 0,366 033 864 + 0,063 280 536 = 0,0 013 377 977 = 0,407 976 602

POUSSÉE Q = $\frac{0,407 976 602}{0,000 002 445 191}$ = 166 848 kg

TABLEAU N° 6

Calcul de la poussée dans le cas de la demi-surcharge.

1	2	3	4	5	6	7	8	9
N°s des SECTIONS	CHARGES <i>kg</i>	FORCE EXTÉRIEURE <i>kg</i>	EFFORT DE COMPRESSION $N = P' \sin \alpha$ <i>kg</i>	EFFORT TRANCHANT $P' \cos \alpha$ <i>kg</i>	MOMENT M'	$\frac{N' \Delta P}{E \Omega}$	$\frac{P' \Delta y}{E \Sigma (a \sin^2 \beta \cos \beta)}$	$\frac{P' y \Delta s}{E I}$
1		165 482	132 788	98 750	366 543	0,000103741	0,0008510628	0,001034993
2		165 482	430 095	402 271	4 085 582	0,000096512	0,0035637920	3631153
3		165 482	406 990	406 405	4 826 493	0,000103932	49736850	7032363
4		165 482	423 147	410 371	2 646 437	118376	37175120	0,010151130
5		165 482	118 273	415 740	3 356 208	432944	69152360	44323580
6		165 482	412 239	421 691	4 332 532	437145	70148800	48010440
7		165 482	405 787	428 076	5 375 040	148388	43223340	24052730
8	66 320	165 482	95 323	435 270	6 083 820	430076	33750060	29050760
9	66 320	99 162	32 283	83 255	7 540 074	0,000049313	41596540	16238930
10		32 872	45 368	29 634	7 698 544	32313	4786370	44039810
11		32 842	12 233	30 478	7 949 270	20927	3103313	42283170
12		32 842	8 010	31 693	8 203 243	18382	4573210	4573210
13		85 398	—	81 601	7 681 455	—	—	41840640
14	118 240	—	—	—	7 279 734	28037	0	37699800
15		85 398	44 641	85 398	6 578 432	0,000028037	0,0003620241	0,0003620241
16		85 398	23 263	84 691	5 881 534	30207	8401204	30678760
17	3 340	—	—	—	5 881 534	70326	0,001291640	28083560
18		88 738	33 033	82 352	5 194 280	87315	13117300	25833300
19		88 738	41 324	78 423	4 315 880	70326	49377408	0,008830062
20		88 738	40 788	75 209	4 032 253	36075	18109000	0,015899860
21		88 738	34 116	72 336	3 284 129	76578	48109000	43375430
22		88 738	56 191	68 679	2 989 344	79571	23179140	0,009962736
23		88 738	60 186	65 297	2 430 330	73532	37616350	0,007686887
24		88 738	63 623	62 063	1 906 979	71399	37082220	0,007686887
25		88 738	64 636	59 276	1 418 320	63478	36036530	5443164
26		88 738	68 095	56 808	973 665	39163	26070860	3771389
27		88 738	69 762	51 812	582 121	34733	18374230	1341170
28		88 738	71 296	52 353	496 554	30703	0,000466736	0,000553346
29		88 738	—	—	—	—	—	—
30		88 738	—	—	—	—	—	—
31		88 738	—	—	—	—	—	—
32		88 738	—	—	—	—	—	—
33		88 738	—	—	—	—	—	—
34		88 738	—	—	—	—	—	—
35		88 738	—	—	—	—	—	—
36		88 738	—	—	—	—	—	—
37		88 738	—	—	—	—	—	—
38		88 738	—	—	—	—	—	—
39		88 738	—	—	—	—	—	—
40		88 738	—	—	—	—	—	—
41		88 738	—	—	—	—	—	—
42		88 738	—	—	—	—	—	—
43		88 738	—	—	—	—	—	—
44		88 738	—	—	—	—	—	—
45		88 738	—	—	—	—	—	—
46		88 738	—	—	—	—	—	—
47		88 738	—	—	—	—	—	—
48		88 738	—	—	—	—	—	—
49		88 738	—	—	—	—	—	—
50		88 738	—	—	—	—	—	—
51		88 738	—	—	—	—	—	—
52		88 738	—	—	—	—	—	—
53		88 738	—	—	—	—	—	—
54		88 738	—	—	—	—	—	—
55		88 738	—	—	—	—	—	—
56		88 738	—	—	—	—	—	—
57		88 738	—	—	—	—	—	—
58		88 738	—	—	—	—	—	—
59		88 738	—	—	—	—	—	—
60		88 738	—	—	—	—	—	—
61		88 738	—	—	—	—	—	—
62		88 738	—	—	—	—	—	—
63		88 738	—	—	—	—	—	—
64		88 738	—	—	—	—	—	—
65		88 738	—	—	—	—	—	—
66		88 738	—	—	—	—	—	—
67		88 738	—	—	—	—	—	—
68		88 738	—	—	—	—	—	—
69		88 738	—	—	—	—	—	—
70		88 738	—	—	—	—	—	—
71		88 738	—	—	—	—	—	—
72		88 738	—	—	—	—	—	—
73		88 738	—	—	—	—	—	—
74		88 738	—	—	—	—	—	—
75		88 738	—	—	—	—	—	—
76		88 738	—	—	—	—	—	—
77		88 738	—	—	—	—	—	—
78		88 738	—	—	—	—	—	—
79		88 738	—	—	—	—	—	—
80		88 738	—	—	—	—	—	—
81		88 738	—	—	—	—	—	—
82		88 738	—	—	—	—	—	—
83		88 738	—	—	—	—	—	—
84		88 738	—	—	—	—	—	—
85		88 738	—	—	—	—	—	—
86		88 738	—	—	—	—	—	—
87		88 738	—	—	—	—	—	—
88		88 738	—	—	—	—	—	—
89		88 738	—	—	—	—	—	—
90		88 738	—	—	—	—	—	—
91		88 738	—	—	—	—	—	—
92		88 738	—	—	—	—	—	—
93		88 738	—	—	—	—	—	—
94		88 738	—	—	—	—	—	—
95		88 738	—	—	—	—	—	—
96		88 738	—	—	—	—	—	—
97		88 738	—	—	—	—	—	—
98		88 738	—	—	—	—	—	—
99		88 738	—	—	—	—	—	—
100		88 738	—	—	—	—	—	—
TOTAUX						0,001879733	0,003236145	0,031896341

NUMÉRIQUE = 0,33189634 + 0,063236145 = 0,001879733 = 0,339232393

POUSSEE Q : $\frac{0,339232393}{2} \times 0,0000244519099 = 121 310 \text{ kg}$

TABLEAU N° 7

Coefficients de travail pour la charge permanente.

Q = 526 871 kg

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11		12
										COEFFICIENTS TOTUX		
NUMÉROS des SECTIONS	MOMENT Qy	MOMENT M'	MOMENT TOTAL M = M' - Qy	N'	Q cos α	N = N' - Q cos α	$\frac{v \cdot \mu}{I}$	$\frac{v \cdot \mu}{I}$	$\frac{N}{\Omega}$	R _e	R _e	R _e
1	1 569 285	1 596 727	27 442	578 450	314 406	892 856	0,08	0,08	2,57	2,65	2,65	2,49
2	4 566 127	4 639 649	73 522	533 770	325 617	859 387	0,13	0,13	2,38	2,51	2,51	2,25
3	7 475 509	7 580 926	105 417	488 210	337 824	826 634	0,15	0,15	2,43	2,58	2,58	2,28
4	10 453 415	10 614 659	131 244	440 390	351 945	792 335	0,15	0,15	2,33	2,48	2,48	2,18
5	13 570 879	13 740 132	169 253	391 080	368 500	759 580	0,17	0,17	2,36	2,53	2,53	2,19
6	16 591 167	16 807 598	246 401	341 530	387 161	728 691	0,23	0,23	2,37	2,60	2,60	2,14
7	19 472 625	19 865 532	392 907	291 150	407 775	698 925	0,36	0,36	2,39	2,75	2,75	2,03
8	22 157 560	22 794 655	637 095	239 190	430 676	669 866	0,55	0,55	2,29	2,84	2,84	1,74
9	23 959 459	24 721 336	761 877	164 520	447 649	612 189	0,68	0,68	2,30	2,98	2,98	1,62
10	25 559 040	26 046 306	487 266	99 760	465 628	565 388	0,49	0,49	2,49	2,98	2,98	2,00
11	27 432 302	27 545 744	113 742	66 777	488 953	555 730	0,41	0,41	2,46	2,57	2,57	2,35
12	28 803 695	28 806 083	2 688	38 407	508 441	546 848	0,00	0,00	2,43	2,43	2,43	2,43
13	29 659 544	29 518 827	— 140 717	4 686	521 953	526 639	— 0,14	0,14	2,47	2,33	2,33	2,61
14	29 957 095	29 659 957	— 297 138	—	526 871	526 871	— 0,29	0,29	2,48	2,19	2,19	2,77

TABLEAU N° 8.
Coefficients de travail pour la surcharge totale.
Q = 242,712 kilos.

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
NUMÉROS des SECTIONS	MOMENT Q y	MOMENT p'	MOMENT TOTAL p + p' - Qy	N	Q cos α	X - N + Qcos α	COEFFICIENT		COEFFICIENT $\frac{N}{Q}$	COEFFICIENTS TOGAUX		COEFFICIENTS TOGAUX	
							$\frac{p}{p'}$	$\frac{p}{Q}$		R _e	R _e	R _e	R _e
				kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg
1	722 918	563 129	- 159 789	204 002	444 837	348 839	- 0,46	0,46	4,00	0,54	1,46	3,49	3,95
2	2 103 462	1 667 750	- 435 712	199 865	150 001	349 806	- 0,75	0,75	0,97	0,22	1,72	2,73	3,97
3	3 443 733	2 806 700	- 637 033	195 091	155 600	350 691	- 0,91	0,91	1,03	0,12	1,94	2,70	4,22
4	4 829 366	4 055 140	- 764 226	189 190	162 130	351 320	- 0,88	0,88	1,04	0,16	1,92	2,64	4,11
5	6 251 660	5 463 403	- 788 257	181 703	169 755	351 458	- 0,80	0,89	1,09	0,29	1,89	2,82	4,08
6	7 643 008	6 963 358	- 679 650	172 431	178 350	350 781	- 0,63	0,63	1,14	0,51	1,77	3,11	3,91
7	8 970 400	8 565 008	- 405 392	160 984	187 837	348 821	- 0,38	0,38	1,19	0,81	1,57	3,56	3,60
8	10 207 260	10 268 326	61 066	146 445	198 309	344 844	0,05	- 0,05	1,18	1,23	1,13	4,07	2,87
9	11 037 330	11 443 094	405 764	99 178	206 226	305 404	0,36	- 0,36	1,14	1,50	0,78	4,48	2,40
10	11 774 210	12 216 930	442 720	57 074	214 450	271 574	0,45	- 0,45	1,20	1,65	0,75	4,63	2,75
11	12 637 150	13 153 367	516 217	45 431	225 246	270 677	0,50	- 0,50	1,20	1,70	0,70	4,27	3,05
12	13 268 910	14 094 063	825 153	31 977	234 220	266 197	0,77	- 0,77	1,17	1,94	0,40	4,37	2,83
13	13 663 160	14 569 700	906 540		240 440	240 440	0,89	- 0,89	1,12	2,01	0,23	4,34	2,84
14	13 800 700	14 569 700	769 000		242 712	242 712	0,76	- 0,76	1,13	1,89	0,37	4,08	3,14

TABLEAU N° 9

Calcul des coefficients dans le cas de la surcharge centrale.

1 NUMÉROS des SECTIONS	2 MOMENT Qy		3 MOMENT px		4 MOMENT TOTAL px = p' - Qy		5 N	6 Q cos α	7 N = Y + Qcosα		8 COEFFICIENT $\frac{r \cdot p}{l}$		9 COEFFICIENT $\frac{r \cdot p}{l}$		10 COEFFICIENT $\frac{N}{\Omega}$		11 COEFFICIENTS TOTALE		12 COEFFICIENTS TOTALE		13 COEFFICIENTS TOTALE		14 COEFFICIENTS TOTALE			
	R ₀	R ₁	R ₀	R ₁	R ₀	R ₁			R ₀	R ₁	R ₀	R ₁	R ₀	R ₁	R ₀	R ₁	R ₀	R ₁	R ₀	R ₁	R ₀	R ₁	R ₀	R ₁	R ₀	R ₁
1	496 957	368 400	- 128 557	133 460	133 460	99 568	233 028	- 0,37	0,37	233 028	233 870	0,61	0,61	0,65	0,04	0,30	1,64	1,26	2,85	2,55	3,51	3,51	3,53	3,53	3,53	3,53
2	1 445 988	1 091 060	- 354 928	130 753	130 753	103 117	233 870	- 0,61	0,61	234 614	235 225	0,75	0,75	0,69	- 0,06	0,07	1,44	1,44	2,52	2,52	3,72	3,72	3,63	3,63	3,63	3,63
3	2 367 324	1 836 135	- 531 189	127 630	127 630	111 455	235 225	- 0,75	0,75	235 571	235 571	0,74	0,74	0,73	- 0,07	0,01	1,47	1,47	2,52	2,52	3,66	3,66	3,57	3,57	3,57	3,57
4	3 319 858	2 659 457	- 660 401	123 770	123 770	116 689	235 571	- 0,74	0,74	235 415	234 456	0,66	0,66	0,77	0,11	0,11	1,43	1,43	2,71	2,71	3,37	3,37	3,37	3,37	3,37	3,37
5	4 297 588	3 574 216	- 723 372	118 872	118 872	122 609	234 456	- 0,66	0,66	232 195	217 772	0,26	0,26	0,80	0,56	0,56	1,06	1,06	3,38	3,38	2,80	2,80	2,80	2,80	2,80	2,80
6	5 254 044	4 555 505	- 698 539	112 806	112 806	141 770	217 772	- 0,26	0,26	204 533	200 270	0,13	0,13	0,90	1,03	1,03	0,77	0,77	4,01	4,01	2,77	2,77	2,77	2,77	2,77	2,77
7	6 166 535	5 603 321	- 563 214	105 320	105 320	154 844	200 270	0,13	0,13	192 993	165 285	0,45	0,45	0,88	1,33	1,33	0,43	0,43	3,90	3,90	2,78	2,78	2,78	2,78	2,78	2,78
8	7 016 790	6 717 680	- 299 100	95 806	95 806	166 832	166 832	0,45	0,45	165 285	166 832	0,92	0,92	0,85	1,77	1,77	0,07	0,07	4,20	4,20	2,36	2,36	2,36	2,36	2,36	2,36
9	7 587 412	7 520 990	- 66 422	76 002	76 002	166 832	166 832	0,92	0,92	1,17	1,17	1,17	1,17	0,77	1,86	1,86	- 0,32	- 0,32	4,05	4,05	2,21	2,21	2,21	2,21	2,21	2,21
10	8 093 965	8 222 305	128 340	57 073	57 073	166 832	166 832	1,17	1,17	1,09	1,09	1,09	1,09	0,77	1,86	1,86	- 0,32	- 0,32	4,05	4,05	2,21	2,21	2,21	2,21	2,21	2,21
11	8 687 184	9 154 753	467 568	45 431	45 431	166 832	166 832	1,09	1,09	1,09	1,09	1,09	1,09	0,77	1,86	1,86	- 0,32	- 0,32	4,05	4,05	2,21	2,21	2,21	2,21	2,21	2,21
12	9 121 471	10 099 405	977 934	31 977	31 977	166 832	166 832	1,09	1,09	1,09	1,09	1,09	1,09	0,77	1,86	1,86	- 0,32	- 0,32	4,05	4,05	2,21	2,21	2,21	2,21	2,21	2,21
13	9 392 500	10 575 069	1 182 569	1 182 569	1 182 569	1 182 569	1 182 569	1,09	1,09	1,09	1,09	1,09	1,09	0,77	1,86	1,86	- 0,32	- 0,32	4,05	4,05	2,21	2,21	2,21	2,21	2,21	2,21
14	9 486 727	10 575 069	1 088 342	1 088 342	1 088 342	1 088 342	1 088 342	1,09	1,09	1,09	1,09	1,09	1,09	0,77	1,86	1,86	- 0,32	- 0,32	4,05	4,05	2,21	2,21	2,21	2,21	2,21	2,21

TABLEAU N° 10

Calcul des coefficients dans le cas de la demi-surcharge Q = 121 310 kg.

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
N° des SECTIONS	MOMENT Q H	MOMENT M'	MOMENT TOTAL M M' - Q H	N	Q cos α	W N + u cos α	COEFFICIENT $\frac{p \cdot z}{I}$	COEFFICIENT $\frac{p \cdot z}{I}$	COEFFICIENT $\frac{N}{\Omega}$	COEFFICIENTS TOTAUX		COEFFICIENTS TOTAUX avec charge permanente	
										R _v	R _z	R _v	R _z
				Kgf.	Kgf.	Kgf.				Kgf.	Kgf.	Kgf.	Kgf.
1	361 322	366 533	3 221	132 788	72 381	205 179	0,61	0,01	0,39	0,60	0,38	3,23	3,07
2	1 031 315	1 083 362	33 228	130 065	73 972	205 067	0,66	0,06	0,37	0,63	0,31	3,14	2,75
3	1 421 210	1 826 923	105 713	126 990	77 783	204 773	0,13	0,15	0,60	0,75	0,45	3,33	2,73
4	2 413 768	264 063	332 289	123 137	81 034	203 181	0,27	0,27	0,60	0,87	0,33	3,33	2,31
5	3 123 645	3 286 203	431 363	113 273	85 836	203 119	0,34	0,44	0,63	1,07	0,19	3,69	2,38
6	3 820 057	3 332 332	712 455	112 239	89 132	201 381	0,47	0,67	0,66	1,33	0,01	3,93	2,13
7	3 483 304	3 373 099	1 091 389	104 787	93 889	198 076	1,01	1,01	0,68	1,69	0,23	4,34	1,79
8	3 104 698	6 683 830	1 382 432	95 323	93 022	195 453	1,38	1,38	0,67	2,05	0,71	4,89	1,63
9	3 316 378	7 310 071	1 805 406	92 885	103 071	133 339	1,68	1,68	0,58	2,98	1,10	5,26	0,51
10	3 884 876	7 638 434	1 809 618	13 368	107 269	422 377	1,83	1,83	0,34	2,39	1,31	5,37	0,69
11	6 310 188	7 939 370	1 643 382	12 233	112 380	424 813	1,36	1,36	0,35	2,41	1,01	4,68	1,34
12	6 631 936	8 203 933	1 374 997	8 010	117 067	125 677	1,68	1,48	0,35	2,63	0,93	4,56	1,30
13	6 829 093	7 981 453	1 132 632	—	120 178	108 337	1,14	1,14	0,31	1,58	0,63	3,98	1,38
14	6 857 313	7 279 734	382 392	11 631	121 310	121 310	0,38	0,38	0,37	0,65	0,19	3,14	2,38
15	6 829 093	6 378 192	230 811	11 631	131 819	131 819	0,25	0,25	0,62	0,37	0,87	2,79	3,18
16	6 631 936	3 881 334	739 392	23 262	117 067	140 332	0,71	0,71	0,62	0,69	0,33	2,76	2,73
17	6 316 188	3 134 833	—	33 033	115 633	135 633	1,09	1,09	0,63	0,63	0,63	2,12	3,08
18	3 884 876	3 315 880	—	136 999	107 209	148 733	1,39	1,39	0,66	0,73	2,03	2,25	3,05
19	3 316 378	4 032 235	—	148 325	103 074	159 862	1,32	1,32	0,56	0,76	1,88	2,22	3,30
20	3 101 698	3 285 430	—	141 416	99 162	130 278	1,32	1,32	0,52	0,80	1,81	2,03	3,38
21	3 483 304	1 347 370	—	63 889	130 689	130 689	1,38	1,38	0,52	0,86	1,90	1,84	3,63
22	3 820 057	2 330 333	—	60 186	139 328	139 328	1,31	1,31	0,50	0,82	1,81	1,78	3,94
23	3 123 645	1 217 066	—	63 423	89 132	149 269	1,24	1,24	0,46	0,78	1,70	1,75	3,89
24	3 123 645	1 418 920	—	66 036	81 836	148 269	1,14	1,14	0,46	0,70	1,58	1,78	3,76
25	1 421 210	939 663	—	68 096	77 783	143 734	1,06	1,06	0,43	0,63	1,39	1,95	3,77
26	1 031 315	382 121	—	69 762	74 972	144 734	0,81	0,81	0,40	0,41	1,21	2,10	3,40
27	361 322	196 534	—	71 206	72 101	143 337	0,57	0,57	0,41	0,66	0,88	2,39	3,37

TABLEAU N° 11

Efforts tranchants produits par les charges verticales
et coefficients de travail qui en résultent pour les barres de treillis.

1 NUMÉROS DES SÉCTIONS	EFFORTS TRANCHANTS						7 Sections des Barres de Treillis	8 COEFFICIENTS DE TRAVAIL		10
	2 CHARGE PERMANENTE	3 SURCHARGE TOTALE	4 SURCHARGE CENTRALE	5 DEM-SURCHARGE CÔTÉ CHARGÉ	6 CÔTÉ DÉCHARGÉ	7 mm ² .		8 Kg.	9 Surcharge donnant le maximum	
1	Kg. 7 384	Kg. -63 050	Kg. -34 635	Kg. 4 409	Kg. 44 388	129 600	0,05	-0,374	Kg. 0,28	
2	5 407	-33 691	-28 380	6 902	-40 527	27 000	0,20	-1,50	-1,30	
3	3 618	-23 263	-21 395	13 014	-36 193	25 000	0,14	-1,45	-1,31	
4	3 229	-10 795	-13 063	20 266	-30 000	25 500	0,43	-1,22	-1,09	
5	6 165	4 340	-2 924	29 037	-24 638	25 000	0,24	-1,46	-0,92	
6	12 665	22 196	9 052	39 323	-17 071	25 000	0,51	1,57	2,08	
7	22 224	43 073	23 070	51 260	-8 137	33 000	0,67	4,55	2,22	
8	35 934	68 003	39 863	65 391	2 657	38 500	0,93	1,70	2,63	
9	-12 680	31 849	34 502	20 293	11 637	39 000	-0,42	1,35	0,73	
10	-58 133	-5 784	29 715	-27 741	21 658	39 000	-1,49	-0,71	-2,20	
11	-29 981	22 786	51 042	-14 708	37 466	29 500	-1,01	-0,50	-1,51	
12	-3 227	54 069	73 938	112	53 829	29 500	0,41	2,50	2,61	
13	-37 763	-33 085	227 44	-101 127	68 065	35 000	-1,08	-2,89	3,97	
14	0	0	0	-85 398	85 398	32 500	-	1 2,63	2,63	

Les efforts donnant le maximum sont soulignés.

TABLEAU N° 12

Coefficients de travail des membrures* correspondant à une variation de température de 30°.

$Q = 9760 \text{ kg}$

1 NUMÉROS des SECTIONS	2 MOMENT Q Y	3 COEFFICIENT de TRAVAIL	4 $N = Q \cos \alpha$	5 COEFFICIENT R des EFFORTS N	6 COEFFICIENTS TOTAUX	
					R_e	R_t
1	36 177	0,40 kg	7 231 kg	0,02 kg	0,12 kg	0,12 kg
2	105 266	0,48	7 507	0,02	0,20	0,20
3	172 338	0,25	7 788	0,03	0,28	0,28
4	241 681	0,28	8 113	0,03	0,31	0,31
5	312 859	0,32	8 495	0,03	0,35	0,35
6	382 487	0,36	8 925	0,03	0,39	0,39
7	448 902	0,41	9 401	0,03	0,44	0,44
8	510 813	0,44	9 929	0,03	0,47	0,47
9	552 354	0,49	10 320	0,04	0,53	0,53
10	589 230	0,60	10 734	0,05	0,65	0,65
11	632 420	0,61	11 269	0,05	0,66	0,66
12	664 030	0,62	11 721	0,05	0,67	0,67
13	683 760	0,68	11 759	0,05	0,73	0,73
14	690 630	0,69	12 146	0,05	0,74	0,74

TABLEAU N° 13

Efforts du vent sur les différentes parties de l'arc.

NUMÉROS DES MONTANTS	SURFACE offerte AU VENT.	VENT SANS SURCHARGE		VENT AVEC SURCHARGE	
		Effort total pour 270 kilogr. par mètre carré.	Effort sur l'intrados ou sur l'extrados.	Effort total pour 150 kilogr. par mètre carré.	Effort sur l'intrados ou sur l'extrados.
		<i>kg</i>	<i>kg</i>	<i>kg</i>	<i>kg</i>
1	22,02	5 945	2 972	3 303	1 651
2	22,85	6 169	3 084	3 427	1 713
3	25,52	6 890	3 445	3 828	1 914
4	28,53	7 703	3 851	4 279	2 139
5	30,57	8 254	4 127	4 585	2 292
6	31,74	8 570	4 285	4 761	2 380
7	33,56	9 061	4 530	5 034	2 517
8	31,15	8 410	4 205	4 672	2 336
9	31,45	8 491	4 245	4 717	2 358
10	34,09	9 204	4 602	5 113	2 556
11	32,37	8 740	4 370	4 855	2 427
12	32,07	8 639	4 329	4 810	2 405
13	32,08	8 662	4 331	4 812	2 406

TABLEAU N° 14.

Valeurs des moments d'inertie à considérer pour le vent.

1	2	3	4	5	6	7	8	10
NUMÉROS des SECTIONS	$2 \omega_1$	ν_c	$2 \sigma_c \nu_c^2$	$2 \sigma_1$	ν_1	$2 \omega_1 \nu_1^2$	1	$\frac{1}{\nu_c}$
1	0,173 848	9,50	15,6 890	0,173 848	9,75	16,525	32,215	3,390
2	0,179 448	8,89	14,1 820	0,179 448	9,47	15,980	30,072	3,371
3	0,169 048	8,28	11,5 630	0,169 048	8,61	12,563	24,066	2,901
4	0,169 048	7,58	9,6 900	0,169 048	8,01	10,821	20,511	2,706
5	0,161 248	6,88	7,6 326	0,161 248	7,42	8,8778	16,5104	2,400
6	0,153 448	6,20	5,8 985	0,153 448	6,83	7,1582	13,0567	2,166
7	0,145 648	5,53	4,4 540	0,145 648	6,26	5,7076	10,1616	1,838
8	0,145,648	4,94	3,5 563	0,145 648	5,73	4,7821	8,3364	1,688
9	0,133 748	4,33	2,7 446	0,133 748	5,40	3,9001	6,6447	1,466
10	0,112 948	4,15	1,9 452	0,112 948	5,08	2,9148	4,8000	1,171
11	0,112 948	3,72	1,5 630	0,112 948	4,72	2,5163	4,0793	1,086
12	0,112 948	3,40	1,3 057	0,112 948	4,47	2,2568	3,5625	1,017
13	0,106 448	3,20	1,0 900	0,105 448	4,26	1,9317	3,0217	0,944
14	0,106 448	3,11	1,0 495	0,106 448	4,23	1,9134	2,9629	0,944

TABEAU N° 15

Éléments du calcul du moment m_1 à la clef.

1	2	3	4	5	6	7
N ^{os} DES SECTIONS	lg α	$\Sigma r^2 \Sigma (\sin \frac{\alpha}{2} \cos \beta \cos \omega) $	$\frac{\cos \alpha}{1}$	$\frac{\sin \alpha \lg \alpha}{\Sigma r^2 \Sigma (\sin \frac{\alpha}{2} \cos \beta \cos \omega) }$	$\Delta \alpha$	$\Delta r \left(\frac{\cos \alpha}{1} + \frac{\sin \alpha \lg \alpha}{\Sigma r^2 \Sigma (\sin \frac{\alpha}{2} \cos \beta \cos \omega) } \right)$
1	1,34 469	4,07 203	0,018 524	0,264 984	4,43	1,255 940
2	1,27 207	0,89 846	0,020 523	1,113 076	4,26	4,829 132
3	1,19 681	0,66 307	0,026 643	1,385 090	4,70	6,635 145
4	1,11 404	0,61 738	0,032 567	1,342 826	5,20	7,152 043
5	1,02 189	0,55 128	0,042 362	1,324 863	5,80	7,929 789
6	0,92 300	0,53 294	0,056 2800	1,174 862	6,00	7,385 652
7	0,81 818	0,64 366	0,076 165	0,804 914	6,60	5,815 121
8	0,70 470	0,64 533	0,098 655	0,629 029	6,80	4,944 171
9	0,62 060	0,73 914	0,127 8730	0,442 703	3,30	1,882 901
10	0,52 9487	0,58 661	0,181 844	0,422 373	7,60	4,592 049
11	0,40 439	0,51 849	0,227 498	0,288 359	7,60	3,906 940
12	0,27 168	0,52 217	0,270 8830	0,136 407	7,80	3,176 862
13	0,13 760	0,55 279	0,327 8500	0,033 930	8,21	2,970 230
14	0,00 000	0,52 471	0,337 507	0,000 000	4,11	1,387 153

Dénominateur : 63,923 128

TABLEAU N° 16

Moments fléchissants et moments de torsion.

N° des SEG- TIONS	VENT SANS SURCHARGE					VENT AVEC SURCHARGE						
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
	m_h MOMENT horizontal	m_v MOMENT vertical	m_f	m_t	M_f MOMENT fléchissant	M_t MOMENT de torsion	m_h MOMENT horizontal	m_v MOMENT vertical	m_f	m_t	M_f MOMENT fléchissant	M_t MOMENT de torsion
0	-7 035 830	7 969 244					-3 049 544	3 339 292				
1	-7 324 302	7 460 648	-10 337 392	-1 425 474	-9 142 622	208 314	-4 813 230	3 021 530	-6 301 640	-865 803	-6 707 469	-601 703
2	-6 608 163	6 322 683	-9 211 823	-1 163 909	-7 953 769	436 410	-4 356 763	4 423 363	-6 170 023	-691 377	-3 968 928	-433 373
3	-3 897 831	3 646 640	-8 114 778	-903 331	-6 809 328	636 789	-3 901 694	3 861 938	-3 465 334	-317 888	-3 236 700	-208 192
4	-3 143 431	4 778 168	-6 962 876	-637 308	-3 633 066	877 373	-3 416 906	3 362 189	-4 739 830	-336 948	-4 322 393	-91 776
5	-4 349 806	3 929 444	-3 836 732	-360 340	-4 426 982	1 094 342	-2 900 634	2 731 366	-3 965 198	-148 805	-3 767 619	83 733
6	-3 332 483	3 143 868	-4 733 438	-92 477	-3 239 388	4 288 213	-2 372 331	2 237 348	-3 260 887	83 420	-8 021 783	233 613
7	-2 734 302	2 440 877	-3 661 866	-137 609	-2 086 346	4 446 733	-1 838 324	1 772 776	-3 345 303	207 832	-2 293 768	413 894
8	-1 632 936	1 829 634	-2 633 983	-382 430	-969 983	1 334 766	-1 302 013	1 363 222	-1 830 138	365 143	-1 384 160	332 378
9	-1 306 694	1 119 838	-1 777 183	213 073	-47 323	4 288 407	-941 712	844 840	-1 243 631	221 301	-969 139	392 863
10	-1 023 012	603 832	-1 186 660	34 933	612 360	1 607 304	-639 621	439 302	-827 433	81 798	-339 912	234 031
11	-597 621	400 146	-703 636	148 746	4 183 314	907 000	-407 247	323 203	-499 073	130 168	-197 132	271 311
12	-236 186	276 482	-300 464	204 888	4 663 496	738 392	-136 433	149 362	-187 474	93 688	-426 330	478 906
13	-33 333	4 892	-33 888	00	1 980 782	277 491	-19 733	2 718	-19 939	0	392 409	44 333
14	0				2 033 670	0					323 386	

MOMENT $m_t = 2 033 670$

MOMENT $m_t = 323 386$

TABLEAU N° 17

Coefficients de travail des membrures sous l'action du vent.

N ^{os} des SECTIONS	VENT SANS SURCHARGE		VENT AVEC SURCHARGE	
	EXTRADOS	INTRADOS	EXTRADOS	INTRADOS
	2	3	4	5
	<i>kg</i>	<i>kg</i>	<i>kg</i>	<i>kg</i>
1	2,70	2,77	1,98	2,04
2	2,36	2,43	1,77	1,82
3	2,34	2,44	1,81	1,88
4	2,08	2,20	1,67	1,78
5	1,84	1,99	1,58	1,70
6	1,54	1,70	1,44	1,58
7	1,14	1,28	1,24	1,41
8	0,57	0,67	0,94	1,09
9	0,03	0,04	0,66	0,79
10	0,52	0,64	0,45	0,56
11	1,08	1,36	0,18	0,23
12	1,59	2,09	0,12	0,16
13	2,10	2,80	0,32	0,42
14	2,15	2,90	0,35	0,46

TABLEAU N° 18
Calcul des coefficients de travail des barres du contreventement.

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
NUMÉROS des SECTIONS	SECTIONS PROJETÉES EXTRADOS	SECTIONS PROJETÉES INTRADOS	EFFORT TRANSMIS DANS L'EXTRADOS OU L'INTRADOS	COEFFICIENT A L'EXTRADOS	COEFFICIENT A L'INTRADOS	EFFORT P PROVENANT DES MOMENTS DE TORSION	COEFFICIENT A L'EXTRADOS DU A LA TORSION	COEFFICIENT A L'INTRADOS DU A LA TORSION	COEFFICIENTS TOTAUX	
	Unités m ²		Kg	Kg	Kg	Kg	Kg	Kg	Kg	EXTRADOS
1	0,02700	0,034125	83 866	3,11	2,45	824	0,03	0,02	3,14	2,43
2	0,02975	0,03300	80 394	2,71	2,45	41 970	0,40	0,36	3,11	2,09
3	0,02750	0,03100	77 809	2,83	2,51	30 307	1,40	0,98	3,93	1,53
4	0,02600	0,02987	74 384	2,88	2,49	51 771	1,99	1,73	4,87	0,76
5	0,02375	0,02725	70 583	2,97	2,58	74 688	3,15	2,74	6,12	0,16
6	0,02250	0,02600	66 386	2,95	2,55	95 179	4,24	3,67	7,19	1,12
7	0,02050	0,02375	62 101	3,04	2,62	86 804	4,24	3,65	7,28	1,03
8	0,01925	0,02250	57 570	2,99	2,56	90 269	4,70	4,02	7,69	1,46
9	0,02900	0,03250	43 873	1,51	1,35	105 520	3,62	3,23	5,43	1,88
10	0,01350	0,01525	30 136	2,22	1,98	52 853	3,91	3,46	6,13	1,48
11	0,01300	0,01450	25 534	1,96	1,76	55 161	4,32	3,89	6,28	2,13
12	0,01250	0,01425	21 164	1,70	1,48	46 808	3,74	3,28	5,44	1,80
13	0,01200	0,01412	4 330	0,36	0,31	16 566	1,37	1,17	1,73	0,86
14	0,01200	0,01425	0	0,00	0,00					

TABEAU N° 19

Coefficients de travail du treillis.

NUMÉROS des SECTIONS	1	2	3	4	5
	EFFORT P DANS LE CAS DU VENT SANS SURCHARGE	EFFORT P DANS LE CAS DU VENT AVEC SURCHARGE	SECTION PROJETÉE DES BARRES DU TREILLIS	COEFFICIENTS DE TRAVAIL	
				DANS LE CAS DU VENT SANS SURCHARGE	DANS LE CAS DU VENT AVEC SURCHARGE
	<i>kg</i>	<i>kg</i>	<i>mm²</i>	<i>kg</i>	<i>kg</i>
1	21 352	61 982	129 600	0,16	0,48
2	43 903	43 903	20 000	1,63	1,63
3	62 526	25 531	25 000	2,50	1,02
4	77 490	8 369	25 500	3,04	0,33
5	87 872	6 725	25 000	3,52	0,27
6	94 425	18 736	33 000	3,77	0,75
7	132 660	37 954	38 500	4,02	1,15
8	154 240	54 816	30 000	4,00	1,42
9	80 967	24 475	39 000	2,67	0,81
10	116 670	27 101	29 000	3,00	0,70
11	90 881	27 185	29 500	3,07	0,92
12	75 189	18 222	29 500	2,55	0,65
13	31 134	4 977	35 000	0,89	0,14
14			32 500		

TABLEAU N° 20

Coefficients de travail des membrures d'extrados.

N° des Sections	ARC	ARC	ARC	ARC	VENT	VENT	COEFFICIENTS MAXIMUM
	ET TABLIER SEULS	ENTIÈREMENT CHARGÉ	CHARGÉ AU MILIEU	A DEMI CHARGÉ	SANS SURCHARGE	AVEC SURCHARGE	
	<i>kg</i>	<i>kg</i>	<i>kg</i>	<i>kg</i>	<i>kg</i>	<i>kg</i>	<i>kg</i>
1	<u>2,65</u>	3,19	2,95	3,25	<u>2,70</u>	1,98	5,35
2	2,51	2,73	2,55	<u>3,15</u>	2,35	1,77	4,92
3	2,58	2,70	2,52	<u>3,33</u>	2,34	<u>1,81</u>	5,14
4	2,48	2,64	2,41	<u>3,36</u>	2,08	<u>1,67</u>	5,03
5	2,53	2,82	2,52	<u>3,61</u>	1,84	<u>1,58</u>	5,19
6	2,60	3,11	2,71	<u>3,94</u>	1,54	<u>1,44</u>	5,38
7	2,75	3,56	3,04	<u>4,45</u>	1,14	<u>1,24</u>	5,69
8	2,84	4,07	3,38	<u>4,91</u>	0,57	<u>0,94</u>	5,85
9	2,98	4,48	3,73	<u>5,26</u>	0,03	<u>0,66</u>	5,92
10	2,98	4,63	4,01	<u>5,58</u>	0,52	<u>0,45</u>	5,83
11	2,57	4,27	3,90	<u>4,67</u>	1,08	<u>0,18</u>	4,85
12	2,43	4,37	4,20	<u>4,45</u>	1,59	<u>0,12</u>	4,57
13	2,33	<u>4,34</u>	4,27	3,98	2,10	<u>0,32</u>	4,66
14	2,19	<u>4,08</u>	4,07	3,14	2,15	<u>0,35</u>	4,43

Les coefficients maximum sont soulignés.

TABLEAU N° 21

Coefficients de travail des membrures d'intrados.

N° des Sections	ARC	ARC	ARC	ARC	VENT	VENT	COEFFICIENTS MAXIMUM
	ET TABLIER SEULS	ENTIEREMENT CHARGÉ	CHARGÉ AU MILIEU	A DEMI CHARGÉ	SANS SURCHARGE	AVEC SURCHARGE	
	<i>kg</i>	<i>kg</i>	<i>kg</i>	<i>kg</i>	<i>kg</i>	<i>kg</i>	<i>kg</i>
1	2,40	<u>3,95</u>	3,53	3,37	2,77	<u>2,04</u>	5,99
2	2,25	<u>3,97</u>	3,51	3,47	2,43	<u>1,82</u>	5,79
3	2,28	<u>4,22</u>	3,72	3,77	2,44	<u>1,88</u>	6,10
4	2,18	<u>4,11</u>	3,63	3,77	2,20	<u>1,78</u>	5,89
5	2,19	<u>4,08</u>	3,66	3,90	1,99	<u>1,70</u>	5,78
6	2,14	3,91	3,57	<u>3,95</u>	1,70	<u>1,58</u>	5,53
7	2,03	3,60	3,37	<u>3,94</u>	1,28	<u>1,41</u>	5,35
8	1,74	2,87	2,80	<u>3,58</u>	0,67	<u>1,09</u>	4,67
9	1,62	2,40	2,49	<u>3,50</u>	0,04	<u>0,79</u>	4,29
10	2,00	2,75	2,77	<u>4,06</u>	0,64	<u>0,56</u>	4,62
11	2,35	3,05	2,78	<u>4,07</u>	1,36	<u>0,23</u>	4,30
12	<u>2,43</u>	2,83	2,36	3,75	2,09	0,16	4,52
13	<u>2,61</u>	2,84	2,21	3,48	2,80	0,42	5,41
14	<u>2,77</u>	3,14	2,45	2,58	2,90	0,46	5,67

Les coefficients maximum sont soulignés.

TABLEAU N° 22

Coefficients de travail des barres de treillis obtenus en ajoutant les coefficients dus aux efforts tranchants du tableau N° 11 aux coefficients dus à la torsion du tableau N° 19.

N° des SECTIONS	CAS DU VENT SANS SURCHARGE			CAS DU VENT AVEC SURCHARGE		
	EFFORT TRANCHANT	VENT	TOTAL	EFFORT TRANCHANT	VENT	TOTAL
	kil.	kil.	kil.	kil.	kil.	kil.
1	0,06	0,16	0,22	0,28	0,48	<u>0,76</u>
2	0,20	1,63	1,83	1,30	1,63	<u>2,93</u>
3	0,14	2,50	<u>2,64</u>	1,31	1,02	2,33
4	0,13	3,04	<u>3,17</u>	1,09	0,33	1,42
5	0,24	3,52	<u>3,76</u>	0,92	0,27	1,19
6	0,51	3,77	<u>4,28</u>	2,08	0,75	2,83
7	0,67	4,02	<u>4,69</u>	2,22	1,15	3,37
8	0,93	4,00	<u>4,93</u>	2,63	1,42	4,05
9	0,42	2,67	<u>3,08</u>	0,73	0,81	1,54
10	1,49	3,00	<u>4,49</u>	2,20	0,70	2,90
11	1,01	3,07	<u>4,08</u>	1,51	0,92	2,43
12	0,11	2,55	2,66	2,61	0,65	<u>3,26</u>
13	1,08	0,89	1,97	3,97	0,14	<u>4,11</u>
14				2,63		<u>2,63</u>

Les coefficients maximum sont soulignés.

LIGNE DE MONASTIER
A NEUSSARGUES

PRÉFECTURE DE LA LOZÈRE

PARTIE COMPRISE

ENTRE SAINT-CHÉLY ET MOUGON

PROJET DÉFINITIF DU TRACÉ
ET DES TERRASSEMENTS

DÉCISION MINISTÉRIELLE

Paris, le 14 juin 1879.

MONSIEUR LE PRÉFET,

Une décision ministérielle, en date du 13 avril 1877, a approuvé, avec quelques légères modifications, le projet de tracé et de terrassements du chemin de fer de Marvejols à Neussargues, dans la partie comprise entre Marvejols, point de départ, et Trémoulous (point 38 km), et prescrit, pour le surplus, de nouvelles études, dans le but de satisfaire, autant que possible, aux demandes de la Compagnie du Midi.

Une seconde décision, du 27 novembre 1878, statuant sur le nouveau projet présenté à la suite de ces études, porte qu'entre Trémoulous (point 38 km) et Mongon (point 60 km), on suivra le tracé figuré en bleu sur les plans, sous la réserve que les pentes seront portées de 0,017 m à 0,019 m entre Trémoulous et Garabit (point 55 km), et les rampes de 0,015 m à 0,017 m entre Garabit et Mongon.

Dans un projet dressé en exécution de cette décision, et qui m'a été transmis directement par M. l'Inspecteur général chargé de la 23^e division, MM. les Ingénieurs présentent, pour la partie comprise entre Saint-Chély (point 31,678 km) et Mongon, un nouveau tracé qui réalise une économie de 30 0/0 sur les dépenses, et dans lequel les pentes et les rampes sont réduites respectivement à 0,018 m et 0,015 m, soit pour les pentes 0,001 m de moins que le taux indiqué ci-dessus, et pour les rampes 0,002 m de moins.

Sous le rapport des sinuosités et des rayons des courbes, de même que pour la longueur totale de la ligne, il y a, d'ailleurs, parité avec le tracé approuvé.

A partir de Saint-Chély, au lieu de descendre à flanc de coteau le vallon de l'Arcomie pour franchir la vallée profonde de la Truyère et de monter sur l'autre rive par le vallon de Mongon, le nouveau tracé proposé se maintient sur le plateau peu accidenté qui s'étend de Trémoulous à Mongon, et traverse la vallée de la Truyère sur un grand viaduc qui soutient les rails à 120 m au-dessus des eaux d'étiage, et franchit la partie la plus profonde au moyen d'une arche en fer de 160 m d'ouverture et de 50 m de flèche. Des travées, avec tablier et piles en métal, supportent la voie de chaque côté de l'arche jusqu'aux arcades en maçonnerie qui encadrent le viaduc; les travées ont 50 m de portée, et la plus haute pile atteint 78 m, répartis entre un soubassement en maçonnerie de 19 m et un fût en métal de 59 m.

Le tracé est en courbe sur la moitié de sa longueur, et les courbes de 300 m de rayon ne représentent que 30 0/0 environ de développement total.

Le profil en long offre :

Des pentes de 0,018 m	sur	11 927,72 m,	soit	41 0/0
Des rampes de 0,015 m	—	5 030,67	—	17 0/0
Des déclivités inférieures à 0,015 m	—	4 127,01	—	14 0/0
Des paliers	—	8 264,21	—	28 0/0
TOTAUX		<u>29 349,61 m,</u>	soit	<u>100 0/0</u>

La somme des longueurs des pentes et rampes qui, suivant l'ancien tracé, était de 18 919,65 m, est seulement de 16 958,39 m d'après le nouveau tracé qui, de plus, réduit de 58,57 m la hauteur verticale à racheter tant à la montée qu'à la descente, et constitue ainsi une amélioration importante pour l'exploitation.

Par suite de la nature schisteuse ou granitique du sol, les terrassements, qui sont d'ailleurs peu importants, n'exigeront pas, comme pour le tracé à flanc de coteau abrupte et raviné, des travaux de consolidation coûteux.

Au point de vue des stations, le nouveau tracé dessert les mêmes centres de population, mais les emplacements choisis sont plus rapprochés de la route nationale n°9, et les gares seront, par suite, d'un accès plus facile. Les dépenses de terrassements pour les plates-formes des deux stations de Saint-Just et de Bournoucles, qui auraient été considérables à flanc de coteau, seront très faibles sur le plateau, où l'on peut prendre, d'ailleurs, tous les développements nécessaires.

Cet avantage est surtout à noter pour la station de Ruines-Mongon, située à la bifurcation de l'embranchement sur Arvant.

Les ouvrages d'art courant n'offrent rien de particulier à signaler.

Les ouvrages exceptionnels comprennent un pont de 15 m d'ouverture, un souterrain de 333 m de longueur et le grand viaduc de Garabit, sur lequel se concentre tout l'intérêt du projet et dont la conception hardie rend seule possible la nouvelle solution proposée, qui est due entièrement à l'initiative et aux recherches de M. l'Ingénieur Boyer.

Ce viaduc, d'une longueur totale de 493 m, franchit la vallée de la Truyère, à une hauteur telle que le tracé puisse s'établir sur le plateau aux abords.

L'arche de 160 m d'ouverture et de 50 m de flèche, avec travées latérales de 50 m de portée, donnant accès sur le sommet de l'arc, est semblable à celle qui a été construite en Portugal, sur le Douro, par M. G. Eiffel, ingénieur-constructeur, lequel a employé des procédés nouveaux pour le montage de l'arche sans échafaudage en rivière, en ne prenant des points d'appui que sur les parties mêmes de l'ouvrage déjà construites, comme cela s'est fait au pont Saint-Louis, sur le Mississipi.

La plus haute pile atteint 78 m, hauteur inférieure à celle des piles du viaduc de Fribourg, et la partie métallique a une hauteur de 59 m, supérieure de 1,50 m seulement à celle du viaduc de la Bouble.

Les fondations se feront sans aucune difficulté sur le schiste dur ou le gneiss qui affleurent le sol.

Pour montrer la possibilité de cet ouvrage et en évaluer la dépense, MM. les Ingénieurs se sont adressés à M. G. Eiffel, qui a fourni un avant-projet et a déclaré se charger de la construction du viaduc de Garabit sur la série des prix de son détail estimatif ou à forfait, moyennant une somme de 1,800,000 f et avec un délai d'exécution de dix-huit mois à deux ans.

Cette proposition concerne seulement la partie du viaduc à tablier métallique de 369 m de longueur, comprise entre les culées et les arcades en maçonnerie.

En résumé, la dépense totale des travaux d'infrastructure de cette section de la ligne, sur une longueur de 29 349,61 m, est évaluée à 6 431 031 f et présente une diminution de 3 159 000 f sur celle du projet approuvé.

MM. les Ingénieurs exposent dans leurs rapports que les mesures sont prises pour attacher le percement du souterrain de Mallet en six points à la fois au moyen de deux puits intermédiaires et pour l'achever dans un délai de deux ans. Comme il importe que l'exécution du viaduc de Garabit ne soit pas une cause de retard, ils demandent que l'on arrête dès maintenant le mode de marché à adopter pour mener promptement et à bonne fin cette construction exceptionnelle.

MM. les Ingénieurs proposent à cet effet, d'un commun accord, de passer un marché de gré à gré et à forfait aux conditions suivantes :

1° L'entrepreneur exécutera la partie avec tablier métallique sur une longueur de..... entre les culées, moyennant un prix de..... fixé à forfait.

Il acceptera la responsabilité décennale pour la superstructure, comme pour la solidité du sol des fondations.

2° L'entrepreneur prendra l'engagement de construire l'ouvrage en deux ans et supportera une retenue de 10,000 *f* par chaque mois de retard.

3° Il présentera à l'administration un projet complet, avec calculs de stabilité à l'appui. La pression maxima sous les charges fixes et roulantes, comme sous l'action du vent, ne devra dépasser en aucun point 6 *kg* par millimètre carré.

4° Une commission sera chargée de vérifier les calculs et d'arrêter définitivement les dispositions du projet qui servira de base au forfait.

M. l'Ingénieur ordinaire pense que l'on pourrait ouvrir un concours et appeler les principaux constructeurs à présenter des projets et des soumissions, mais qu'il serait préférable de traiter avec M. G. Eiffel, dont les propositions lui paraissent acceptables, parce que, seul, il a construit un ouvrage analogue, seul, il a l'expérience des nouveaux procédés de montage dont il est en grande partie l'inventeur et dont il possède, en outre, le matériel, celui qui a servi à édifier le pont sur le Douro.

M. l'Ingénieur en chef écarte la proposition du concours et propose :

1° D'approuver le nouveau tracé présenté pour la partie comprise entre Saint-Chély et Mongon ;

2° D'autoriser les Ingénieurs à passer un marché à forfait avec la maison Eiffel, aux conditions indiquées par M. l'Ingénieur ordinaire.

Invitée à formuler ses observations, la Compagnie du Midi a reconnu que le nouveau projet réalisait une amélioration très importante et s'est bornée à demander quelques modifications qui, suivant elle, n'augmenteront pas sensiblement la dépense.

Elle signale des courbes que l'on pourrait supprimer, d'autres dont il serait possible d'augmenter le rayon, et demande notamment, pour éviter le dévers, sur la voie du tablier métallique du viaduc de Garabit, qu'on reporte l'origine de la courbe à 50 *m* de celle du tablier, et que l'on coupe la boucle formée par le tracé au contour du mamelon situé à sa sortie. Le garage de Garabit, qui ne serait plus qu'à 2 800 *m* de la station de Mongon, deviendrait inutile et serait supprimé. De plus, on allongerait l'alignement sur lequel est placée la station de Ruines-Mongon, afin de pouvoir étendre les installations nécessitées par l'embranchement sur Arvant.

MM. les Ingénieurs de l'Etat répondent qu'ils ont indiqué eux-mêmes, dans leurs rapports la possibilité de supprimer quelques courbes, que la partie métallique du viaduc pourra être placée en entier sur l'alignement droit, mais que la boucle ne pourrait être supprimée qu'en passant en souterrain sous le mamelon et en augmentant la dépense d'environ 400 000 *f*.

La Compagnie demande, en outre, que l'on réduise à 0,017 *m* la pente de 0,018 *m* et indique sur un plan et sur un profil le moyen d'obtenir ce résultat, non seulement entre l'origine et le col de la Baraque, mais encore entre le col de la Baraque et Garabit, où les difficultés sont plus sérieuses et où cette pente règne sur 6 722 *m*.

Ce moyen consiste, suivant elle, à déplacer le palier de la station de Clavières en reportant cette station en deçà du col de la Baraque (*km* 46) et à exhausser de 2 *m* le viaduc de Garabit.

MM. les Ingénieurs répondent que la station déplacée ne desservirait plus les intérêts locaux, qu'elle partagerait trop inégalement la distance entre les deux stations voisines de Saint-Just et de Mongon ; enfin, qu'elle serait située en partie dans une tranchée profonde, situation qui donnerait lieu à l'exécution de terrassements fort coûteux. Toutefois, après avoir examiné de nouveau la question, ils proposent de réduire la pente dont il s'agit à 0,017 *m*, sans changer sensiblement l'emplacement de la station de Clavières, mais en exhaussant le tablier du viaduc de Garabit de 3,50 *m* au moins, c'est-à-dire de la cote 835,50 à la cote 839. Par suite, la dépense serait augmentée de 180 000 *f* environ, dont 40 000 pour le viaduc et le surplus pour les terrassements. Après avoir déclaré qu'elle formulera ses observations au sujet du grand viaduc de Garabit, lors de la présentation du projet définitif de cet ouvrage, la Compagnie se borne à des indications en vue des études et de la pose de la voie.

Ainsi, le raccordement de la pente avec le palier devra s'opérer en dehors du tablier, celui-ci devra être impénétrable à l'action des roues d'une locomotive déraillée et disposé pour recevoir le type de voie de la Compagnie et au besoin des contre-rails.

Des refuges devront être ménagés de 25 m en 25 m pour les agents, en dehors de la largeur de 4,50 m du viaduc.

La Compagnie demande, en outre, que le palier de la station de Clavières reçoive 500 m de longueur franches, en dehors des raccordements, conformément à la décision du 13 avril 1877, et que la rampe de 0,015 m dans le souterrain d'Herbouze (point km 37) soit réduite à 0,010 m, afin de tenir compte de la différence d'adhérence entre les parties de voie à découvert et celles en souterrain.

MM. les Ingénieurs ne font pas d'objection au premier point; mais, en ce qui concerne le second, ils estiment qu'une différence de 0,003 m suffit et proposent de réduire à 0,012 m la rampe du souterrain d'Herbouze.

Enfin, la Compagnie réclame d'une manière générale :

1° L'établissement de fossés en haut des tranchées et au pied des remblais partout où l'inclinaison du terrain naturel tendra à amener les eaux sur le chemin, ainsi que d'une banquette entre le fossé et la haie ;

2° L'exécution de travaux propres à préserver la ligne contre les amoncellements de neige, ainsi que l'ouverture des grandes tranchées sur la largeur de deux voies, l'emplacement de la seconde voie devant servir à recevoir les neiges déblayées sur la voie en service.

De plus, comme le nombre des passages à niveau n'est que de vingt sur 29 km et que les maisons de garde ne suffiront pas pour loger le personnel, des emplacements avec jardin devront être ménagés, d'accord avec la Compagnie, pour construire des logements supplémentaires.

M. l'Inspecteur général chargé de la 23^e inspection résume, dans son rapport, les avantages que présente le nouveau tracé et conclut à son adoption.

En ce qui concerne les modifications réclamées par la Compagnie du Midi, M. de Boisanger pense qu'il est sans intérêt de faire de grands sacrifices pour supprimer quelques courbes dans un tracé généralement très sinueux et pour réduire de 200 à 300 m la longueur d'une ligne qui aura près de 100 km. MM. les Ingénieurs apporteront, d'ailleurs, dans l'étude de détail toutes les améliorations dont le coût sera justifié par les avantages à retirer.

M. l'Inspecteur général estime, en outre, qu'il n'est pas nécessaire de déplacer la station de Clavières pour réduire la pente à 0,017 m, ni d'exhausser le viaduc de Garabit. Les difficultés à surmonter pour assurer d'une manière absolue la sécurité des trains circulant à une aussi grande hauteur au-dessus du sol, sous l'effort même de vents violents, sont déjà exceptionnelles, et l'on ne doit pas les augmenter sans des motifs sérieux et surtout lorsque le but est suffisamment atteint.

Cet adoucissement sur un tracé sinueux et dans une région élevée, exposée aux neiges, faciliterait certainement la traction, mais il ne faut pas en exagérer l'avantage et perdre de vue qu'une pente de 0,030 m est admise à l'extrémité de la ligne.

Or, la Compagnie reconnaît en principe que la déclivité de 0,0275 m en double traction correspond à 0,017 m en simple traction; par conséquent, dans la même proportion, 0,030 m correspondent à 0,0185 m.

D'après les derniers renseignements fournis par MM. les Ingénieurs, on peut, en déviant légèrement le tracé, sans déplacer la station, sans exhausser le viaduc au-dessus de la cote 835, et avec une augmentation des dépenses qui n'atteindra pas 100,000 f, réduire la pente de 0,018 m à 0,0175; c'est la solution que M. l'Inspecteur général propose d'adopter.

Quant au mode à suivre pour le marché des travaux du viaduc, le plus simple et le plus expéditif serait de traiter de gré à gré avec M. Eiffel, auquel MM. les Ingénieurs se sont adressés pour avoir un avant-projet, et qui offre pour l'exécution des garanties qu'aucun autre concurrent ne peut donner au même degré, ce constructeur ayant seul exécuté jusqu'à ce jour un ouvrage analogue, et l'ayant mené à bien. De plus, M. Eiffel a appliqué à ces sortes de travaux des procédés de montage qui ont réussi, grâce à un ensemble de précautions propres à en assurer la précision et dont il possède seul l'expérience. Enfin, il a inventé des moyens pour obtenir la rigidité des piles et du tablier contre l'action du vent qui exerce de violents efforts à cette hauteur dans les gorges des montagnes.

En résumé M. l'Inspecteur général de Boisanger propose :

A. D'approuver, sous les réserves d'usage, le nouveau tracé par les plateaux entre Saint-Chély et Mongon, aux conditions suivantes :

B. Les décisions des 13 avril 1877 et 29 novembre 1878 seront rapportées en ce qui concerne cette partie de la ligne de Monastier à Neussargues.

C. MM. les ingénieurs seront invités

1° A apporter, dans les parties sinueuses, les améliorations dont le coût sera justifié par les avantages à obtenir ;

2° A donner 590 *m* de longueur au palier de la station de Clavières et 800 *m* à celui de la station de Mongon ;

3° A éviter de raccorder des déclivités sur des tabliers en métal.

D. Le maximum des pentes sera fixé à 0,0175 *m* et le minimum des rampes à 0,015 *m*.

E. Le tablier métallique du viaduc de Garabit ne sera pas exhaussé au-dessus de la cote 836 *m*, niveau des rails.

F. La rampe sera réduite à 0,012 *m* dans le souterrain d'Herbouze.

G. Le garage de Garabit, au *km* 56, sera supprimé.

J'ai soumis l'affaire à l'examen du Conseil général des Ponts et Chaussées, lequel après en avoir délibéré,

En ce qui concerne le viaduc de Garabit :

Considérant que les Ingénieurs ont proposé pour cet ouvrage un type très satisfaisant en lui-même et qui, au double point de vue de la solidité et de la possibilité d'exécution, offre l'avantage d'avoir été appliqué déjà, dans des dimensions à peu près semblables et avec un plein succès, sur le Douro ;

Qu'en présence de ces propositions fermes et bien motivées, il n'y a pas de raison pour faire appel à l'industrie privée et pour lui demander d'autres projets, dont aucun, quel que fût son mérite intrinsèque, ne présenterait la garantie de l'expérience faite, d'où résulterait pour l'Administration une responsabilité morale incomparablement plus grave dans le choix à faire d'un type nouveau pour un ouvrage tout à fait exceptionnel au double point de vue de la hauteur et de la résistance requise contre l'action du vent ;

Considérant que l'ouverture d'un concours pour la recherche d'une autre solution entraînerait d'ailleurs un nouveau retard d'une année au moins ;

Considérant que l'avant-projet présenté est accepté en principe par la Compagnie du Midi, qui doit exploiter la ligne ; adhésion importante au point de vue de la responsabilité collective qui s'impose dans une œuvre de ce genre ;

Considérant que le type du pont du Douro étant admis, M. Eiffel, qui l'a conçu et exécuté, est évidemment plus apte que tout autre constructeur à en faire une seconde application, en profitant de l'expérience qu'il a personnellement acquise dans la première ;

Qu'il serait d'ailleurs peu équitable, dans l'espèce, de confier les travaux à d'autres qu'à M. Eiffel, quand c'est son pont du Douro qui a donné aux Ingénieurs l'idée de franchir la vallée de Truyère par un nouveau tracé dont l'Etat doit retirer finalement une économie de plusieurs millions ;

Considérant que ce concours de circonstances insolites est incompatible soit avec une adjudication publique ou restreinte, soit avec les restrictions imposées aux marchés ordinaires de gré à gré par l'article 69 du décret du 31 mai 1862 sur la comptabilité publique

Que l'administration se trouve dans le cas prévu par l'article 84 du même décret, c'est-à-dire dans la nécessité d'agir en dehors des règles rappelées ci-dessus, et autorisée à procéder, sous sa responsabilité, au mieux des intérêts de l'Etat,

A émis l'avis qu'il y avait lieu :

1° D'approuver l'avant-projet du viaduc proposé par les Ingénieurs, et de les inviter à présenter un projet de marché pour l'exécution de cet ouvrage par M. G. Eiffel ;

2° D'adopter les autres conclusions de M. l'Inspecteur général de Boisanger, telles qu'elles sont formulées dans les paragraphes *A, B, C, D, E, F, G*, ci-dessus reproduits :

3° De témoigner à MM. les Ingénieurs, ainsi qu'aux agents qui les ont secondés dans l'étude du nouveau tracé, la satisfaction de l'Administration pour l'initiative, le zèle et le dévouement dont ils ont fait preuve.

J'ai l'honneur de vous informer que cet avis m'a paru devoir être adopté et que je l'ai approuvé par une décision en date de ce jour, dont je vous prie de donner connaissance à la Compagnie du Midi ainsi qu'à M. l'Ingénieur en chef Bauby en lui transmettant les pièces ci-jointes, celles du nouveau projet sont revêtues de mon visa.

M. l'Ingénieur en chef devra, d'ailleurs, porter à la connaissance de MM. les Ingénieurs et agents sous ses ordres les éloges dont le Conseil général des Ponts et Chaussées a proposé de leur transmettre l'expression et qui m'ont paru également parfaitement justifiés.

Recevez, etc.

Le Ministre des Travaux publics.

Pour le Ministre et par autorisation :

Le Conseiller d'État, Directeur général des chemins de fer,

Signé : DUVERGER.

MINISTÈRE
DES TRAVAUX PUBLICS

DIRECTION GÉNÉRALE
des
CHEMINS DE FER

DIRECTION
DE LA CONSTRUCTION

2^e Division.

1^{er} BUREAU

CANTAL

Réseau du Midi.

Ligne de Marvejols à Neussargues

Projet d'exécution
du viaduc de Garabit.

Décision.

Paris, le 23 juillet 1880.

DÉCISION MINISTÉRIELLE

Monsieur le Préfet, M. l'Inspecteur Général des Ponts et Chaussées, chargé de la 2^e division, a transmis à l'Administration le projet dressé par MM. les Ingénieurs de l'Etat conformément à la décision du 14 juin 1879 pour l'exécution du viaduc de Garabit sur lequel le chemin de fer de Marvejols à Neussargues doit franchir la vallée de la Truyère.

Suivant les prescriptions de la décision précitée, MM. les Ingénieurs ont préparé et joint au dossier deux projets de marché comprenant : le premier toutes les maçonneries du viaduc, et le second toute la partie métallique et ils proposent de confier à M. Eiffel l'exécution des maçonneries de même que celle de la partie métallique.

Les détails des fers ont d'ailleurs été étudiés par M. Eiffel, qui en a fourni les dessins et en a justifié les dimensions et les dispositions dans un mémoire contenant des calculs de résistance en renvoyant aux épures qui ont servi aux calculs ou en tiennent lieu.

Quant aux dispositions d'ensemble du projet, elles ont été concertées entre MM les Ingénieurs et M. Eiffel et peuvent se résumer de la manière suivante :

L'ouvrage aurait un développement total de 552,78 m ; il se composerait d'un grand viaduc métallique de 448,30 m de longueur, prolongé, de chaque côté, par des culées en maçonnerie et par 3 arches de 15 m d'ouverture sur 69,56 m de longueur du côté de Marvejols et par une seule arche de 15 m sur 34,92 m, du côté de Neussargues.

Le viaduc en métal, sur lequel les rails seront à l'altitude de 835^m.50 et 122,20 m au-dessus de la partie la plus profonde de la vallée, se composerait d'un tablier à poutres droites dont les extrémités reposeront sur les culées en maçonnerie et dont les autres appuis seront constitués sur les deux versants de la vallée, par des piles en métal avec soubassements en maçonnerie ; et au-dessus de la partie la plus profonde, par deux palées et des entretoises reposant sur une arche en métal de 165 m d'ouverture et de 60 m de flèche.

Par suite d'un déplacement du tracé, opéré pour placer le viaduc en alignement droit sur toute sa longueur, le nombre des travées, côté de Marvejols, qui était de 3 seulement à l'avant-projet primitif, a été porté à 4, et le nombre des arches en maçonnerie, qui était de 2 du côté de Neussargues, a été réduit à une.

Il a été d'ailleurs apporté à l'avant-projet d'autres modifications importantes dont voici les principales :

1^o Le plan des naissances de l'arc a été abaissé de 8,50 m et la flèche augmentée

d'autant, ce qui diminuera les moments de renversement résultant de la poussée de chacune des branches de l'arc sur ses supports ;

2° La forme circulaire de l'arc a été remplacée par la forme parabolique, qui se rapproche plus du tracé de la courbe des pressions ;

3° La plate-forme du tablier a été abaissée, et les rails seront placés à 1,50 m en contre-bas des semelles supérieures des poutres maîtresses.

Tablier. — Le tablier supérieur ne sera pas continu, mais interrompu sur les deux palées de l'arc et formera trois parties indépendantes :

La première, de la culée Marvejols à la première palée de l'arc, comprend cinq travées, deux extrêmes de 51,80 m de portée et trois intermédiaires de 55,80 m ;

La partie centrale comprend trois travées de 24,47 m entre les deux palées de l'arc ; Enfin, la troisième partie, entre la deuxième palée de l'arc et la culée Neussargues, comprend deux travées égales de 51,80 m de portée.

Toutes les travées seraient divisées en panneaux de 3,70 m de longueur, et il y aurait, en plus, deux panneaux pleins de 0,24 m sur les culées.

Le tablier central serait fixé complètement sur ses quatre appuis de manière à faire corps avec l'arc et à suivre ses mouvements.

Les tabliers latéraux seraient fixés sur les grandes piles métalliques dont les soubassements en maçonnerie servent de culées au grand arc.

Le tablier se composera de deux poutres principales de 5 m de hauteur distantes de 5 m d'axe en axe. La voie est placée à 1 50 m au-dessous des semelles supérieures des poutres dont les parois verticales formeront un garde-corps puissant.

Les poutres seront constituées par deux membrures horizontales en forme de T, réunies entre elles par un treillis à simples mailles et par des montants verticaux en forme de T. Au-dessus des appuis, les montants courants seraient remplacés par des panneaux pleins d'une grande rigidité.

Les pièces de pont seront reliées par cinq files de longerons qui portent le platelage métallique de la voie, composé de fers zorés de 240 mm de largeur sur 120 mm de hauteur, assez résistant pour supporter, en cas de déraillement, le poids d'une locomotive.

Le plancher métallique, presque jointif, présenterait outre cet avantage celui de contreventer énergiquement le tablier au niveau de la voie.

Enfin les poutres du tablier reposeraient sur leurs supports au moyen d'appuis à charnières, dont les uns seraient mobiles et les autres fixes.

Grande arche. — La grande arche aura 165 m de corde, 60 m de flèche à l'intrados et 10 m de hauteur ou épaisseur à la clef. Elle se composera de deux fermes principales en treillis, espacées de 6,25 m à l'extrados, près de la clef, et de 20 m aux naissances, d'où ressort un fruit ou une inclinaison de 0,089 m sur la verticale pour les plans dans lesquels elles sont placées. Les fermes auront la forme d'un croissant dont l'axe moyen est tracé suivant une parabole. Elles auront une grande hauteur à la clef et se termineront en pointe vers les naissances qui reposeront sur les retombées par l'intermédiaire de rotules.

Chaque ferme sera constituée par deux membrures, l'une d'intrados, l'autre d'extrados, reliées par des barres de treillis et des montants verticaux. Dans les panneaux adjacents aux naissances, les membrures se confondront et formeront des panneaux pleins. Les membrures seront en forme de caisson, dont la face intérieure reste ouverte.

Les montants et les diagonales seront composés de cornières reliées par des fers plats.

Les fermes seront reliées entre elles par des entretoises horizontales et par des barres verticales de contreventement en forme de croix. Elles seront, en outre, contreventées, dans les plans d'intrados et d'extrados, par des barres composées de quatre cornières, disposées en caisson et reliées deux à deux par un treillis double en fer plat.

Piles métalliques. — Ces piles, qui supporteront le tablier, seront toutes construites suivant le même type, leurs hauteurs au-dessus du soubassement en maçonnerie seront respectivement de 61,16 m, 51,20 m, 35,46 m et 24,51 m.

Le soubassement en maçonnerie des deux grandes piles variera de hauteur d'une rive à l'autre ; il aura, du côté de Marvejols, 24,586 m et la pile aura ainsi une hauteur totale de 85,74 m. Les piles affecteront la forme d'un tronc de pyramide à section rectangulaire, dont les arêtes seront inclinées sur la verticale de 0,0825 m dans le plan des têtes

et de 0,0385 *m* dans le plan transversal aux têtes. Elles seront terminées à leur sommet par un couronnement destiné à recevoir les appuis du tablier et dont les dimensions seront de 2,333 *m* dans le plan des têtes et de 5 *m* dans le plan transversal, mesurées d'axe en axe des sommiers qui formeront l'encadrement.

Chaque pile se composera de quatre arbalétriers réunis par des croisillons, des entretoises et des contreventements par étages de 10 *m* en 10 *m* de hauteur.

Amarrage des piles et de l'arc. — Chaque arbalétrier reposera sur les maçonneries au moyen d'une plaque d'assise de $\frac{1\ m \times 1\ m}{0,015\ m}$ en fer, réunie à l'âme et à la semelle par des cornières, et il sera ancré dans les maçonneries de soubassement au moyen d'un tirant en fer de 80 *mm* à 100 *mm* de diamètre qui y pénétrerait à une profondeur suffisante dans le prolongement de l'axe et serait fortement serré et fixé par une clavette sur un sommier en fer, pour répartir l'effort sur le massif des maçonneries.

Dans l'axe de chaque pile, on ménagera un escalier en fer de forme hélicoïdale communiquant avec une passerelle de service prévue aussi sous le tablier.

L'amarrage des deux branches de l'arc se ferait au moyen de tirants analogues à ceux des piles; des galeries permettant d'y accéder, de les visiter, de les enlever ou de les réparer au besoin.

Maçonneries. — Les détails des culées et des arches en maçonnerie sont donnés sur la feuille de dessin n° 2.

La largeur est de 5,75 *m* entre parapets; elle a été déterminée par la condition que les maçonneries arrêtées à 4,50 *m*. environ au-dessus des naissances puissent servir au lançage du tablier.

Les piles-culées, mesurées aux naissances, ont une épaisseur de 6,80 *m*, y compris l'avant-corps de 1,50 *m*. destiné à supporter l'extrémité du tablier. Elles sont épaulées par des contreforts de 3,50 *m* de largeur en saillie de 0,30 *m* sur les murs des tympans. La hauteur des parapets en maçonnerie a été portée à 1,50 *m* pour être au niveau des semelles supérieures des poutres du tablier.

Les soubassements des piles offriront en section horizontale la forme de rectangles évidés dont les murs d'enveloppe auront 2,60 et 1 *m* d'épaisseur au sommet, avec fruits extérieurs de 0,09 *m* et de 0,04 *m* portant quatre macarons en pierre de taille sur lesquels s'élèveront les arbalétriers.

Culées de l'arche. — Les soubassements des deux grandes piles feront corps avec les culées qui recevront les retombées des deux membrures de l'arche. Chacun d'eux sera composé de deux massifs réunis transversalement à la partie supérieure par une voûte de 10 *m* d'ouverture dont les naissances seront au niveau de celles de l'arche.

A ce point, chaque massif a, en élévation, 9,76 *m* en coupe transversale, 4,24 *m* d'épaisseur, non compris les contreforts ou éperons destinés à recevoir les retombées qui sont en saillie de 1,75 *m* et de 2,40 *m*. Ces murs offrent, en élévation, des fruits de 0,08 *m* et de 0,04 *m*; en coupe de 0,10 et de 0,02.

Le couronnement de chaque éperon est prévu en pierre de taille très résistante et aura une section de 2,20 *m* sur 3,20 normalement à la résultante des pressions de l'arche. Le massif de maçonnerie en prolongement sera assisé aussi normalement à la direction de cette résultante et pénétrera de 0,80 dans le massif des piles.

Des galeries sont ménagées dans les maçonneries pour l'amarrage des piles et des retombées de l'arche.

Fondations. — Toutes les maçonneries seront fondées directement sur un schiste compact que les fouilles exécutées à chaque emplacement ont mis à découvert.

Les calculs de résistance des fers ont été faits par M. Eiffel, et vérifiés ensuite, suivant des méthodes différentes, par M. l'Ingénieur Boyer, qui les a trouvés exacts.

On a admis une surcharge du tablier de 4 800 *kg* par mètre courant, bien supérieure à celle de 3 800 *kg* fixée par la circulaire du 9 juillet 1877 pour des travées métalliques de 55 *m* de portée, supérieure aussi à celle que produirait le passage des trains les plus pesants.

Cette surcharge a été déterminée par la condition que les trains d'épreuve seront com-

posés entièrement de machines du type 1001 de la Compagnie du Midi, d'un poids total de 74 800 t donnant un poids moyen de 4 800 kg par mètre courant.

Les calculs du métal ont embrassé :

- 1° Les trois parties distinctes du tablier;
- 2° Les grandes piles dans le cas de maximum de compression des arbalétriers produit par la surcharge et une action du vent de 150 kg par mètre carré;
- 3° Les mêmes piles dans le cas de maximum d'extension des arbalétriers sous un effort de 270 kg par mètre carré produit par le vent, sans surcharge.

Les résultats des calculs de M. Eiffel ont été reconnus exacts par M. Boyer; — le travail des fers n'atteint nulle part 6 kg.

Les calculs de l'arche produits par M. Eiffel concordent aussi avec ceux de M. Boyer. Les coefficients de travail maxima sont de 6,25 kg pour l'intrados et l'extrados sous l'action des charges et du vent; ils s'élèvent à 6,48 kg pour l'intrados, à 6,73 kg pour l'extrados en superposant l'effet de la dilatation; ils sont pour les barres de treillis de 6,531 kg et de 7,09 kg pour les barres de contreventement.

M. l'ingénieur Boyer a calculé, en outre :

- 1° Les déformations de l'arche sous la charge permanente et sous la surcharge; dans le premier cas la flèche diminue de 0,0167 m, et dans le second de 0,03516 m;
- 2° Les déformations résultant d'un changement de température de 30°. La flèche peut diminuer de 0,05211 m d'où résulte que, sous les actions simultanées de la surcharge et la température, le sommet de l'arche, pourrait s'abaisser de 0,08727 m;
- 3° Le déplacement du sommet de l'arche sous l'action du vent sans surcharge; ce déplacement serait de 0,024 m.

MM. les Ingénieurs exposent que ces résultats sont des plus satisfaisants et qu'il suffira de fortifier les membrures et les barres de treillis ou de contreventement dans les rares points où le travail dépasse 6 kg pour le ramener à ces limites. Ils font d'ailleurs observer que l'hypothèse d'un train uniquement composé de machines de la Compagnie du Midi et donnant une surcharge de 4 800 kg ne devra jamais se réaliser.

Les calculs de résistance des maçonneries ont été faits également par M. Eiffel et vérifiés par M. Boyer.

D'après ces calculs, l'effort de compression atteindra son maximum sur les grandes piles, où il sera de 255 422 kg par arbalétrier et de 20 kg environ par centimètre carré sur les macarons, et de 5 kg au plus sur le reste des maçonneries auxquelles il est transmis.

Quant à l'effort de tension et de soulèvement, il atteindra aussi son maximum pour les grandes piles et sera de 44 924 kg par arbalétrier. Comme il suffit d'actionner par l'amarrage 18,71 m de maçonnerie pour établir l'équilibre et que le cube intéressé est de 55,20 m par arbalétrier, il s'ensuit que la condition de stabilité est largement remplie.

Le maximum de compression de l'arche en métal, lorsqu'elle sera surchargée totalement, atteindra 925 000 kg sur l'appui opposé au vent, soit par centimètre carré 42,80 kg sur le sommet en pierre de taille supportant la plaque en fonte et 11,68 kg sur la maçonnerie en dessous.

M. l'ingénieur en chef estime que ces conditions sont très rassurantes et il propose d'approuver les dispositions projetées. Il ajoute que l'étude des escaliers et passerelles à établir pour la visite des diverses parties du viaduc n'est pas encore terminée, mais qu'il a été tenu compte du poids probable de ces ouvrages dans les métrés. Quant aux terrassements des plates-formes à exécuter pour le lançage du tablier, ils ne font pas partie du projet.

Le dépenses sont évaluées comme il suit :

Maçonneries des viaducs aux abords	f	390 032,59
— des soubassements des piles ordinaires		84 992,12
— des piles et culées de l'arche.		204 700,14
		<hr/>
TOTAL.	f	679 724,85
Somme à valoir.		70 275,15
		<hr/>
TOTAL pour la maçonnerie.	f	750 000,00

Fers et tôles pour le tablier et les piles, au prix de 0,61 f.	f	1 183 500,00
Fers et tôles pour l'arche, au prix de 0,91 f.	f	1 046 500,00
Fonte moulée, au prix de 0,45 f.		4 500,00
Fonte tournée ou rabotée, au prix de 0,55 f.		19 437,00
Acier fondu		5 000,00
Plomb		1 200,00
		<hr/>
TOTAL	f	2 266 137,00
		<hr/>
Somme à valoir.		83 863,00
TOTAL pour la partie en métal	f	2 350 000,00
		<hr/>
Soit en récapitulant :		
Travaux à l'entreprise.	f	2 945 861 85
Somme à valoir.		154 138,15
		<hr/>
TOTAL GÉNÉRAL.	f	3 100 000,00
		<hr/>

Le prix moyen du mètre courant ressort :

Pour le viaduc entier, à.	f	5 595,00
Pour la partie du viaduc avec tablier, à.		5 703,00

L'avant-projet n'évaluait la dépense totale qu'à 2 500 000 f. L'augmentation est donc de 600 000 f et porte en majeure partie sur les fers et tôles.

MM. les Ingénieurs justifient cette augmentation de la manière suivante :

Le poids total des fers en tôles a été augmenté de 627 000 kg pour satisfaire aux conditions d'épreuve, avec surcharge de 4 800 kg, et aussi par suite du changement des dispositions du tablier dont la plate-forme a été abaissée à 1,50 m au-dessous du sommet des poutres, pour augmenter la sécurité. D'autre part, la longueur et la hauteur de l'ouvrage ont augmenté par suite du déplacement qu'on a fait subir au tracé pour le rendre rectiligne sur toute la longueur du tablier métallique.

Enfin, les prix des fers et des tôles ont subi une augmentation notable dans l'intervalle qui s'est écoulé depuis le 14 juin 1879, date de l'approbation de l'avant-projet, jusqu'au jour où l'on a pu produire un projet régulier.

La décision du 14 juin 1879 avait autorisé MM. les Ingénieurs à préparer un marché de gré à gré avec M. Eiffel pour la construction de l'ouvrage. Or, lors de la présentation de l'avant-projet, M. Eiffel avait offert de traiter en remettant une soumission au prix moyen de 42 f par mètre cube de maçonnerie pour fondation et soubassement des piles de l'arche ;

Au prix de 0,52 f pour les tôles et fers des piles et du tablier ;

Et au prix de 0,86 f pour les fers et tôles de l'arche, qui offrent une plus grande sujétion et des frais spéciaux de mise en place.

Cette soumission n'ayant pas été acceptée, MM. les Ingénieurs ont rédigé un projet régulier de toutes les maçonneries, y compris celles des arches ou viaducs aux abords, avec un bordereau de prix par nature d'ouvrage. Le prix moyen ressort à 46,30 f, qui ne diffère pas notablement du prix moyen demandé primitivement.

M. Eiffel est disposé à traiter aux prix de ce bordereau et aux conditions du marché pour les maçonneries.

Pour la partie métallique, MM. les Ingénieurs ont rédigé un devis et cahier des charges spécial, avec bordereau de prix, en prenant pour base l'offre de 1879, en ayant égard à l'augmentation survenue depuis cette époque et en tenant compte, pour calculer les frais généraux par unité, de ce que le poids total des métaux a été augmenté.

Ils proposent d'approuver les prix indiqués à ces bordereaux et cahier des charges, et quant au prix de 0,61 f pour la partie métallique, qui dépasse sensiblement celui d'adjudications précédentes, ils le justifient par l'augmentation de 9,50 f par cent kilogr. survenue sur les fers et tôles, et par la différence des frais de transport.

MM. les Ingénieurs ne fournissent pas de justification pour le prix de 0,91 f, appliqué à l'arche en métal, mais ils croient pouvoir affirmer qu'il est inférieur à celui qui a été payé pour le pont du Douro.

Ils font d'ailleurs observer que les prix des fers et tôles varient chaque jour au moment où ils achevaient la rédaction du projet, ils n'ont pas passé un marché ferme avec M. Eiffel, remettant à fixer définitivement les prix au jour où le projet aura été approuvé.

Le projet a été communiqué à la Compagnie du Midi, qui a présenté les observations suivantes :

Tablier. — M. le Directeur de la Compagnie reconnaît que la coupe transversale du tablier est bien agencée, mais il craint que sa grande longueur, qui dépasse de 74 m celle de tous les tabliers sur piles en métal très élevés construits jusqu'à ce jour, n'occasionne au passage des trains des oscillations latérales et un mouvement ondulatoire dangereux.

Il pense qu'il y aurait avantage à supprimer la première travée métallique du côté de Marvejols et à prolonger de 51 m environ le viaduc en maçonnerie qui atteindrait que 31 m de hauteur à son extrémité.

Il demande, en outre, afin d'assurer une raideur et une rigidité du tablier suffisantes pour éviter toute flexion transversale au passage des trains, que l'on donne aux fers du tablier des dimensions telles qu'une pression horizontale de 270 kg par mètre carré sous l'action du vent ne produise, au milieu de la plus grande travée, qu'une flèche négligeable que l'on donne aussi aux arbalétriers des piles une section ou une inclinaison telle que la flexion de la plus haute des piles sous cette même action du vent, qui atteindrait d'après le projet 0,02 m, ne dépasse pas 0,008 m.

Deuxième voie. — M. le Directeur estime que l'époque où l'établissement de la deuxième voie deviendra nécessaire n'est pas très éloignée, soit à raison du trafic considérable que la nouvelle ligne, la plus courte entre Paris et le Midi, est appelée à desservir, soit à raison de l'importance stratégique qu'elle tient de sa situation dans une région à l'abri de toute invasion. L'exécution immédiate du viaduc de Garabit à deux voies aurait, suivant lui, des avantages au point de vue de la dépense, à cause de la difficulté ultérieure d'élever un second viaduc; elle aurait certainement pour résultat d'augmenter la stabilité transversale et de supprimer toute inquiétude au sujet des oscillations qui peuvent se produire au passage des trains ou sous l'action des vents, tant à cause de l'augmentation de la largeur, qui serait de 3,50 m, que de l'accroissement du poids mort. M. le Directeur pense, d'ailleurs, que si l'on ne juge pas utile d'exécuter immédiatement l'ouvrage à deux voies, il serait au moins nécessaire de modifier le profil en long, de manière à ménager un palier de 500 m entre l'ouvrage et le pied de la pente de 0,0175 m pour servir de stationnement et de garage aux trains.

Cette modification lui paraît indispensable, non seulement pour l'exploitation à deux voies pendant le temps où le viaduc restera à simple voie après la pose de la deuxième voie sur le reste de la ligne, mais aussi dans l'intérêt de la sécurité de l'exploitation à une seule voie. Ainsi, un train descendant avec une trop grande vitesse sur la pente de 0,0175 m qui aboutit au viaduc devrait être enrayé sur l'ouvrage lui-même, dont le tablier éprouverait, dans le sens de sa longueur, où il est le moins propre à résister, une assez forte compression correspondant à la perte de force vive due au ralentissement ou à l'arrêt du train. On doit se ménager la possibilité d'arrêter complètement un train ou de modérer sa vitesse avant de l'engager sur un ouvrage de cette importance; or, cette manœuvre serait impossible sur la pente de 0,0175 m et il faut donc y interposer un palier.

Sur ces différents points, MM. les Ingénieurs répondent :

1° Que le tablier est composé de trois parties indépendantes, dont la plus longue n'a que 270 m de longueur; que nombre de tabliers continus dépassent cette longueur, notamment celui de la Boule, qui a 300 m; que la petite pile de métal constituée, à cause de son peu de hauteur, un appui très rigide et qu'on ne trouverait aucun avantage à remplacer la première travée par un viaduc en maçonnerie coûtant plus cher; que la largeur de 5 m donnée au tablier et le plancher métallique en fer zorés lui assurent une rigidité suffisante, bien supérieure à celle des viaducs de la Boule et du Douro, qui n'ont que 3,50 m et 3,10 m de largeur; que le fruit de l'épaulement latéral en maçonnerie dont la Compagnie demande aussi l'augmentation pour mettre la pile enclavée à l'abri des oscillations latérales, est de 0,04 m et non de 0,02 m et qu'il n'y a aucune oscillation à redouter sur un massif de 6,65 m d'épaisseur dont la hauteur n'est que de 24 m; que la flexion de 0,02 m du sommet des piles principales dans le sens transversal sous l'action du vent, indiquée par les calculs comme un maximum, est un résultat de nature à rassurer et non à inquiéter sur leur stabilité et qu'il n'y a pas lieu d'augmenter la section ni l'inclinaison des arbalétriers;

2° Que la demande d'une deuxième voie et celle subsidiaire d'un palier de 500 m entre le pied de la pente de 0,0175 m et le viaduc aurait dû être présentée par la Compagnie avant l'approbation du projet de tracé et de terrassements par les plateaux qui lui a été soumis et auquel elle n'a fait aucune objection de cette nature, lui reconnaissant au contraire de grands avantages sur les tracés étudiés précédemment; que l'Administration ayant aujourd'hui statué, il n'y a pas à revenir sur sa décision, qu'au fond, l'exécution à deux voies occasionnerait une augmentation de dépense de 1 800 000 francs: l'établissement d'un palier exigerait le remaniement du tracé ainsi que le déplacement des stations et coûterait 700 000 f au moins; que, d'ailleurs, rien n'est moins prouvé que la nécessité prochaine de l'établissement de la double voie sur cette ligne qui offre des déclivités de 0,0275 m et 0,03 m et qu'il serait irrationnel d'en faire la dépense à l'avance: que, dans tous les cas, il existe à la sortie du viaduc (côté Neussargues) un palier de

1 200 m qui permettrait l'établissement de voies de garage, si elles devenaient nécessaires; enfin, que les machines attelées aux trains descendant sur la pente de 0,0175 m qui n'a rien d'exagéré, devront être assez puissantes pour modérer la vitesse à l'arrivée sur le viaduc.

La Compagnie a en outre demandé, et MM. les Ingénieurs ont admis, le remplacement des trottoirs projetés, sur 0,90 m de largeur, en bois et en saillie sur les traverses, par de la tôle striée sur 0,50 m de largeur seulement, fixée sur les fers zorés. Cette dernière largeur suffisante pour la circulation sera en dehors du gabarit, ce qui augmentera la sécurité du passage et permettra *d'allonger les traverses*.

La Compagnie a, d'autre part, fait observer que la largeur franche entre le pied des montants verticaux du tablier n'est que de 4,24 m, tandis que l'article 15 du cahier des charges prescrit 4,50 m entre parapets; or, elle n'admet la largeur de 4,24 m que sous réserve que l'on établira des garages en prolongeant la tôle striée jusqu'à l'âme des grandes poutres et en exhaussant les poutres pour donner une hauteur libre de 1,90 m aux refuges entre la tôle striée et le dessous des plates-bandes supérieures, deux lisses devant être placées sur les fers de l'âme des poutres pour compléter le garage.

MM. les Ingénieurs acceptent ces dispositions, sauf celles de l'augmentation de la hauteur des poutres et de celle des refuges qui leur paraît inutile, les agents qui s'y réfugieront n'ayant à couvrir la tête que pendant quelques instants, pendant le passage des trains, pour s'abriter au-dessous.

La Compagnie a aussi insisté pour que l'on établît des passerelles, des échelles et autres moyens propres à faciliter la visite de l'arche du tablier et des piles et elle a indiqué les dispositions qui lui paraissent les plus convenables à adopter.

MM. les Ingénieurs, ainsi qu'il a été dit plus haut, ont prévu cette dépense et ils communiqueront les dispositions de détail à la Compagnie avant de les soumettre à l'Administration. Ils étudieront, de même, la demande de paratonnerres et tiendront compte des recommandations de la Compagnie pour l'exécution des ouvrages, l'écoulement des eaux, la peinture et la pose de la voie. Enfin, relativement à sa demande tendant à ce que l'on construise à chaque extrémité du viaduc un logement de gardien, ils ont répondu que l'État n'est tenu de loger que les gardiens de passages à niveau et que la Compagnie devrait pourvoir au logement des gardiens du viaduc de Garabit, comme à ceux des autres ouvrages et de la voie.

Enfin, la Compagnie a critiqué les données des calculs de résistance des fers; ainsi, le chiffre de 1,60 m admis pour la surface des wagons exposés au vent par mètre courant de train, lui semble trop faible et devrait être remplacé par celui de 2,44 m; les calculs devraient également, suivant elle, être refaits dans l'hypothèse d'une pression du vent de 270 kg, au lieu de 150 kg, avec surcharge d'épreuve de 4 800 kg. La Compagnie voudrait, aussi, que l'on élevât la surcharge d'épreuve, sur les travées centrales qui ont 24,64 m de portée, au poids de 5 875 kg, au lieu de celui de 4 500 kg, fixé par la circulaire du 9 juillet 1877.

M. l'Ingénieur Boyer a refait les calculs dans cette hypothèse et a trouvé pour coefficient maximum du travail des fers de l'arc 8,13 kg et des grandes piles 8,18 kg.

MM. les Ingénieurs reconnaissent que les dimensions projetées seraient trop faibles, si les hypothèses de la Compagnie devaient se réaliser, mais ils ajoutent qu'elles ne se réaliseront jamais; en effet, d'une part, la surface de 1,60 m par mètre courant de train exposé au vent, admise dans les calculs de M. Nordling, correspond bien à la composition moyenne d'un train et pour trouver 2,44 m, il faudrait composer tout exprès un train de wagons d'un type unique; d'autre part, jamais un train de marchandises ne pèsera 4 800 kg, par mètre courant, et il faut supposer le train uniquement composé de locomotives pour obtenir ce poids et alors la surface exposée au vent ne serait que de 1,60 m. Enfin, le viaduc sera placé dans une vallée sinieuse abritée par des montagnes et ne sera pas exposé à des pressions de vent de 270 kg par mètre carré, observées seulement sur le littoral de la Méditerranée; d'ailleurs, la circulation des trains doit être interdite pendant les ouragans de cette violence. Quant à la demande de la Compagnie tendant à une surcharge d'épreuve sur les travées centrales de 24,64 m de portée, MM. les Ingénieurs pensent qu'il n'y a aucune raison de déroger aux règles fixées par la circulaire du 9 juillet 1877.

MM. les Ingénieurs ont reconnu, avec la Compagnie, que les fers zorés n'ont pas une résistance suffisante pour supporter le poids d'une locomotive en cas de déraillement, et ils proposeront, en cours d'exécution, d'ajouter des fers de même modèle, rivés en dessous des premiers.

La Compagnie a fait observer que la pression de 42 kg à laquelle sera soumise la pierre de taille sous les plaques d'appui de l'arc et celle de 11,20 kg sur les maçonneries du massif au-dessous sont beaucoup trop fortes.

MM. les Ingénieurs répondent que les sommiers seront exécutés en granit exceptionnellement dur et capable de résister à des pressions bien plus fortes; qu'au-dessous des

sommiers, la maçonnerie n'est pas prévue en moellons ordinaires, comme le croit la Compagnie; mais en moellons de libage têtus, hourdés avec mortier de ciment sur $\frac{1}{2}$ m de profondeur, et que les craintes de la Compagnie ne sont pas fondées.

La Compagnie pense qu'il serait utile de diminuer ou même de supprimer l'évidement du scabassement de la grande pile et de faire porter sa base sur un massif unique d'une masse suffisante pour éviter les tassements inégaux et détruire les vibrations transmises par les arbalétriers métalliques et par l'arc; qu'il conviendrait aussi d'intéresser une plus grande masse des maçonneries à la résistance des ancrages des tirants de l'arc et des arbalétriers.

MM. les Ingénieurs font remarquer que les soubassements sont soumis à trois genres d'efforts : 1° compression sur la face non exposée au vent; 2° arrachement sur la face opposée; 3° arrachement horizontal ou effort tranchant. Or, le remplissage, qui exigerait une dépense de 47 000 f, n'ajouterait rien à la stabilité contre le premier et contre le second, parce qu'ils seraient trop éloignés du centre de pression, qu'il l'augmenterait contre le troisième, mais que ce résultat est suffisamment produit par les tympans de la voûte. Ils ajoutent qu'au point de vue architectural, le remplissage serait défectueux parce que l'on alourdirait, sans motifs suffisants, la base d'un ouvrage dont les caractères frappants seront la légèreté et la hardiesse. Ils ne contestent pas, d'ailleurs, que l'effet des vibrations échappe aux calculs et qu'il y a toujours avantage à augmenter la masse résistante, mais ils exposent que l'axe des arbalétriers prolongé passe plus près des parements extérieurs que des parements intérieurs et qu'il serait plus rationnel d'augmenter le massif des maçonneries à l'extérieur plutôt qu'à l'intérieur du quadrilatère formé, en joignant les pieds des quatre arbalétriers.

MM. les Ingénieurs ont étudié un projet avec piles en maçonnerie, et où les arches seraient remplacées par des travées métalliques, qui procurerait une économie de plus de 100,000 francs. Mais M. Eiffel a refusé de se charger de la construction de ces piles qu'il considère comme très difficile et devant durer beaucoup plus que celle des piles en métal. De plus, ce système n'étant pas celui indiqué à l'avant-projet approuvé, il n'y avait pas lieu de s'y arrêter.

Avant de soumettre le projet en question au conseil général des Ponts et Chaussées, je l'ai fait examiner par une Commission spéciale d'inspecteurs généraux et j'ai communiqué à cette Commission une soumission en date du 23 juin 1880, par laquelle M. Eiffel déclare accepter les conditions du devis et les prix du bordereau dressés par MM. les Ingénieurs.

Les observations de la Commission peuvent se résumer ainsi :

Les modifications apportées à l'avant-projet offrent de grands avantages pour la stabilité de l'ouvrage et la sécurité de la voie; d'un autre côté, la résistance et la solidité de toutes les parties métalliques sont bien assurées et l'expérience du constructeur, ainsi que son propre intérêt, donnent à cet égard les meilleures garanties.

Ainsi, le poids des fers a été augmenté de 650 t par suite des modifications apportées. Les calculs de résistance ont été faits et vérifiés avec un très grand soin et établissent, autant que le calcul peut le faire, que les différentes pièces ne seront pas soumises, dans les conditions d'épreuves réglementaires prescrites par la circulaire du 9 juillet 1877, à un travail trop fort.

Il n'y a donc pas d'intérêt, suivant la Commission, à rechercher le travail des fers pour les surcharges exceptionnelles provenant d'une composition de trains qui ne se réalisera pas, qui doit être interdite, ou sous l'action des tempêtes violentes, pendant la durée desquelles la circulation des trains devra être interrompue.

Il n'y a pas lieu, non plus, de s'arrêter à la demande de la Compagnie du Midi d'un viaduc à deux voies et d'un palier de 500 m en avant, attendu qu'il en résulterait une augmentation de dépenses considérable et non justifiée. D'ailleurs, l'Administration a déjà statué à cet égard en approuvant l'avant-projet du viaduc à une seule voie et le projet de tracé et de terrassements.

La Commission conclut également à ce que les réclamations de la Compagnie, concernant les maisons de surveillance, les magasins et l'augmentation des dimensions des fers, soient rejetées. Mais elle propose de lui donner satisfaction en ce qui touche : les refuges, en augmentant de 0,16 m la hauteur des poutres; les trottoirs, en employant la tôle striée. Elle rappelle que les facilités de visite, la pose de la voie, les paratonnerres, les fers zorés et autres détails feront l'objet de propositions des Ingénieurs, en cours d'exécution.

Enfin, la Commission pense que, sans s'arrêter aux calculs, il conviendra d'augmenter les garanties de stabilité à la base des grandes piles et des retombées de l'arc et que ce résultat sera suffisamment atteint, sans nuire à l'aspect, en réduisant l'ouverture de la

voûte à 8 m et en augmentant de 2,40 m l'épaisseur du massif dans la section transversale de chaque côté.

L'examen des pièces écrites n'a donné lieu, de la part de la Commission, à aucune observation.

En résumé, la Commission est d'avis qu'il y a lieu d'approuver le projet présenté et d'accepter la soumission souscrite par M. Eiffel pour un marché de gré à gré, aux conditions du devis et aux prix du bordereau, sous les réserves suivantes :

A — La hauteur des poutres du tablier sera augmentée de 0,16 m et portée de 5 m à 5,16 m.

B — Les Ingénieurs seront invités à étudier et à présenter à l'approbation de l'Administration les dispositions à prendre pour remplacer les trottoirs en bois par de la tôle striée, ajouter des lisses de sûreté, consolider, s'il y a lieu, les fers zorés et pour disposer les moyens de faciliter la visite et l'entretien du tablier, des piles, de l'arc et en général de toutes les parties métalliques.

C — Les épreuves avec poids mort et avec poids roulant seront faites conformément aux prescriptions de la circulaire du 9 juillet 1877 et l'on n'admettra ni surcharge, ni composition de trains exceptionnels.

D — La hauteur des parapets en maçonnerie sera réduite à un mètre.

E — Les fouilles de fondation des piles seront dressées horizontalement et autant que possible sans redans.

F — L'ouverture de la voûte d'évidement du soubassement des grandes piles sera réduite à 8 m et l'on supprimera les voûtes d'élégissement des tympans.

Le massif du soubassement des mêmes piles recevra une augmentation d'épaisseur de 2,40 m de chaque côté dans la coupe transversale, en sorte que les parements latéraux de l'éperon seront prolongés, sur toute la hauteur, dans le même plan jusqu'au couronnement du soubassement des piles. Des contreforts de 0,50 m d'épaisseur seront aussi ajoutés au droit des arbalétriers dans la coupe longitudinale.

Saisi de l'examen de l'affaire, le Conseil général des Ponts et Chaussées, après en avoir délibéré, a adopté les propositions de la Commission, et proposé en outre d'inviter MM. les Ingénieurs à étudier une modification de tracé qui permettrait d'avoir immédiatement, à l'amont du viaduc, un palier ou quasi-palier.

J'ai l'honneur de vous informer que l'avis du Conseil général des Ponts m'a paru bien justifié et que je l'ai approuvé par décision de ce jour.

Je vous prie de donner connaissance de cette décision à M. l'Ingénieur en chef Bauby, en lui transmettant toutes les pièces du projet, ainsi que la soumission de M. Eiffel, que vous trouverez ci-jointes, revêtues de mon visa.

Je notifie directement ladite décision à la Compagnie du Midi.

Recevez, Monsieur le Préfet, l'assurance de ma considération la plus distinguée.

Le Ministre des Travaux publics.

Pour le Ministre et par autorisation :

*Le Conseiller d'Etat,
Directeur Général des Chemins de fer,*

Signé : DUVERGER

Pour copie conforme :
Le Chef de division,

ANNEXE N° I

Détermination des déformations de l'arc.

§ 1^{er}. Formule de la déformation.

Nous prendrons de nouveau comme point de départ les formules générales qui donnent pour une pièce droite ou courbe les déformations suivant deux directions, celles de l'axe des x et de l'axe des y . (*Mécanique appliquée de Bresse, p. 89.*)

$$\begin{aligned} \Delta x_1 &= \Delta x_0 - p_0 (y_1 - y_0) + \tau (x_1 - x_0) + \int_{x_0}^{x_1} \left(\frac{N}{e} - \frac{P}{ke} \frac{dy}{dx} \right) dx. \\ &\quad - \int_{s_0}^{s_1} (y_1 - y) X \frac{\sin \delta \cos \nu}{e r^2} ds \\ \Delta y_1 &= \Delta y_0 + p_0 (x_1 - x_0) + \tau (y_1 - y_0) + \int_{y_0}^{y_1} \left(\frac{N}{e} + \frac{P}{ke} \frac{dx}{dy} \right) dy \\ &\quad + \int_{s_0}^{s_1} (x_1 - x) X \frac{\sin \delta \cos \nu}{e r^2} ds. \end{aligned}$$

En exprimant que toutes les forces agissent dans le plan de l'arc et en négligeant l'influence de la température dont nous tenons compte séparément, ces formules deviennent :

$$\begin{aligned} \Delta x_1 &= \Delta x_0 - p_0 (y_1 - y_0) + \int_{x_0}^{x_1} \left(\frac{N}{e} - \frac{P}{ke} \frac{dy}{dx} \right) dx - \int_{s_0}^{s_1} (y_1 - y) \frac{X}{e r^2} ds. \\ \Delta y_1 &= \Delta y_0 + p_0 (x_1 - x_0) + \int_{y_0}^{y_1} \left(\frac{N}{e} + \frac{P}{ke} \frac{dx}{dy} \right) dy + \int_{s_0}^{s_1} (x_1 - x) \frac{X}{e r^2} ds. \end{aligned}$$

Dans ces équations :

x et y représentent les coordonnées d'un point de la fibre moyenne de l'arc ;

x_0, y_0 les coordonnées d'un point O , pris pour origine. Δx_0 et Δy_0 les déplacements de ce même point ;

x_1, y_1 , les coordonnées du point considéré O' dont on étudie le déplacement ;

Δx_1 et Δy_1 les déplacements de ce même point ;

N la somme des projections de toutes les forces extérieures sur la tangente à la fibre moyenne au point variable x, y ;

P la somme des projections de toutes les forces extérieures sur la section en ce même point ;

X le moment fléchissant des forces extérieures et dont l'axe représentatif est dans le plan de la section ;

S une longueur mesurée sur la fibre moyenne ;

$e = E\Omega$, Ω étant la surface de la section et E le coefficient d'élasticité pour les efforts normaux à la section ;

p_0 la rotation de la tangente à la fibre moyenne au point O ;

G le coefficient d'élasticité pour les forces situées dans la section, c'est-à-dire pour l'effort tranchant ;

k le rapport des coefficients G et E .

r le rayon de giration $r^2 = \frac{I}{\Omega}$.

Les deux formules deviennent, en remplaçant la lettre X par ν , et en introduisant les relations $ke = G\Omega$, $er^2 = EI$:

$$\Delta x_1 = \Delta x_0 - p_0(y_1 - y_0) + \int_{x_0}^{x_1} \frac{N dx}{E\Omega} - \int_{x_0}^{x_1} \frac{P dx}{G\Omega} \frac{dy}{dx} - \int_{s_0}^{s_1} (y_1 - y) \frac{\nu ds}{EI}$$

$$\Delta y_1 = \Delta y_0 + p_0(x_1 - x_0) + \int_{y_0}^y \frac{N dy}{E\Omega} + \int_{y_0}^y \frac{P dy}{G\Omega} \frac{dx}{dy} + \int_{s_0}^{s_1} (x_1 - x) \frac{\nu ds}{EI}$$

Remplaçant dans ces formules $G\Omega$ par $E\Sigma$ ($\sin^2 \beta$, $\cos \beta \omega$) (voir p. 84), il vient :

$$(1) \quad \Delta x_1 = \Delta x_0 - p_0(y_1 - y_0) + \int_{x_0}^{x_1} \frac{N dx}{E\Omega} - \int_{y_0}^{y_1} \frac{xy}{E\Sigma(\sin^2 \beta \cos \beta \omega)} - \int_{s_0}^{s_1} \frac{(y_1 - y) \rho ds}{EI}$$

$$(2) \quad \Delta y_1 = \Delta y_0 + p_0(x_1 - x_0) + \int_{y_0}^{y_1} \frac{N dy}{E\Omega} + \int_{x_0}^{x_1} \frac{P dx}{E\Sigma(\sin^2 \beta \cos \beta \omega)} + \int_{s_0}^{s_1} \frac{(x_1 - x) \rho ds}{EI}$$

Expression dont les termes en intégrales représentent les déformations dues :

1° A la compression longitudinale ; 2° aux efforts tranchants ; 3° aux moments.

Nous nous proposons de construire les déformations de l'arc dans les différentes hypothèses de charges en nous servant des formules 1 et 2.

A cet effet, nous avons à construire des expressions de la forme

$$\int_{x_0}^{x_1} \frac{N dx}{E\Omega}, \int_{y_0}^{y_1} \frac{N dy}{E\Omega}, \int_{s_0}^{s_1} (x_1 - x) \frac{\rho ds}{EI}, \int_{s_0}^{s_1} (y_1 - y) \frac{\rho ds}{EI}$$

Les expressions qui contiennent P sont de la même forme que celles qui contiennent N, Ω est simplement remplacé par Σ ($\sin^2 \beta$, $\cos \beta \omega$)

Nous considérons chacune des sections au milieu d'un panneau, en prenant pour distances élémentaires les longueurs de ces panneaux. Tous les éléments du calcul relatif à chacune de ces sections nous sont du reste connus.

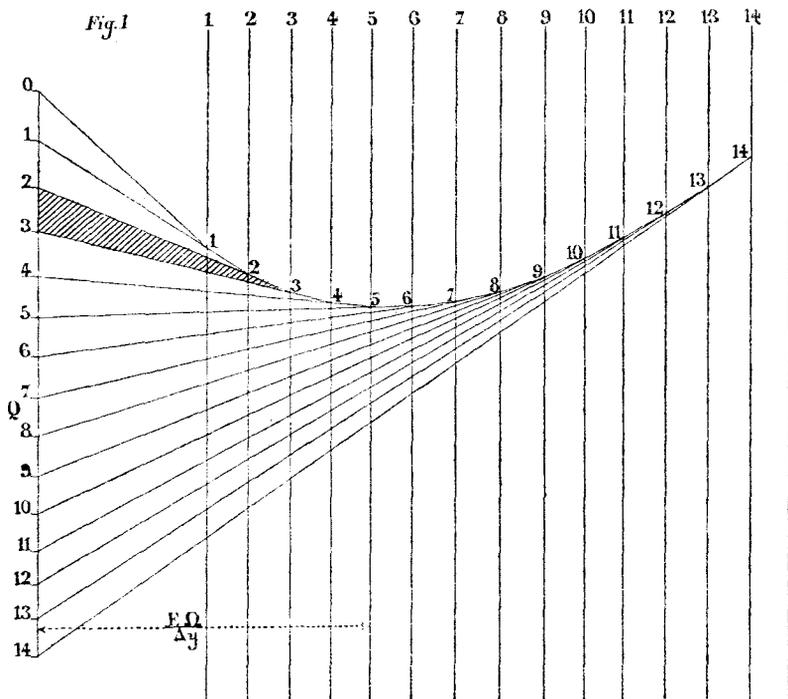
§ 2. Construction graphique de l'expression

$$\int_{x_0}^{x_1} \frac{N dy}{E\Omega} \text{ ou } \sum_{x_0}^{x_1} \frac{N \Delta y}{E\Omega}$$

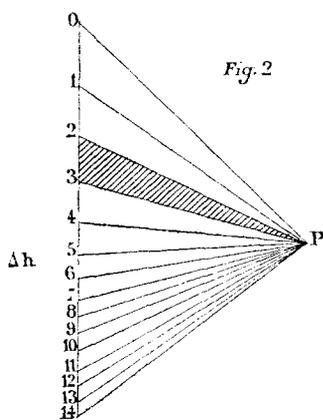
Portons dans la figure 1 sur une verticale à partir d'un point O et à la suite les unes des autres les forces N pour chaque sec-

tion, et donnons à leur extrémité le même numéro que celui de la section correspondante. Menons les verticales à des distances représentant les valeurs numériques de $\frac{F\Omega}{\Delta y}$

Donnons aussi à ces lignes les numéros correspondant aux



sections. Par le point O menons une ligne oblique quelconque Ol



et joignons, par la ligne 1-1, son point d'intersection avec la verticale 1 au point 1. La ligne ainsi obtenue coupe la verticale 2 en un point que nous joignons au point 2 et nous continuons ainsi jusqu'au dernier point, soit le point 14.

Nous avons obtenu une série de lignes qui se coupent deux à deux sur les verticales, et nous donnons aux points d'intersection les numéros des verticales sur lesquelles ils se trouvent.

Dans une autre figure (fig. 2), nous menons une verticale et

nous prenons à une distance, égale à l'unité de celle-ci, un pôle P, à partir duquel nous menons des parallèles aux lignes du polygone de la figure 1. Ces parallèles coupent, sur la verticale, des segments qui représentent les expressions $\frac{N}{E\Omega} \Delta y$.

Nous avons, en effet, dans les deux figures, une série de triangles semblables, tels que les triangles ombrés, et si nous exprimons que les bases des triangles situées sur les verticales sont entre elles comme les hauteurs, en appelant Δh les segments de la verticale (fig. 2), nous aurons :

$$\frac{\Delta h}{N} = \frac{1}{\frac{E\Omega}{\Delta y}}$$

d'où nous tirons :

$$\Delta h = \frac{N\Delta y}{E\Omega}.$$

En numérotant les extrémités des segments Δh avec des numéros correspondant aux sections, nous aurons pour la n^{me} section la somme de tous les Δh , c'est-à-dire $\int_o^n \frac{N}{E\Omega} \Delta y$, en mesurant le segment compris entre o et n .

Les expressions :

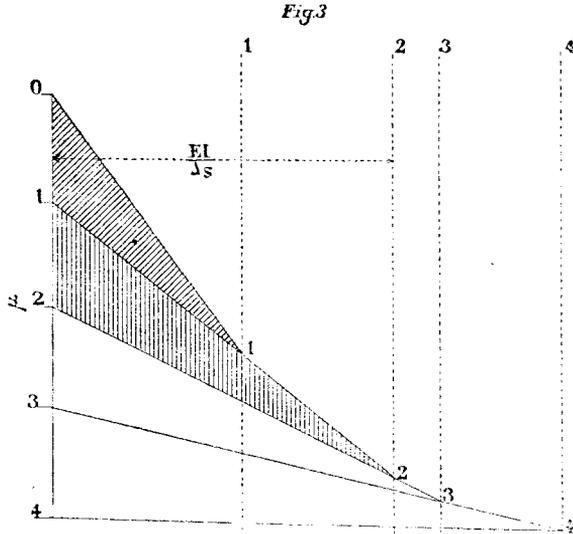
$$\int_{y_0}^{y_1} \frac{N dx}{E\Omega}, \int_{y_0}^{y_1} \frac{P dy}{E\Sigma (\sin^2 \beta \cos \beta \omega)}, \int_{x_0}^{x_1} \frac{P dx}{E\Sigma (\sin^2 \beta \cos \beta \omega)}$$

sont toutes de la même forme que la précédente et peuvent se construire exactement de la même manière.

§ 3. — Construction de l'expression.

$$\int_{s_0}^{s_1} (x_1 - x) \frac{y}{EI} ds \text{ ou } \sum_{s_0}^{s_1} (x_1 - x) \frac{y \Delta s}{EI}.$$

Pour construire l'expression $\sum (x_1 - x) \frac{y \Delta s}{EI}$, portons sur une verticale (fig. 3) l'une à la suite de l'autre, à partir d'un point



0, des longueurs représentant les moments y en chaque section, et donnons à leurs extrémités le numéro des sections correspondantes.

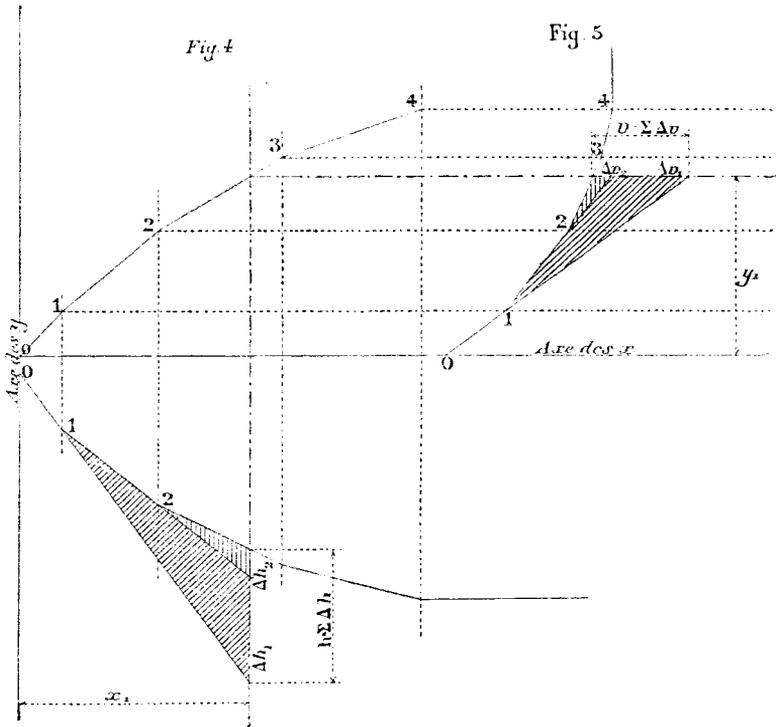
Traçons de plus une série de verticales 1, 2, 3, 4, dont les distances à la première sont égales à $\frac{EI}{\Delta s}$ chacune des verticales portant le numéro correspondant à la section pour laquelle on a porté la distance $\frac{EI}{\Delta s}$.

Par le point 0 menons une ligne quelconque et joignons par la

ligne 1-1 le point où elle coupe la verticale 1 avec le point 1. La ligne ainsi obtenue coupe la verticale 2 en un point que nous joignons au point 2, et nous continuons ainsi jusqu'au dernier point, soit le point 4.

Nous aurons obtenu une série de lignes qui se coupent deux à deux sur les verticales en des points auxquels nous donnons aussi les numéros des verticales sur lesquelles ils se trouvent.

Menons (fig. 4) des verticales par les centres de gravité des



sections de l'arc et prenons comme axe des y la verticale qui passe par le point O , menons ensuite une parallèle quelconque à l'oblique $O1$ de la figure 3, elle coupera la verticale 4 en un point 1; par ce point, menons une parallèle 1-2 à la ligne 1-1 (fig. 4), cette ligne coupe la verticale 2 en un point 2 par lequel nous menons une parallèle à la ligne 2-2 et ainsi de suite.

Considérons la verticale qui passe par le point considéré $x_1 y_1$, les deux triangles ombrés de la même manière (fig. 3 et fig. 4)

sont semblables et donnent, en appelant Δh le segment intercepté sur la verticale par deux obliques consécutives :

$$\frac{\Delta h}{\mu} = \frac{x_1 - x}{\frac{EI}{\Delta s}}$$

d'où nous tirons :

$$\Delta h = \frac{\mu (x_1 - x) \Delta s}{EI}$$

Il en serait de même pour tous les triangles successifs, de sorte qu'en un point quelconque, à une distance x_1 de l'axe des y , le segment total h qui est la somme de tous les Δh représentera l'expression cherchée

$$\int_{s_0}^{s_1} \frac{(x_1 - x) \mu ds}{EI}$$

c'est-à-dire que toutes les ordonnées de la courbe, prises par rapport à la première oblique tracée, représentent la partie des déplacements verticaux dus aux moments.

§ 4. — Construction graphique de l'expression.

$$\int_{s_0}^{s_1} (y_1 - y) \frac{\mu}{EI} ds \text{ ou } \sum_{s_0}^s (y_1 - y) \frac{\mu \Delta s}{EI}$$

Pour construire l'expression :

$$\int_{s_0}^{s_1} (y_1 - y) \frac{\mu ds}{EI}$$

nous nous servons de la figure 3 et nous menons (fig. 5) des horizontales par les centres des sections; au lieu de mener des parallèles aux obliques du polygone (fig. 3), nous aurons à mener (fig. 5) des perpendiculaires à ces lignes; la première perpendicu-

laire à l'oblique $O1$, coupe au point 1, l'horizontale 1; nous menons ensuite une perpendiculaire à la deuxième oblique 1-1 jusqu'à l'horizontale 2 et ainsi de suite.

Nous obtenons ainsi, pour une horizontale passant par le point $x_1 y_1$, comme précédemment, des triangles semblables, tels que les triangles ombrés, qui donnent, en appelant Δv le segment intercepté sur les horizontales par deux obliques consécutives

$$\frac{\Delta v}{\rho} = \frac{y_1 - y}{EI} \Delta s$$

d'où

$$\Delta v = \frac{\rho (y_1 - y) \Delta s}{EI}$$

et pour une section à une distance y_1 de l'axe des x , la somme des déplacements Δv sera v le segment total qui est égal à :

$$v = \sum_{s_0}^{s_1} (y_1 - y) \frac{\rho \Delta s}{EI}.$$

C'est-à-dire que les abscisses de la nouvelle courbe prises par rapport à la première oblique représentent les déplacements horizontaux dus aux moments.

On a donc ainsi le moyen de construire très simplement toutes les intégrales entrant dans les valeurs des déplacements.

§ 5. — Construction des déplacements de l'arc pour chaque hypothèse de charge.

Nous allons maintenant, pour chaque cas de charge de l'arc, construire les déplacements des différents points.

Dans les trois premières hypothèses, l'arc est symétriquement chargé, la section à la clef n'éprouve donc aucune rotation, et si

nous prenons cette section comme section initiale O , p_0 sera nul et les équations (1) et (2) deviennent :

$$3) \Delta x_1 = \Delta x_0 + \int_{x_0}^{x_1} \frac{N dx}{E \Omega} - \int_{y_0}^{y_1} \frac{P dy}{E \Sigma (\sin^2 \xi \cos \beta \omega)} - \int_{s_0}^{s_1} \frac{(y_1 - y) p ds}{EI}$$

$$4) \Delta y_1 = \Delta y_0 + \int_{y_0}^{y_1} \frac{N dy}{E \Omega} + \int_{x_0}^{x_1} \frac{P dx}{E \Sigma (\sin^2 \xi \cos \beta \omega)} + \int_{s_0}^{s_1} \frac{(x_1 - x) p ds}{EI}$$

Les constructions ne seront faites que pour la moitié de l'arc lorsque les charges sont symétriques.

Nous avons vu comment on peut construire les termes qui entrent dans ces formules, il suffira de les additionner pour obtenir le déplacement total.

Nous obtenons ainsi un déplacement vertical v des naissances de l'arc.

Le déplacement réel étant nul, nous aurons :

$$0 = \Delta y_0 + v$$

d'où

$$-v = \Delta y_0.$$

Pour avoir les déplacements réels en chaque point, il suffit donc de déplacer parallèlement à elle-même d'une quantité v la ligne à partir de laquelle nous avons obtenu les déplacements verticaux.

En ce qui concerne les déplacements horizontaux, celui à la clef est nul puisque l'axe est symétriquement chargé; de plus le déplacement des naissances est également nul, et la somme algébrique des déformations obtenues en ces points pour les déplacements dus aux moments, aux efforts de compression et aux efforts tranchants doit être nulle.

§ 6. — Données des calculs

Les valeurs des différentes expressions qui entrent dans les formules sont résumées dans les deux tableaux 23 et 24.

Le premier contient toutes les expressions qui sont indépendantes des charges, le second donne pour tous les cas de surcharge et pour la température les valeurs des moments des efforts de compression et des efforts tranchants.

Sous ce dernier tableau, nous donnons dans trois figures l'indication des moments et des efforts dont le signe est considéré comme positif.

§ 7. — *Cas où la charge permanente agit seule.*

Déplacements verticaux dus aux moments. — Ces déplacements sont obtenus dans la figure 3 en traçant dans le polygone funiculaire I (pl. 13) dont les côtés sont parallèles aux rayons du polygone de la figure 2.

Dans la figure 2 on a porté sur une verticale les valeurs de μ que l'on trouve au tableau n° 24 et les distances polaires horizontales sont égales aux $\frac{EI}{\Delta s}$ du tableau n° 23. Les échelles ont été choisies de manière à donner les déplacements en vraie grandeur (1). Les déplacements verticaux (fig. 3) sont à mesurer à partir de la ligne horizontale menée par l'origine O du polygone.

Déplacements horizontaux dus aux moments. — Le polygone I de la figure 4 donne ces déplacements; il a été tracé en partant de l'horizon 14 correspondant à la clef où le déplacement horizontal est nul. Ses côtés sont perpendiculaires au rayon du polygone de la figure 2. Les déplacements sont à mesurer à partir de la verticale menée par le point fixe O. On arrive aux naissances à un déplacement horizontal qui devra être annulé par les déplacements dus aux efforts de compression et aux efforts tranchants.

Les déformations sont, comme dans le cas précédent, obtenues en vraie grandeur.

Déplacements verticaux dus aux efforts de compression N. — Ces déplacements sont donnés par l'expression $\sum \frac{N \Delta y}{E \Omega}$; leur cons-

(1) L'épure de la planche est une réduction de moitié de l'épure faite.

fraction est faite dans les figures 5 et 6 par la méthode indiquée au § 2. Dans la figure 5, on a porté sur une verticale les valeurs de N ; on a pris les pôles à une distance $\frac{E \Omega}{\Delta y}$ et on a mené dans la figure 6, par le pôle O , des rayons parallèles à ceux de la figure 5.

Les échelles des efforts N , des $\frac{E \Omega}{\Delta y}$ et la distance polaire (fig. 6) ont été choisies de manière à donner les déformations en quintuple grandeur.

L'échelle a été augmentée pour donner plus de netteté aux figures.

Les déplacements verticaux de la figure 6, réduits à leur vraie grandeur en les divisant par 5, ont été portés (fig. 3) comme ordonnées sous forme de courbe n° II à partir de l'horizontale passant par l'origine O , où le déplacement vertical est nul.

Déplacements horizontaux dus à la compression N . — Ces déplacements sont donnés par l'expression $\sum \frac{N \Delta x}{E \Omega}$.

Les figures 7 et 8 donnent leur construction, qui est analogue à celle des déplacements précédents; les figures se trouvent simplement tournées de 90° et les distances polaires de la figure 7 sont égales à $\frac{E \Omega}{\Delta x}$.

Les déplacements horizontaux de la figure 8, réduits au cinquième, ont été portés dans la figure 4 à partir de la verticale du point O , où le déplacement est nul.

Déplacements verticaux dus aux efforts tranchants P . — Ces déplacements ont pour expression $\sum \frac{P \Delta x}{E \Sigma (\sin^2 \zeta \cdot \cos \zeta \omega)}$; leur construction est faite figures 9 et 10; elle est analogue aux précédentes. Dans la figure 9, on a porté verticalement à la suite les uns des autres, en tenant compte de leurs signes, les efforts tranchants P , et l'on a pris comme distance polaire les expressions :

$$\frac{E \Sigma (\sin^2 \zeta \cdot \cos \zeta \omega)}{\Delta x}$$

La figure 10 est obtenue en menant par un pôle O des rayons parallèles à ceux de la figure 9. Ces rayons interceptent, sur une verticale, les déformations cherchées. Les échelles et les distances polaires sont choisies de manière à donner, comme précédemment, les déplacements en quintuple grandeur.

On a porté dans la figure 3, après les avoir réduites au cinquième et à partir de l'horizontale passant par O, les déformations de la figure 10. On a obtenu ainsi la courbe III, qui donne en tout point le déplacement vertical dû à l'effort tranchant.

Déplacements horizontaux dus aux efforts tranchants P. — Ces déplacements sont donnés par l'expression :

$$\sum \frac{P \Delta y}{E \Sigma (\sin^2 \xi. \cos \xi \omega)}$$

ils ont été construits dans les figures 11 et 12 d'une manière analogue aux précédents.

Les déplacements obtenus dans la figure 12 ont été portés dans la figure 4 à partir de la verticale par le point O, où la déformation est nulle. On a tenu compte du signe, qui n'est pas le même pour toutes les déformations.

Déplacements totaux. — En additionnant les ordonnées des courbes I, II, III des déformations partielles dans les figures 3 et 4, on a obtenu les courbes IV, qui donnent les déformations totales verticales dans la figure 3, et les déformations horizontales totales dans la figure 4 pour la charge permanente.

§ 8. — *Surcharge totale et surcharge centrale.*

Toutes les constructions sont faites dans ces deux cas exactement comme pour le cas de la charge permanente.

Nous résumons ci-après l'indication des numéros de figures qui ont servi à ces constructions.

Déplacements verticaux dus aux moments.....	I	Fig. 13 et 14	Fig. 24 et 25
Déplacements horizontaux dus aux moments.....	I	13 et 15	24 et 26
Déplacements verticaux dus à la compression.....	II	16 et 17	27 et 28
Déplacements horizontaux dus à la compression.....	II	18 et 19	29 et 30
Déplacements verticaux dus aux efforts tranchants...	III	20 et 21	31 et 32
Déplacements horizontaux dus aux efforts tranchants...	III	22 et 23	33 et 34
Déplacements verticaux totaux	IV	14	25
— horizontaux to- taux.....	IV	15	26

§ 9. — Charge sur la moitié de l'arc.

Dans le cas de la surcharge sur la moitié de l'arc, nous nous servons des mêmes formules générales (1 et 2) et des mêmes constructions, mais au lieu de partir de la clef pour les intégrations; nous partons d'une des naissances que nous prenons comme origine.

Dans les formules 1) et 2), § 4, Δx_0 et Δy_0 sont nuls et les formules deviennent :

$$(5) \quad \Delta x_1 = -p_0(y_1 - y_0) + \int_{x_0}^{x_1} \frac{N dx}{E\Omega} - \int_{y_0}^{y_1} \frac{P dy}{E\Sigma(\sin^2\beta \cdot \cos^2\omega)} - \int_{s_0}^{s_1} \frac{(y_1 - y) \mu ds}{EI}$$

$$(6) \quad \Delta y_1 = p_0(x_1 - x_0) + \int_{y_0}^{y_1} \frac{N dy}{E\Omega} + \int_{x_0}^{x_1} \frac{P dx}{E\Sigma(\sin^2\beta \cdot \cos^2\omega)} + \int_{s_0}^{s_1} \frac{(x_1 - x) \mu ds}{EI}$$

Nous avons opéré exactement comme dans le cas précédent.

Déplacements verticaux dus aux moments. — Les déplacements sont

obtenus dans la figure 36 en traçant le polygone funiculaire dont les côtés sont parallèles aux rayons du polygone de la figure 35.

Dans cette dernière figure on a pris pour le premier rayon une direction quelconque, c'est ce qui fait que les deux extrémités O et O_1 , du polygone funiculaire figure 36 ne se trouvent pas sur une même horizontale, mais ont une différence de niveau h .

Si nous joignons les extrémités du polygone figure 36 par la ligne droite $O O_1$, nous retranchons de tous les déplacements le terme $p_0 (x_1 - x_0)$. En effet, on a pour le produit O_1 :

$$\begin{aligned} \Delta y_1 = 0 &= p_0 (x_1 - x_0) + h \\ \text{d'où} \qquad \qquad h &= - p_0 (x_1 - x_0) \end{aligned}$$

Tous les déplacements sont à mesurer à partir de la ligne $O O_1$.

Pour plus de commodité, nous avons reporté dans la même figure, à partir d'une horizontale $O'O'_1$, tous les déplacements verticaux et nous avons obtenu une nouvelle courbe des déplacements désignée par I.

Déplacements horizontaux dus aux moments. — Le polygone I de la figure 37 donne ces déplacements, il a été tracé en menant des perpendiculaires aux rayons du polygone de la figure 35. Nous avons obtenu une courbe de la forme AOB qui est désignée par I. Les déplacements sont à mesurer à partir de la ligne AC qui part du point A et qui a une direction perpendiculaire à la ligne OO_1 de la figure 36. Le déplacement AB d'une naissance relativement à l'autre se trouve annulé par les déplacements dus à la compression et aux efforts tranchants.

La courbe I a été redressée pour compter les déplacements à partir de la verticale AC' et l'on a obtenu ainsi la courbe I'.

Déplacements verticaux dus aux efforts de compression N. — Les déformations sont construites dans les figures 38 et 39 exactement comme cela a été fait dans les autres cas, mais en étendant les constructions aux deux moitiés de l'arc. Les déplacements de la figure 39 ont été portés dans la figure 36 sous forme de courbe qui porte le n° II. Ils ont été portés de manière à ce que les deux extrémités de la courbe se trouvent sur une horizontale.

Déplacements horizontaux dus à la compression N. — Les figures 40 et 41 ont servi à construire ces déplacements. Ils ont été portés en forme de courbe à partir de la verticale AC' dans la figure 37.

Déplacements verticaux dus aux efforts tranchants. — Ces déplacements ont été construits dans les figures 42 et 43 exactement comme dans les cas précédents. Ils ont été portés dans la figure 36 en courbe qui porte n° III, de manière que les deux extrémités de la courbe se trouvent sur une horizontale.

Déplacements horizontaux dus aux efforts tranchants. — Ces déplacements ont été construits dans les figures 44 et 45 pour l'arc entier, par la même méthode que dans les cas précédents; mais il est à remarquer qu'il se produit, en passant la clef, un changement de signe dans les distances polaires $\frac{E\Sigma(\omega\sin^2\beta.\cos\beta)}{\Delta y}$; à partir de ce point Δy devenant négatif.

Les déplacements horizontaux ont été portés figure 37 en courbe n° III, à partir de la verticale AC'.

Déplacements totaux. — En additionnant les ordonnées des courbes I, II, III des déformations partielles dans les figures 36 et 37, on a obtenu la courbe IV qui donne les déformations verticales totales dans la figure 37 et les déformations horizontales totales dans la figure 37, pour la demi-surcharge.

Remarque. — Les formules qui nous ont servi aux calculs des déplacements sont renfermées dans celles par lesquelles les poussées ont été calculées. Le point de départ de ces dernières formules, c'est que le déplacement horizontal total d'une naissance relativement à l'autre est nul pour chaque cas de charge. Mais lorsqu'on sépare les déformations comme nous l'avons fait, en déformations dues aux moments, à la compression et aux efforts tranchants, on voit que chacun de ces effets donne un déplacement relatif des naissances.

La somme des trois déplacements, en tenant compte de leur signe devra, si les constructions sont exactes, se réduire à zéro. On a ainsi une vérification très importante de l'exactitude des constructions.

§ 40. — *Construction des déformations dues à la température.*

Reprenons les formules générales et prenons comme origine le sommet de l'arc. Comme tout se passe symétriquement par rapport à la clef $p_0 = 0$;

Les déplacements correspondant aux efforts de compression et aux effort tranchants sont faibles relativement à ceux dus aux moments et peuvent se négliger, on aura alors pour les déplacements :

Déplacement horizontal :

$$\Delta x_1 = \tau (x_1 - x_0) - \int_0^{\sigma'} (y_1 - y) \frac{\mu ds}{EI} ;$$

Déplacement vertical :

$$\Delta y_1 = \Delta y_0 + \tau (y_1 - y_0) + \int_0^{\sigma'} (x_1 - x) \frac{\mu}{EI} ds.$$

Déformations verticales. — Nous avons construit, figures 46 et 47, les déplacements verticaux dus aux moments, exactement comme dans les autres cas. La courbe I (fig. 47), donne les déplacements verticaux.

A ces déformations, nous avons à ajouter la dilatation.

Les déplacements sont représentés par une parabole, puisque la fibre moyenne de l'arc est une parabole, et la flèche de cette parabole qui correspond à la clef est pour une variation de température de 30° de :

$$30 \times 0,000012 \times 56,86 = 0,0205$$

(Voir p. 91.)

Elle porte dans la figure 47 le n° II.

En additionnant les ordonnées des courbes I et II, on a obtenu les déplacements verticaux totaux dus à une variation de température de 30°.

Déplacements horizontaux. — Les déplacements horizontaux dus aux moments ont été construits dans les figures 46 et 48 comme précédemment.

La courbe I (fig. 48), donne ces déplacements par rapport à la clef, ils sont à mesurer à partir de la verticale A O.

Les déplacements dus à la dilatation sont représentés par une parabole tracée dans la figure 48. Cette parabole a la ligne OA comme axe, elle a son sommet en O et coupe sur l'horizontale des naissances une longueur égale à la dilatation de la corde de l'arc égale à 59mm. On n'a tracé sur l'épure que la demi-parabole qui porte le n° II.

En faisant la somme des abscisses des deux courbes I et II, on a obtenu la courbe III qui représente les déplacements horizontaux totaux dus à une variation de température de 30°. Il est à remarquer que la dilatation annule le déplacement relatif des naissances obtenu pour les moments.

§ 14. — *Composition des déformations verticales et horizontales.*

Dans la figure 1, on a porté pour un certain nombre de points les déplacements verticaux et horizontaux de la charge permanente et on a relié les points par une courbe n° I.

On a ajouté aux déformations dues à la charge permanente celles que donnent les différents cas de surcharges et la température, et l'on a obtenu ainsi les déformations totales correspondant à chaque cas.

Toutes les déformations sont ainsi résumées dans la figure 1 pour 14 points, et elles sont toutes données en vraie grandeur.

TABLEAU N° 23

Données pour le calcul des déformations.

N° des Sections ou éléments	Δx	Δy	Ω	I	$\Sigma (\omega \sin^2 \varphi \cos^2 \varphi)$	Δs	$\frac{E I}{\Delta s \times 10^6}$	$\frac{E \Omega}{\Delta x \times 10^6}$	$\frac{E \Omega}{\Delta y \times 10^6}$	$\frac{E \Sigma (\omega \sin^2 \varphi \cos^2 \varphi)}{\Delta x \times 10^6}$	$\frac{E \Sigma (\omega \sin^2 \varphi \cos^2 \varphi)}{\Delta y \times 10^6}$
1	4,43	5,957	0,347 696	0,490 906	0,0432	7,424	1,058	1 256	934	156,0	116,0
2	4,26	5,419	0,358 896	1,416 20	0,0100	6,893	2,591	1 348	1 059	37,6	29,5
3	4,70	5,025	0,338 096	1,688 59	0,0075	7,330	3,086	1 151	962	25,5	21,3
4	5,20	5,793	0,338 096	2,523 42	0,0070	7,784	5,487	1 040	934	21,5	19,3
5	5,80	5,927	0,322 496	3,314 59	0,0062	8,293	6,395	890	871	17,4	16,7
6	6,00	5,538	0,306 896	4,062 13	0,0060	8,465	7,921	818	887	16,0	17,3
7	6,60	5,400	0,291 296	4,403 01	0,0100	8,528	8,261	706	863	24,2	29,6
8	6,80	4,792	0,291 296	4,929 00	0,0120	8,319	9,480	685	973	28,2	40,1
9	3,30	2,048	0,267 496	5,037 57	0,0093	3,884	20,752	1 297	2 089	45,1	72,6
10	7,60	4,024	0,225 896	4,557 54	0,0147	8,599	8,480	476	898	39,9	58,4
11	7,69	3,087	0,225 896	4,986 83	0,0123	8,286	9,629	470	1 471	25,6	63,7
12	7,80	2,419	0,225 896	5,294 70	0,0135	8,083	10,481	463	1 706	27,7	101,8
13	8,21	1,139	0,212 896	5,087 50	0,0165	8,287	9,823	445	3 014	32,1	233,6
14	8,22	0,000	0,212 896	5,081 25	0,0150	4,410	9,890	414	∞	29,2	∞

TABLEAU N° 24

Données pour le calcul des déformations.

N° DES SECTIONS	CHARGE PERMANENTE			SURCHARGE TOTALE			SURCHARGE CENTRALE			DEMI-SURCHARGE						TEJ- PÉRIURE		
	N		P	N		μ	N		μ	P		COTÉ CHARGE		COTÉ NON CHARGE		P		μ
	N	P	P	N	P	μ	N	P	μ	N	P	N	P	N	P	P	μ	μ
1	892.836	27.442	7.381	318.839	-43.630	-159.789	233.028	-34.635	-128.357	203.179	5.221	1.409	143.597	-	164.767	31.388	-36.177	
2	859.487	73.622	5.407	349.806	-33.691	-635.712	233.870	-28.380	-354.928	203.067	34.228	6.902	144.754	-	467.871	40.327	-105.265	
3	826.034	105.407	3.618	350.491	-23.243	-637.023	234.614	-21.385	-331.489	204.481	405.713	13.014	145.879	-	741.543	36.193	-172.338	
4	792.335	131.244	3.229	351.920	-10.795	-764.226	235.225	-13.063	-669.401	204.481	232.289	29.266	147.070	-	994.848	30.999	-241.681	
5	759.580	169.253	6.145	351.458	4.340	-788.257	235.571	-723.872	-	2.924	631.563	29.037	148.269	-	1.217.666	24.638	-312.859	
6	728.691	246.401	12.665	350.781	22.196	-679.650	235.415	-698.339	-	9.032	712.495	39.323	149.328	-	1.389.529	17.071	-382.487	
7	698.025	392.397	22.224	348.821	53.073	-605.392	234.456	-563.214	23.070	198.676	1.091.389	51.269	150.080	-	1.493.916	8.137	-448.492	
8	669.866	637.095	35.464	344.844	68.003	-61.066	232.195	-299.400	39.843	194.485	1.582.422	65.391	150.278	-	1.517.579	2.657	-510.813	
9	642.489	761.877	-12.680	305.404	31.849	217.772	-	66.422	-	34.592	1.893.496	29.293	149.802	-	1.484.324	11.437	-552.354	
10	565.488	487.266	-58.133	271.374	442.720	-	204.533	128.360	29.715	122.577	1.809.618	27.741	148.793	-	1.568.999	21.658	-389.270	
11	555.730	113.742	-29.481	270.677	516.217	-	202.493	467.368	31.042	124.813	1.633.382	14.708	145.633	-	1.424.910	37.166	-632.420	
12	546.848	2.688	-3.227	266.497	54.069	192.393	192.393	977.634	73.958	125.677	1.571.997	112	140.332	-	750.392	33.829	-661.636	
13	526.639	-110.717	-37.763	240.440	966.560	-	163.295	1.182.569	22.744	408.337	1.152.452	101.137	131.819	-	250.811	68.065	-684.760	
14	526.874	-297.438	0	212.712	769.000	-	166.852	1.088.312	0	121.310	382.492	85.398	121.310	-	382.392	85.398	-690.650	

Moments

Efforts N.

Efforts P.

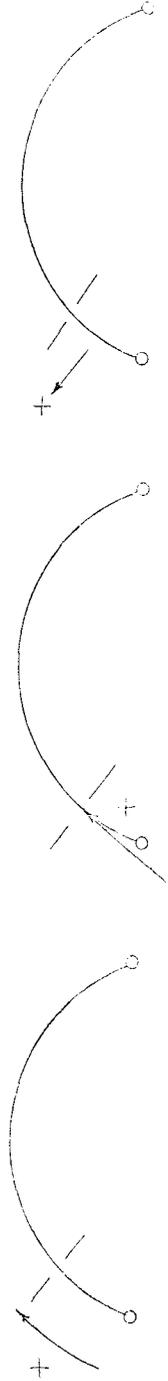
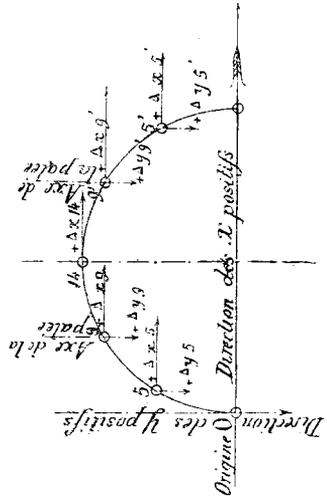


Tableau des déformations pour les points 5, 9 et 14

DÉSIGNATION DES CHARGES AGISSANT SUR L'ARC	ÉLÉMENT 5		ÉLÉMENT 9 sous la patte gauche		ÉLÉMENT 14 A LA CLIER		ÉLÉMENT 9 sous la patte droite		ÉLÉMENT 5	
	Δx	Δy	Δx	Δy	Δx	Δy	Δx	Δy	Δx	Δy
Charge permanente	3	12	6	21,5	0	48,5	6	21,5	3	12
Surcharge totale seule	9,5	5,2	4,5	9,8	0	48,5	1,5	9,8	9,5	5,2
Surcharge totale avec la charge permanente	6,5	6,8	4,5	31,3	0	37	4,5	31,3	6,5	6,8
Surcharge centrale seule	9,7	5,8	4,5	4,7	0	20,5	4,5	4,7	9,7	5,8
Surcharge centrale avec la charge permanente	6,7	6,2	4,5	26,2	0	39	4,5	26,2	6,7	6,2
Demi-surcharge seule	15,5	15,8	27,5	30,5	23,5	9,8	29,5	19,5	15,5	15,8
Demi-surcharge avec la charge permanente	18,5	27,8	33,5	52	23,5	28,3	23,5	2	18,5	27,8
Température seule	9,5	23	40	40	0	50	40	40	9,5	23
	9,5	23	40	40	0	50	10	40	9,5	23
Température avec la charge permanente	6,5	11	4	18,5	0	31,5	4	18,5	6,5	11
	12,5	35	16	61,5	0	68,5	16	61,5	12,5	35

DIAGRAMME INDICANT LES SIGNES DES DÉFORMATIONS DU TABLEAU



ANNEXE N° 2

Montage de la partie métallique.

Au commencement des travaux, le pays, aux abords du viaduc, était complètement désert; il a donc fallu commencer par construire une habitation pour le chef des travaux, pour les bureaux et pour le logement de MM. les Ingénieurs lors de leurs visites aux chantiers, des magasins pour le matériel et pour la chaux, un atelier de réparations, des cantines et des dortoirs pour les ouvriers, des écuries pour les chevaux et les bœufs, etc. Il a fallu aussi créer une école pour les enfants des ouvriers.

L'accès du chantier n'était possible que par la route nationale, sur le coteau Marvejols, l'accès du coteau Neussargues étant pour ainsi dire impossible à moins de très longs détours, et encore à condition d'exécuter des chemins coûteux.

M. Eiffel a jugé préférable de réunir le coteau Neussargues au coteau Marvejols, et par conséquent à la route nationale, en exécutant d'abord un grand pont de service en charpente dont la plate-forme franchissait la vallée à 33 m de hauteur au-dessus des eaux de la Truyère.

La tête de ce pont, du côté de Marvejols, a été raccordée à la route nationale par un chemin à flanc de coteau d'une faible longueur.

C'est le long de ce chemin et sur l'emplacement situé à la tête du pont de service qu'a été créé le dépôt des fers destinés à l'arc, avec les grues roulantes pour le déchargement des charrettes qui apportaient les fers de la station de Neussargues après un trajet sur route de 35 km.

La plate-forme du pont supportait deux voies de service par lesquelles s'est effectué le transport des matériaux de la rive gauche à la rive droite et l'approche des pièces de l'arc.

Toutes les fondations ont été établies sur des schistes très résistants.

L'exécution des maçonneries et des piles métalliques n'a présenté rien de spécial. Nous signalerons cependant la nécessité où l'on s'est trouvé d'installer au fond de la vallée, au pied du pont de service, une pompe puissante actionnée par une locomobile de dix chevaux, fournissant l'eau aux chantiers jusque dans leurs parties les plus élevées, par un refoulement de plus de 120 m de pression.

En même temps qu'on procédait à la mise en place des parties métalliques des piles, on montait sur le plateau aux deux extrémités de l'ouvrage, et sur les plates-formes en remblai préparées à cet effet, les deux tabliers latéraux côté Marvejols et côté Neusargues.

Ces tabliers furent ensuite lancés et amenés respectivement jusqu'aux grandes piles 4 et 5 où l'on donna à chacun d'eux un porte-à-faux de 22,20 m du côté de l'arc.

L'extrémité arrière de chaque tablier fut amarrée à l'aide de 28 câbles en acier aux maçonneries des culées des viaducs d'accès.

Cela fait, on commença les préparatifs pour le levage de l'arche en installant deux échafaudages importants au-devant des soubassements des piles-culées jusqu'à la hauteur des rotules.

La partie supérieure de ces échafaudages fut établie en courbe de manière à former un cintre épousant la forme des membrures d'intrados des panneaux de retombées. C'est sur ces cintres que l'on établit les premières pièces de retombées des arcs ; puis, l'extrémité de cette première partie de l'arc, celle qui s'avance vers le vide, fut rattachée, à l'aide de 20 câbles en acier, au tablier droit, à l'aplomb de la grande pile et c'est alors que put commencer le montage de l'arc en porte-à-faux, d'après les méthodes qui avaient déjà été appliquées par M. Eiffel au pont du Douro.

On procédait par cheminement en rattachant les pièces nouvelles à celles qui étaient déjà assemblées et rivées.

Quand le poids de la partie montée en porte-à-faux se rapprocha du poids de la partie inférieure qui lui faisait équilibre (on était arrivé alors au montant 5), on installa un nouveau jeu de câbles d'amarrages reliant ce montant 5 de l'arc avec la poutre du tablier supérieur ; on put alors reprendre le montage en porte-à-faux et le pousser encore ainsi jusqu'aux montants 8 et 9. Arrivé à cet avancement du montage, on refit une nouvelle installation de 24 câbles d'amarrages, en partant des montants 8 et 9, et on put enfin arriver à finir le montage jusqu'à la clef de l'intrados.

La progression du montage se faisait, bien entendu, simultanément des deux côtés de l'arc, les deux portions d'arc opposées s'élançant en même temps à la rencontre l'une de l'autre.

Le levage des pièces s'opérait par deux moyens distincts.

Les pièces lourdes étaient amenées par un wagonnet, sur le pont de service à l'aplomb du point où elles devaient être élevées ; une bigue, placée sur la partie de l'arc déjà montée et qui se déplaçait sur l'extrados, pour suivre toujours l'avancement du montage, supportait des treuils puissants à l'aide desquels s'effectuait le levage de ces pièces lourdes.

Pour les pièces légères, on avait élevé sur les deux grandes piles deux pylônes en charpente de 10 m de hauteur, dont le sommet soutenait un câble porteur en acier franchissant l'espace de 177 m qui sépare ces piles.

Sur ce câble roulaient deux chariots mobiles qui servaient au montage des pièces de faible poids, chacun des chariots desservant un des côtés de l'arc.

Les câbles en acier employés pour retenir l'arc étaient composés d'une âme en chanvre et de 8 torons de chacun 19 fils de 0,0024 m de diamètre.

Le plus grand soin a présidé à la fabrication de ces câbles qui ont été exécutés sous la surveillance constante d'un agent aux usines, qui a essayé individuellement chaque fil.

Les conditions exigées étaient une résistance à la rupture de 125 kg par millimètre carré, et chaque fil devait pouvoir se plier à l'étau seize fois sur lui-même en un même point sans se rompre.

Le diamètre des câbles était de $0,043\text{ m}$ pour un poids de $6,500\text{ kg}$ par mètre courant. Le système employé pour l'attache des câbles est la répétition de celui qui a été imaginé par M. Eiffel à l'occasion du pont du Douro.

Les sommiers recevant les têtes d'un même jeu de câbles étaient installés en travers du tablier supérieur.

Chaque câble, partant du sommier, venait contourner la membrure de l'arc en s'appliquant sur un demi-cylindre en fonte de $0,60\text{ m}$ de diamètre en forme de selle, et remontait ensuite au sommier.

La rupture d'un câble aurait exigé un effort de 85 t ; pendant le montage, la plus grande charge que chaque câble a eu à supporter n'a pas dépassé 15 t .

Les têtes de câbles reposaient sur les sommiers par l'entremise de cales que l'on pouvait dégager à l'aide de presses hydrauliques spéciales qu'un enfant suffisait à actionner.

On pouvait donc ainsi donner aux câbles la tension et la longueur voulues et ce, à n'importe quelle période du montage, de manière à être complètement maître de la position occupée dans l'espace par les abouts des parties montées, en provoquant des déplacements de l'arc par des rotations autour des rotules.

L'ensemble des câbles que l'on vient de décrire constituait en réalité un appareil totalisateur permettant de mouvoir des masses de $450,000\text{ kg}$ à l'aide d'une série d'efforts successifs ne dépassant pas 15 à 16 t .

On savait, en effet, par des expériences préalables, qu'une augmentation de 15 mm dans la longueur d'un câble, correspondait à une augmentation de $1\ 000\text{ kg}$ dans sa tension.

En introduisant une cale de un centimètre, par exemple, sous la tête de chacun des câbles et en allongeant successivement ainsi chacun d'eux de cette quantité, on donnait aux câbles voisins une diminution de tension qui provoquait un relèvement très faible de l'arc, de sorte que la totalisation de ces faibles relèvements successifs donnait à la fin de l'opération un relèvement général de un centimètre.

Les dispositions prises étaient telles que les deux parties d'arc

qui devaient plus tard se rencontrer, se trouvaient toujours pendant le montage à une position légèrement supérieure à celle qu'elles devaient occuper définitivement, de sorte que, pour régler les abouts des arcs pendant le cours du montage et les maintenir à leur vraie position dans l'espace, on a opéré une série de manœuvres qui ont consisté à tendre successivement chaque câble pour relever l'ensemble de la quantité correspondant aux abaissements qui se produisaient pendant le montage.

Le 20 avril 1884 on a pu poser la clef d'intrados sans avoir aucune retouche à faire, grâce aux procédés et aux précautions dont nous venons de donner une indication sommaire. Toute l'opération s'est bornée à abaisser légèrement les deux parties de l'arc jusqu'à ce qu'on arrive au contact complet.

Aussitôt que le contact fut réalisé et que les joints d'intrados à la clef furent faits, on souleva rapidement tous les câbles afin d'éviter qu'un abaissement dans la température ne produisit des augmentations d'efforts difficiles à évaluer, soit sur les câbles ou leurs amarrages, soit dans l'arc lui-même, qui, par suite de sa fermeture à la clef, venait de perdre l'indépendance qu'avaient possédée jusqu'alors ses parties.

A cet effet, les tabliers s'appuyaient sur les piles-culées par l'intermédiaire de boîtes à sable à l'aide desquelles on assura en quelques minutes la détente des câbles.

La pose de la clef d'extrados se fit le 26 avril 1884 sans la moindre difficulté et sans nécessiter ni retouche, ni alésage des trous ; ce résultat témoigna que l'arc monté avait rigoureusement la forme prévue, que les rotules étaient bien à leur position exacte et que la précision de la pose ne laissait rien à désirer.

Toutes les dispositions d'ensemble et de détail qui viennent d'être relatées pour ce montage ont été projetées et réalisées par M. Eiffel et sous sa seule responsabilité.

ANNEXE N° 3

Résultats des épreuves.

Les essais du viaduc de Garabit ont eu lieu sous la direction de M. Lamothe, Ingénieur des Ponts et Chaussées.

Commencés le 9 avril 1888, ils ont été terminés le 13.

Ils ont été tout à fait satisfaisants et leurs résultats démontrent l'extraordinaire rigidité de l'ouvrage, surtout en ce qui concerne l'arc.

Voici ces résultats :

Les charges d'épreuve étaient constituées par des trains formés par une locomotive de 75 *t* remorquant des wagons de 15 *t*.

Les flèches observées dans les travées courantes chargées isolément ont été de 16 à 19 *mm*

La charge de deux travées successives a donné, dans ces mêmes travées, des flèches de 8 à 10 *mm*

L'arc, chargé sur toute sa longueur par un train de 405 *t*, a donné à la clef une flèche de seulement. 8 *mm*

Le même train occupant successivement chacune des demi-longueurs de l'arc, a donné :

Abaissement de la palée intermédiaire placée sur les reins. 10 *mm*

Déplacement horizontal de l'arc au droit de la palée 8 *mm*

Flèche à la clef. 4 *mm*

Dans les épreuves par poids roulant : la flèche maxima dans les travées courantes a été de 15 à 18 *mm* et celle de l'arc à la clef de 12 *mm*

Enfin, les déplacements horizontaux des tabliers pendant le passage du train ont été de 6 à 8 *mm*

Après chaque essai, toutes les parties de la construction sont revenues rigoureusement à leur position primitive.



ANNEXE N° 4

1. — Améliorations apportées par M. Eiffel au type du pont du Douro.

Nous croyons devoir extraire de la monographie du viaduc de Garabit, publiée en 1888, les indications suivantes, relatives aux améliorations apportées par M. Eiffel au type du pont du Douro.

1° — DISPOSITIONS NOUVELLES EMPLOYÉES DANS LES PILES MÉTALLIQUES

Au pont du Douro, les quatre arbalétriers des piles étaient constitués par des caissons rectangulaires complètement fermés, réunis par des entretoisements en cornières d'une faible rigidité et destinés seulement à résister à des efforts de traction. A Garabit, les grandes faces des piles, c'est-à-dire celles qui sont transversales au tablier et qui résistent à l'action du vent, sont constituées comme des poutres rigides à double paroi ; les arbalétriers ne comportent plus que trois faces formant une coupe en U dans l'intérieur de laquelle viennent s'insérer les entretoisements horizontaux et diagonaux, dont la forme générale est celle d'un caisson en treillis.

L'avantage de cette disposition est de permettre une visite et un entretien faciles de toutes les parties tant intérieures qu'extérieures de la pile ; de plus la forme en caisson donnée aux barres de treillis des entretoisements ne leur permet pas de flamber sous les efforts de compression, et la rigidité de la pile est considérablement augmentée par rapport aux efforts latéraux du vent. M. Eiffel a eu à justifier devant le Conseil général des ponts et chaussées, d'accord avec M. l'ingénieur en chef Bauby, cette solution des piles métalliques de son système breveté, parallèlement à laquelle M. l'ingénieur Boyer proposait celle des piles creuses en maçonnerie.

Ces piles métalliques sont amarrées aux maçonneries de leur

soubassement par de forts tirants qui prennent leur point d'attache inférieur sur des sommiers en fer logés dans des galeries qui en permettent la visite. De cette façon on intéresse à la résistance, et comme surcroît de sécurité, la plus grande partie du poids de la maçonnerie des soubassements.

2° — POSITION DE LA VOIE DANS LE TABLIER SUPÉRIEUR

Dans les viaducs métalliques du genre de celui dont il s'agit, la voie avait toujours été placée à la partie supérieure du tablier, de sorte qu'en cas de déraillement ou de renversement des wagons, comme cela s'est vu au viaduc de la Sioule, le train ne rencontrant d'autre obstacle qu'un léger garde-corps, était exposé à des chutes, qui, au viaduc de Garabit, seraient d'autant plus terribles que la hauteur de l'ouvrage est plus considérable.

En plaçant la voie à 1,66 m en contrebas de la semelle supérieure des poutres, celles-ci forment ainsi, de part et d'autre, une solide muraille capable de maintenir les véhicules dans le cas où ils sortiraient de la voie.

Cette modification a encore eu pour avantage de diminuer notablement la surface exposée au vent, puisque le train se trouve en partie protégé contre son action par les parois de la poutre.

Enfin la résistance horizontale du tablier se trouve ainsi considérablement augmentée parce que le plancher métallique qui supporte la voie forme une paroi horizontale rigide, qui, par sa situation au milieu de la hauteur des poutres, est dans les meilleures conditions pour raidir leur ensemble.

Cette disposition a été également brevetée par M. Eiffel.

3° — FORME PARABOLIQUE DONNÉE A L'ARC ET RAPPROCHEMENT DES PALÉES INTERMÉDIAIRES VERS LA CLEF

Pour que l'arc travaille dans son entier à des efforts de compression, et que la courbe des pressions ne sorte jamais de l'arc, il est nécessaire que le tracé de la fibre moyenne se rapproche le plus possible de cette courbe. C'est ce qui a déterminé M. Eiffel à proposer pour fibre moyenne une parabole du 2^e degré, de manière à avoir près des reins une très faible courbure, et c'est aussi ce qui a conduit à rapprocher autant que possible de la clef les palées intermédiaires par lesquelles le tablier supérieur s'appuie sur l'arc.

4° — COUPURE DES TABLIERS HORIZONTAUX AU DROIT DES PALÉES DE L'ARC

Cette disposition, qui interrompt au droit des palées des reins de l'arc la continuité des tabliers a pour but de supprimer les efforts intérieurs que produiraient, dans les poutres continues, les déplacements verticaux des palées sous l'effet des charges dissymétriques agissant sur l'arc. Ces déplacements ne s'exercent plus sur la partie intermédiaire des poutres, mais seulement sur leur extrémité, où l'on sait qu'ils ont peu d'influence.

§ 2. — Renseignements généraux.

Le poids total du métal entrant dans cet ouvrage est de 3 326 414 kg se répartissant de la manière suivante :

Tabliers	}	Tablier Marvejols . . .	836 826 kg	}	1 364 400 kg
		Tablier central . . .	197 294		
		Tablier Neussargues . .	329 980		
Piles . .	}	Pile n° 1	61 019	}	613 629
		— 2	87 575		
		— 3	126 373		
		— 4	169 413		
		— 5	169 249		
Amarrages, tirants, sommiers, etc			53 664		
Arcs et palées			1 144 693		
Supports spéciaux pour la voie			70 683		
Appuis (acier, fonte et plomb).			79 643		
TOTAL			3 326 414 kg		

Le cube des maçonneries est de 20 409 m³ 058, se décomposant comme suit :

Viaduc d'accès Marvejols	5 318 m ³ 040
Pile n° 1	436 651
— 2	739 306
— 3	1 099 949
— 4	6 375 493
— 5	2 054 681
Viaduc d'accès Neussargues	4 384 938
TOTAL	20 409 m ³ 058

Le décompte définitif de l'ensemble de l'ouvrage s'est élevé à la somme de. 2 390 750 f 08

Il n'est peut-être pas inutile de prévenir ici les lecteurs de l'ouvrage publié sur le viaduc de Garabit sous le nom de M. Boyer, que les chiffres qui figurent à la 9^e partie de cet ouvrage, sous le titre : *Renseignements généraux sur les dépenses d'installation et de montage*, n'ont pas été fournis par la comptabilité de l'entreprise Eiffel. Les prix de revient indiqués résultent d'évaluations personnelles, et ils sont loin d'être exacts.

Les travaux sur place ont été commencés en janvier 1880.

Les maçonneries ont été terminées en octobre 1882.

Le montage de la première pile métallique a été commencé en août 1882 et le montage de l'arc le 24 juin 1883.

La clef d'extrados a été posée le 26 avril 1884.

Enfin, en novembre 1884, le viaduc était complètement terminé.

Les collaborateurs de M. Eiffel ont été :

M. Émile Nougier, pour l'étude générale du projet et des procédés de montage;

M. Maurice Kœchlin, pour l'établissement des calculs et du projet;

M. Compagnon, pour le montage et les travaux sur place.

En outre, M. J.-B. Gobert, Ingénieur, a assisté M. Eiffel dans la direction générale des travaux.