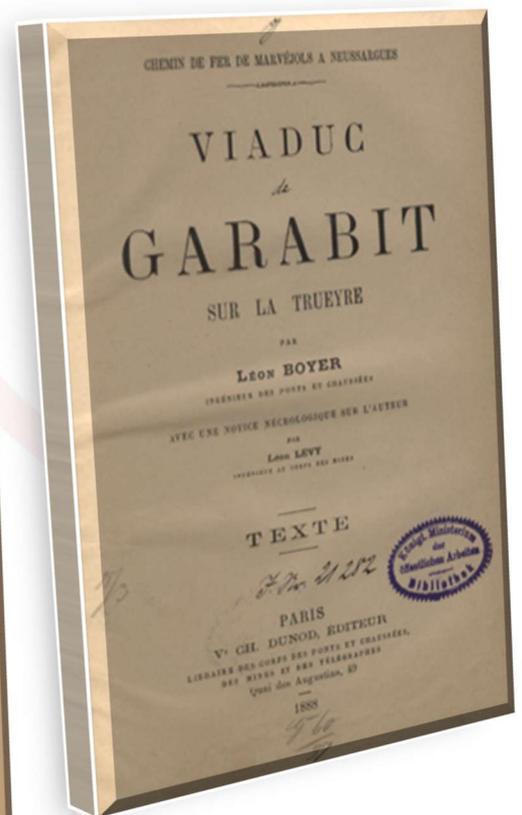
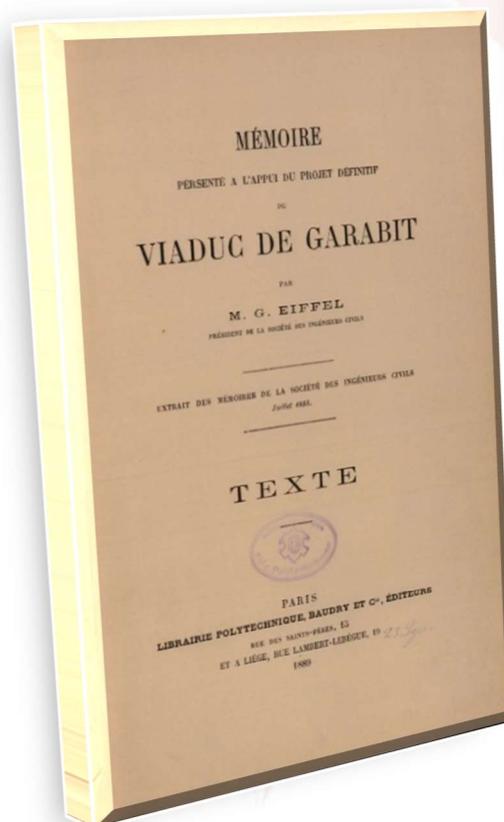
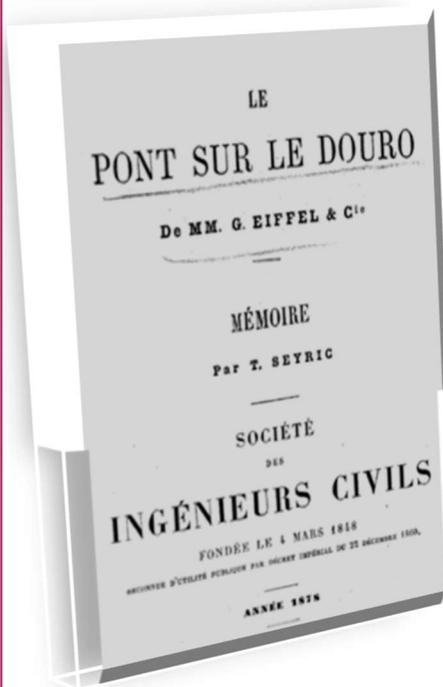


## GUSTAVE EIFFEL CONSTRUCTEUR DE GRANDS ARCS METALLIQUES

### DU PONT MARIA PIA AU VIADUC DE GARABIT





# 1 Préface

En cette date anniversaire de la disparition de Gustave Eiffel, qui fut président d'IESF en 1889, le Comité Génie civil et Bâtiment a voulu mettre en lumière deux ouvrages exceptionnels dus à ce grand ingénieur, ouvrages que le succès universel de la Tour parisienne ne doit pas faire oublier. Le pont Maria Pia sur le Douro, au Portugal, et le viaduc de Garabit sur la Truyère, dans le Cantal, sont deux arcs de grande portée, prouesses techniques pour cette époque où la construction métallique était en plein essor.

Le présent document expose le contexte, l'élaboration des projets, les méthodes de calcul et les techniques de réalisation pour ces deux ouvrages et, sans minimiser le rôle éminent de Gustave Eiffel, rappelle que d'autres ingénieurs de génie civil ont contribué à ces réussites, en particulier : Théophile Seyrig, collaborateur d'Eiffel, qui a dessiné le premier projet du pont sur le Douro, et Léon Boyer pour l'Administration, qui a notamment proposé un tracé innovant pour la ligne de chemin de fer, comportant un grand viaduc sur la Truyère. On peut signaler à ce propos que la même idée a été reprise pour le tracé de l'autoroute A75, La Méridienne, avec un grand ouvrage bien connu, le viaduc de Millau !

Le lecteur trouvera dans les pages qui suivent des éléments descriptifs précis et des données quantitatives sur les techniques et les matériaux employés à l'époque, comme sur les diverses méthodes utilisées pour vérifier la stabilité des ouvrages, avec quelques commentaires de comparaison avec les pratiques actuelles. Une remarque s'impose également, c'est la publication, à l'époque, de l'ensemble des éléments techniques concernant ces grands ponts, sous forme de documents imprimés de qualité, comme le montrent les photos de couverture que nous avons reprises, et donc la large diffusion de ces données. Pourra-t-on, dans 150 ans, retrouver de même une description technique précise de nos grands ouvrages actuels ?

Grâce au travail précis réalisé par deux de ses membres, Jean François Coste et Bruno Godart, le Comité Génie civil et Bâtiment espère apporter une contribution significative à la célébration du centenaire 1923-2023 de la mort de Gustave Eiffel, et plus largement à l'histoire des techniques et des ingénieurs français.

*Jean-Louis Durville Président du Comité Génie civil et Bâtiment*  
Octobre 2023



## 2 Le contexte industriel et scientifique du 19<sup>ème</sup> siècle

### 2.1 Le déploiement des lignes ferroviaires

Le 19<sup>ème</sup> siècle a connu une expansion spectaculaire du chemin de fer en France comme en Europe. De 1823 à 1859, de nombreuses compagnies sont créées pour construire et exploiter des petits tronçons de lignes d'intérêt local ; à partir de 1859, sous l'impulsion du duc de Morny, des conventions entre l'État et 6 compagnies sont signées avec pour objectif de regrouper les multiples compagnies existantes.

En France, la loi du 17 juillet 1879 qui adopte le Plan Freycinet, porte le réseau ferroviaire d'intérêt général de 29 600 km à 38 300 km à la fin du siècle dont 8 500 km de lignes nouvelles (contre 27 000 km aujourd'hui exploité par la SNCF).

L'État accorde en 1883 par des conventions, des concessions aux 6 grandes compagnies de chemin de fer : *Compagnie de Paris-Lyon-Méditerranée, Compagnie d'Orléans, Compagnie du Midi, Compagnie du Nord, Compagnie de l'Est, Compagnie de l'Ouest.*

Les tracés des lignes sont approuvés par l'État (Ponts et Chaussées). Leur construction est confiée aux entreprises par les compagnies de chemin de fer qui ont un rôle de Maître d'ouvrage - au sens actuel.

### 2.2 L'industrie métallurgique et les innovations technologiques

Les tracés ont nécessité de construire de nombreux franchissements de rivières ou vallées par des ouvrages d'art, ponts ou viaducs. Beaucoup d'ouvrages sont métalliques. En effet, à l'ère industrielle, apparaissent sur le marché deux matériaux de construction qui vont permettre l'essor de la construction métallique :

- le fer, qui présente une meilleure résistance à la traction que la fonte de surcroît plus fragile et cassante ; obtenu dans les années 1870-1890 par puddlage, le fer sera remplacé à son tour, à la fin du siècle par l'acier plus résistant,
- le rivet dont la production devient industrielle avec l'invention en 1836 par Antoine Durenne de la première machine apte à fabriquer mécaniquement les rivets ; le rivet est le seul moyen (hormis les boulons) qui permet d'assembler les éléments métalliques ; l'assemblage par soudure sur chantier ne deviendra opérationnel qu'au cours de la seconde moitié du 20<sup>ème</sup> siècle avec les aciers à faible teneur en carbone équivalent *Ceq* et l'amélioration des techniques de soudage.

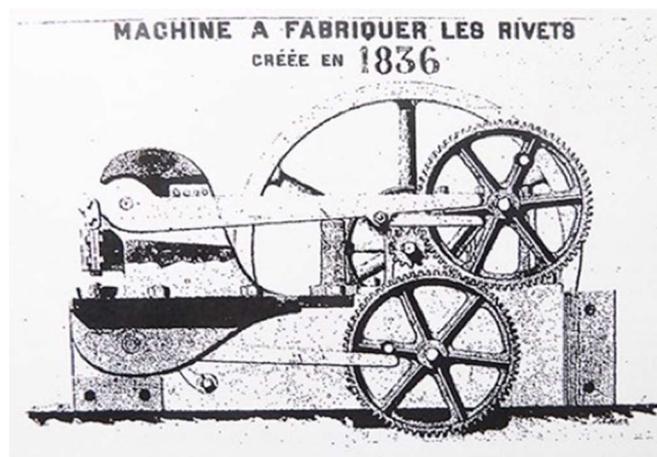


Figure 1 : Extrait Histoire du rivet (Rivets de France)



Par rapport aux ouvrages en maçonnerie, la conjonction de ces deux éléments a permis d'accélérer la construction des ouvrages en prévoyant un assemblage au moins partiel en usine et une manutention plus aisée sur chantier. L'histoire montre néanmoins qu'un certain nombre d'ouvrages métalliques de cette époque a dû être fermé à la circulation ferroviaire ou a dû être reconverti en passerelle, comme par exemple la passerelle de Bordeaux, par suite d'une résistance à la fatigue insuffisante sous la charge des convois ferroviaires actuels.

## 2.3 Le développement de la résistance des matériaux

La science de la résistance des matériaux (RDM) est fondée sur la théorie de l'élasticité qui est née en 1678 lorsque Robert Hooke énonce la loi qui porte son nom et qui pose que la déformation d'un corps sous contrainte inférieure à la limite d'élasticité est proportionnelle à l'effort exercé. Après Galilée (1638), Edme Mariotte vers 1680, puis Jacques Bernoulli en 1705 étudient la flexion des poutres : ils estiment que l'axe neutre de la section d'une poutre est au milieu et constatent l'accroissement des efforts depuis cet axe.

C'est en 1773 que Charles-Augustin Coulomb dans un mémoire à l'Académie de Sciences résout le problème de la résistance à la flexion en appliquant les trois équations de l'équilibre d'une poutre : l'égalité entre la somme des compressions et des tensions longitudinales, l'effort tranchant égal au poids et les moments des forces internes égaux aux moments des forces extérieures.

Thomas Young (1796) introduit la notion de module d'élasticité d'un matériau devenu *le module d'Young*.

Jean-Victor Poncelet chargé en 1838 du cours de mécanique appliquée à la Faculté des sciences, contribue à faire connaître la science de résistance des matériaux en même temps que Wölher en Allemagne fait en 1842 le premier cours de RDM à l'université de Göttingen (Basse Saxe).

En France, Henri Navier (1785-1836) établit l'équation qui relie la déformation d'un solide élastique linéaire isotrope aux forces appliquées ; puis Jacques Antoine Charles Bresse (1822-1882) développe dans le domaine élastique, un ensemble de trois formules mettant en relation les déformations et rotations d'une section de poutre  $S$  en fonction d'une section  $S_0$  connue. Ces formules permettent de déterminer des inconnus hyperstatiques comme par exemple les efforts internes ou des déformations/rotations d'un arc hyperstatique et la poussée de l'arc. (Cf. Annexe 2).

De son côté, Émile Clapeyron (1799-1864) introduit la méthode énergétique en mécanique des structures en reliant le travail des forces intérieures en fonction des éléments de réduction des forces extérieures au système considéré.

Si avant les années 1840, les premiers ponts métalliques (Angleterre, États-Unis, France,) en fonte puis en fer, ont encore été dimensionnés uniquement par l'expérience en multipliant les renforts et en resserrant le maillage des treillis métalliques, la RDM a permis de calculer après les années 1840 la tenue mécanique de chaque pièce. Ainsi, le nombre de pièces nécessaires a été limité, et leur dimensionnement adapté au plus juste ; la structure métallique a été ainsi allégée. En particulier, les treillis ne sont plus formés que par des croix de Saint-André ou même par de simples diagonales.



### 3 Gustave Eiffel et les ponts métalliques

Nombre d'entreprises françaises se sont illustrées en France et en Europe dans la construction des ponts et viaducs ferroviaires au 19<sup>ème</sup> siècle, parmi lesquelles la « *Compagnie des établissements Eiffel* ».

**Début 1856**, après de brillantes études à l'École Centrale des Arts et Manufactures, Gustave Eiffel a trouvé un emploi grâce aux relations de sa mère, chez Charles Nepveu, un ingénieur et entrepreneur parisien spécialisé dans la construction métallique et inventeur de la grue qui porte son nom.

**En 1857**, Nepveu qui a été racheté par les Établissements belges Pauwels, obtient le marché de construction du pont de chemin de fer de Bordeaux (1857-1859), et confie à Eiffel la direction de ce grand chantier. Ce dernier révèle sur le chantier son talent d'ingénieur-constructeur, notamment en ayant recours pour les fondations à des caissons foncés à l'air comprimé dont on doit le principe à l'ingénieur Jacques Triger. Il construit ensuite le pont sur l'Adour à Bayonne (1864) et les ponts-rails de Capdenac sur le Lot (1860-1861) et de Floirac sur la Dordogne (1860-1861).

**En 1866**, fort de ce succès, Gustave Eiffel crée sa propre entreprise, la *Compagnie des établissements Eiffel* après avoir fait l'acquisition des Ateliers Pauwels de construction métallique à Levallois-Perret. *Il se révèle habile chef d'entreprise sachant s'entourer d'ingénieurs de talent.* Associé en 1867 à un jeune et brillant centralien, Théophile Seyrig, il construit sur la ligne Commentry-Gannat, les viaducs de Neuval et de Rouzat (1869) avec 6 travées de 72 m de portée dans la vallée de la Sioule. Ces ponts sont inscrits aujourd'hui comme monuments historiques.

A la tête de son entreprise Gustave Eiffel, construit dès 1867, de nombreux ouvrages métalliques, parmi lesquels la galerie des machines pour l'Exposition universelle de Paris en 1867, la Gare de l'ouest à Budapest en 1875 et une vingtaine de ponts et viaducs.

Pour toutes ses constructions métalliques, Gustave Eiffel privilégie le fer (puddlé) bien que déjà à l'époque, l'acier possède de meilleures qualités de résistance. Il s'en est expliqué à propos de la construction de la Tour Eiffel :

*« Comme principe de construction, j'ai admis, au point de vue de la matière, l'emploi à peu « près exclusif du fer, de préférence à l'acier qui a une rigidité moindre. »*

Il s'en est expliqué plus précisément dans sa conférence sur les *Grandes constructions métalliques* (1888) :

*« Les propriétés de l'acier sont plus difficiles à définir, c'est un métal d'une résistance et de propriétés très variables ; sa résistance à la rupture varie d'une résistance du simple au double, suivant son mode de préparation ; sa résistance au choc est, en général, d'autant plus faible que son point de rupture est plus élevé. La résistance de l'acier, employé aujourd'hui dans les constructions, n'est pas très supérieure à celle du fer, mais sa supériorité consiste en ce que sa limite d'élasticité, c'est-à-dire le point où les déformations subsistent sous l'effet d'une charge, est beaucoup plus élevée que pour le fer.*

*La fabrication de l'acier est très délicate, et ce n'est que dans ces dernières années qu'on est arrivé à produire un métal dont on soit absolument sûr et qui réponde parfaitement aux qualités spéciales qu'on exige de lui ».*

Métaux utilisés pour les ponts	Rp0.2 (MPa)	Rm (MPa)	A%
Fonte (1800-1850)	50 -100	100-150	1 - 8
Fer Puddlé (1830-1910)	170 -300	260 - 400	5 - 25



Acier doux (après 1860)	240 - 280	420 - 450	>20
Aciers mi-durs (après 1930)	360	520	>20

Métaux utilisés pour les constructions de ponts aux 19<sup>ème</sup> et 20<sup>ème</sup> siècle

(Rp0.2 est la limite d'élasticité conventionnelle pour une déformation de 0,2 %, Rm est la résistance à la traction et A est l'allongement à la rupture)

Gustave Eiffel innove aussi avec *les ponts portatifs économiques* réunis en kits pour lesquels il a déposé un brevet. Il les vend à de nombreux pays à travers le monde comme la Cochinchine – aujourd'hui Vietnam - ou l'Algérie, la Bolivie.

En 1875, Gustave Eiffel remporte un concours international pour construire le pont Maria Pia sur le fleuve Douro (Portugal). En mars 1876, il s'installe au Portugal avec sa famille à Barcelinhos, près de Braga, pour la construction du pont Maria Pia et pour diriger l'édification de 26 autres ponts ferroviaires métalliques de plus de 20 m de long, dont 12 ponts de plus de 100 m de long. Hélas, son épouse Marie Marguerite décède un an et demi après son arrivée au Portugal, à l'âge de 32 ans, d'une hémorragie interne. Après ce drame, Gustave Eiffel quitte le Portugal pour revenir sur Paris et continue à développer ses travaux à distance.

La construction de ce pont (1876-1877) marque un tournant pour Gustave Eiffel : la précision du montage et de l'exécution de l'arc donne à l'entreprise une stature internationale que viendra confirmer l'exceptionnel chantier du viaduc de Garabit (1880-1884), dans le Cantal sur la Truyère.

Le pont Maria Pia est aujourd'hui désaffecté depuis 1991. La ligne ferroviaire de l'Aubrac entre Béziers et Neussargues en direction de Clermont-Ferrand emprunte encore le viaduc de Garabit pour assurer le trafic de voyageurs et surtout le transport des aciers électriques à haut de gamme, produits par l'usine Arcelor Mittal située non loin de la rive gauche à Saint Chély d'Apcher. Cependant le maintien en service de cette ligne reste précaire.

Ces deux ouvrages caractéristiques ont fait le succès de Gustave Eiffel avant la construction de la Tour métallique de 300 m de haut – aujourd'hui la Tour Eiffel – pour laquelle il a utilisé le savoir-faire acquis pour la construction de ces deux pont et viaduc.

Le centenaire de la mort de Gustave Eiffel célébré en 2023, est l'occasion de rappeler l'histoire et la technique de chacun de ces deux ouvrages exceptionnels pour l'époque et emblématiques de réalisations pour lesquelles Gustave Eiffel s'est personnellement impliqué. Après un rappel de leurs principales caractéristiques, sont présentées les méthodes de calcul et la façon dont leurs études et travaux de construction ont été conduits sans oublier l'apport des ingénieurs qui ont participé à leur conception ou réalisation, même si la notoriété de Gustave Eiffel a eu tendance à effacer leur nom au cours du temps.

L'étude qui suit s'appuie principalement sur les archives de la Société des ingénieurs civils et les archives de la BNF/Gallica. Elle reprend parfois des paragraphes de ces divers documents. Les trois principaux documents consultés sont :

- Mémoire par T. Seyrig : Pont sur le Douro (Pont Maria Pia 1877) de MM. G. Eiffel & CIE Société des ingénieurs civils - Séance du 18 octobre 1878,



- Mémoire posthume de Léon Boyer sur le viaduc de Garabit avec une notice nécrologique par Léon Lévy ingénieur du corps des mines - Ch. Dunod Éditeur, Paris 1888,
- Mémoire G. Eiffel présenté à l'appui du projet définitif du viaduc de Garabit  
Extrait des mémoires de la Sté des ingénieurs civils juillet 1888

On retrouvera à la fin de ce document une bibliographie plus complète pour chaque ouvrage.

**Nota** : dans le texte qui suit, les valeurs des contraintes citées reprennent, d'après ces mémoires, les unités utilisées à l'époque en  $\text{kg}/\text{mm}^2$ , voire en kg, (aujourd'hui noté Kilogramme-force), leurs valeurs en MPa étant rappelées lorsque nécessaire.

De même, les valeurs des forces sont exprimées en unité de l'époque, Tonne ou Kg (force) d'après ces mémoires.



## 4 Pont Maria Pia sur le Douro (1876-1877)

### 4.1 Généralités



*Photo B Godart (juin 2022)*

Figure 2 : *Pont Maria Pia sur le Douro à Porto (Portugal)* sur la ligne ferroviaire du Nord Lisbonne-Porto et désaffecté depuis 1991.

Arc en croissant, en treillis (croix de Saint-André) à deux articulations avec tablier supérieur.

#### **Principales caractéristiques**

Longueur totale	563 m
Nombre de voies ferroviaires	1
Portée de l'arc	160 m
Flèche d'intrados de l'arc	37,50 m
Tablier (largeur de la poutre)	6.0 m
Poids de la structure métallique	1450 t
Dont Arc	750 t
Maçonnerie	4000 m <sup>3</sup>

#### **Intervenants**

Maître d'ouvrage : Compagnie Royale de Chemins de Fer, Manuel Afonso Espregueira, Directeur Général, et Pedro Inácio Lopes, responsable de la décision de traverser le Douro en cet endroit.

Ingénieurs Concepteurs : Théophile Seyrig, Gustave Eiffel

Ingénieurs montage et travaux : E. Nouguié J. Collin et Angevère

Entreprise : Gustave Eiffel et Cie



**1875** : Gustave Eiffel remporte un concours international pour construire le pont Maria Pia sur le fleuve Douro (Portugal) face à deux grandes entreprises françaises et une anglaise et le retrait de deux autres entreprises, avec un projet innovant imaginé par son associé Th Seyrig. Ce projet prévoit un arc métallique de 160 m de portée. Gustave Eiffel apportera des améliorations pour en faciliter l'exécution.

## 4.2 Les différents projets proposés

La vallée du Douro à Porto est profondément encaissée avec des berges escarpées et hautes de 61 m au-dessus du fleuve. A cet endroit, la vallée a une largeur d'environ 400 m dont 150 m sont occupés par le fleuve lui-même. Le fond de la vallée est rempli par une couche de sable que des sondages poussés en beaucoup d'endroits jusqu'à 40 m sous l'eau n'ont pas pu traverser. La profondeur de l'eau varie de 6 à 16 m et cette profondeur se rencontre déjà près des rives.

A la suite d'un concours lancé par la Compagnie Royale des Chemins de fer portugais, la remise des offres fut fixée au 1 mai 1875 et quatre constructeurs proposèrent des offres sur la base de projets assez différents.

*Le premier projet* (figure 3) consistait en une grande arche centrale en plein cintre reposant sur des culées placées au bord du Douro. Les deux fermes composant l'arche s'appuyaient sur quatre massifs de maçonneries distincts. De ces appuis, partaient d'autres demi-arches dont les extrémités reposaient sur les culées d'extrémité du pont. Ce projet présentait la difficulté d'assurer la libre dilatation de l'ensemble.

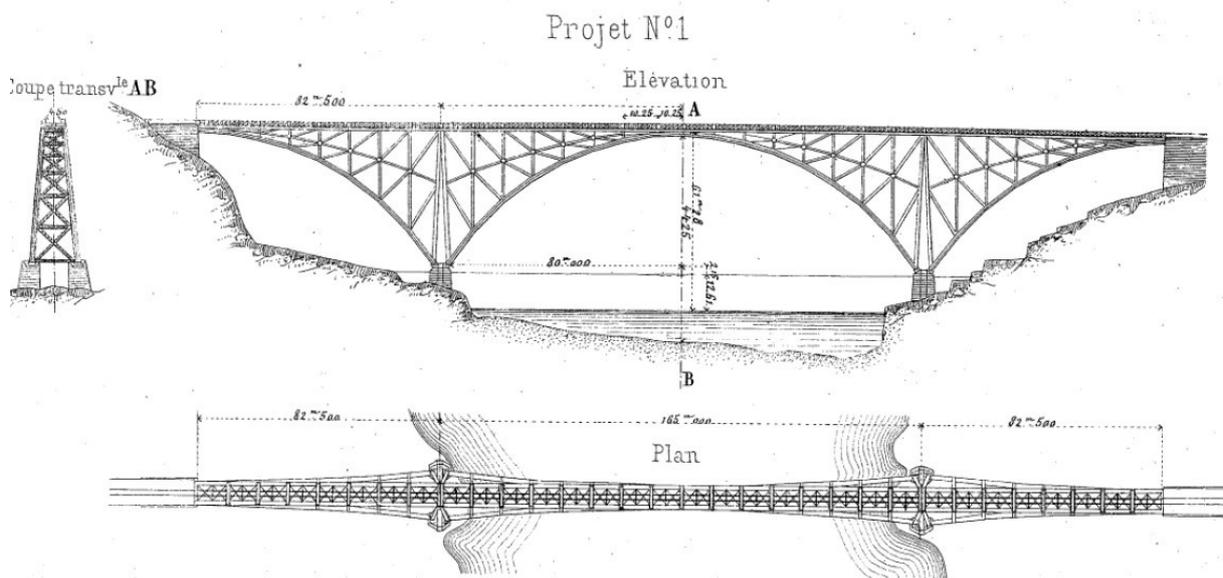


Figure 3: *Le premier projet pour le pont Maria Pia*

*Le second projet* (Figure 4) consistait à implanter deux piles-culées en maçonnerie au bord du Douro et de les relier par une poutre de 170 m de portée, de forme semi-parabolique et de hauteur 22,5 m au milieu. Ce projet posait le problème de la résistance au vent latéral dans la mesure où le centre de pression était situé notablement en dessous des appuis de la poutre, et le vent pouvait provoquer des oscillations du tablier, voire un décollement de l'un de ses appuis.

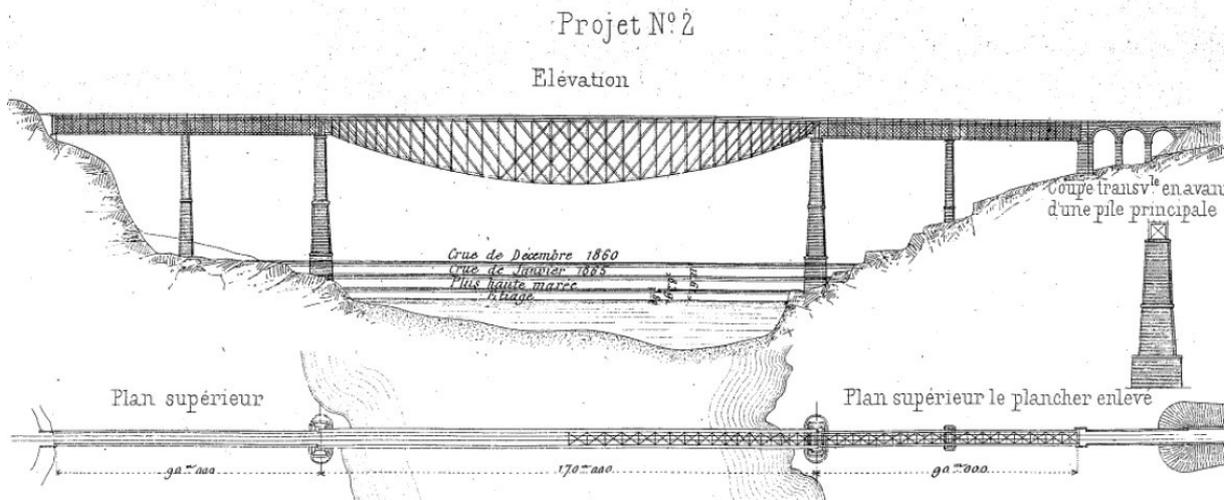


Figure 4 : Le second projet pour le pont Maria Pia

Le troisième projet (Figure 5) consistait à implanter deux piles métalliques au bord du Douro, et à créer un troisième appui au milieu du fleuve composé de deux grandes contrefiches courbes posées sur des fondations en maçonnerie. L'ensemble des 3 piles et des 2 culées supportaient un tablier composé de 4 travées de longueur 78 m. La grande longueur de ces travées imposait un poids important de métal qui aurait pu être mieux employée dans l'addition de deux piles supplémentaires.

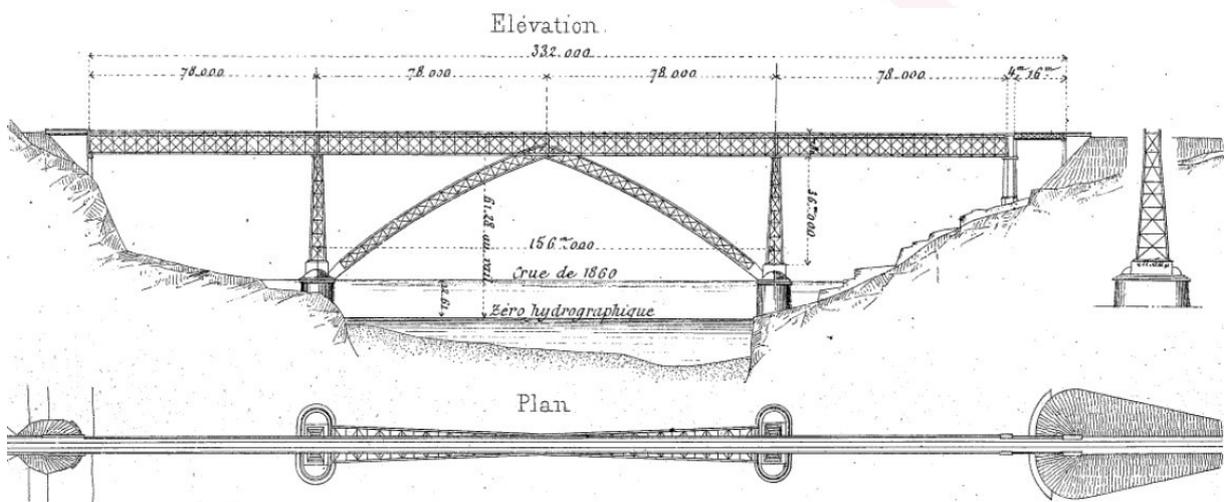


Figure 5 : Le troisième projet pour le pont Maria Pia

Le quatrième projet (Figure 6) franchissait le fleuve au moyen d'une grande arche centrale supportant en cinq points d'appui le tablier. Les parties latérales étaient divisées en travées de 43 et 45 m reposant sur des piles métalliques.

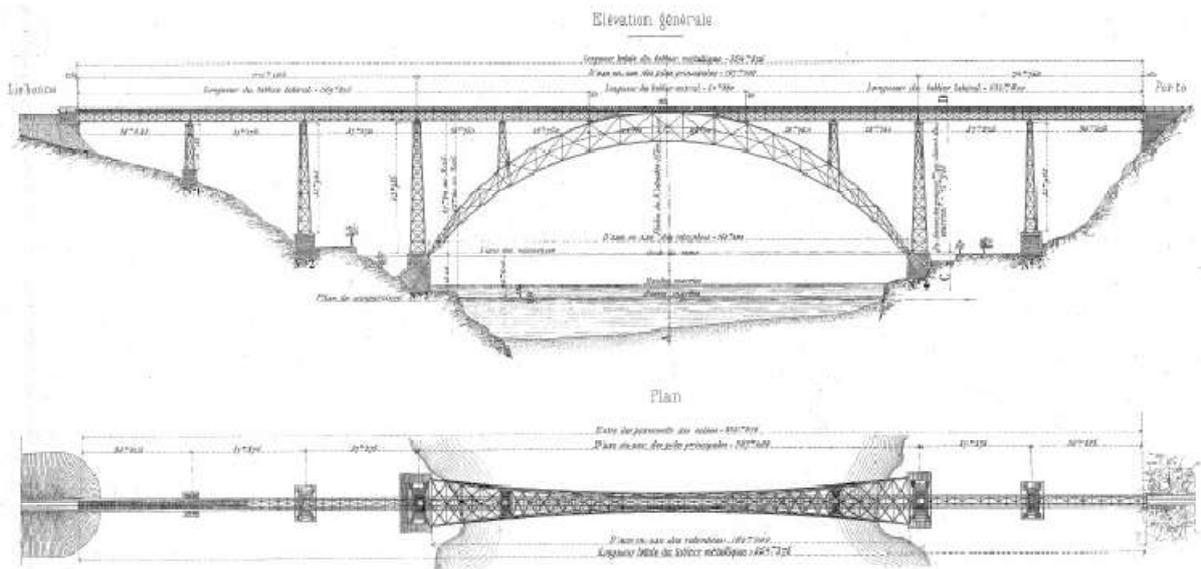


Figure 6 : Le quatrième projet pour le pont Maria Pia (Projet Eiffel)

Au mètre courant de pont, les prix en Francs de ces 4 projets étaient respectivement de 8350, 4890, 4270 et 2930 Francs<sup>1</sup>.

Compte tenu de son avantage économique, le quatrième projet proposé par Gustave Eiffel fut retenu après que la Compagnie Portugaise ait demandé à une commission formée de MM. Krantz, Molinos et de Dion de valider le projet. Cette commission étudia longuement le projet, et après que M. de Dion eut l'occasion d'appliquer sa nouvelle méthode de calculs qu'il avait déjà développée devant la Société des Ingénieurs Civils, elle put conclure en ces termes :

« Le projet de MM. Eiffel et Cie, est bien conçu et parfaitement exécutable dans ses données générales. Les conditions de stabilité de l'arc sont satisfaisantes ; l'écartement donné aux naissances entre les fermes le met dans de bonnes conditions pour résister aux efforts du vent et aux sollicitations horizontales qui peuvent se produire au passage des trains. Les rapports du tablier de l'arc ne doivent pas inspirer d'inquiétude. Les mouvements relatifs de ces pièces ne dépasseront pas les limites acceptables. Il en est de même des mouvements que les palées peuvent prendre. Les coefficients de résistance sont généralement peu élevés. On peut donc assurer que ce pont, bien exécuté et monté avec soin, se comportera bien. »

### 4.3 Description du projet de la société Eiffel

Sur la rive droite du côté Porto, se trouve une culée de faible longueur et de 15 m de haut en moyenne. Sur la rive gauche du côté Lisbonne un remblai d'une centaine de mètres de longueur précède la culée qui a une hauteur de 13 m. La distance entre les axes des appuis situés sur ces culées est de 353,875m.

<sup>1</sup> Les mémoires de la Société des ingénieurs civils relatent la contestation de M. Bodin sur l'intérêt économique du projet et la riposte de Gustave Eiffel puis Th. Seyrig évoquant l'approche erronée de M. Bodin quant aux prix qu'il a pris en compte. (Cf. année 1881 2<sup>ème</sup> semestre page 316).



En allant de Lisbonne dans la direction de Porto, le tablier se compose d'une travée extrême de rive de longueur 38,625 m, deux travées de rive de 37,375 m, deux travées de 28,750 m, cinq travées de 10,40 m, deux travées de 28,750 m (ces 9 travées étant supportées par l'arche), puis 1 travée de rive de longueur 37,375 m et une travée extrême de rive de longueur 38,625 m.

Les parties du tablier qui ont des longueurs de 38,625 m, 37,375 m et 28,750 m sont formées de deux poutres de 3,50 m de hauteur écartées de 3,10 m ; elles sont continues depuis les culées jusqu'à leur appui sur l'arche.

Ces poutres sont en treillis, à maille unique et à montants verticaux. Les semelles supérieures de ces poutres font garde-roues en cas de déraillement d'un train. Le plancher est composé par une série de fer Zorès<sup>2</sup> (de 24 cm de largeur sur 12 cm de hauteur) juxtaposés comme dans les viaducs de la ligne de Combray à Gannat ; ce plancher repose sur une série de cinq longerons en fer à double T de 300 mm de hauteur, supportés eux-mêmes par des pièces de pont distantes de 2,875 m. La voie est posée sur ce plancher par l'intermédiaire de blochets en bois boulonnés aux fers Zorès. Les poutres du tablier reposent sur les piles et sur les culées par l'intermédiaire d'appareils d'appui à clavettes permettant un réglage du niveau. Ces appareils sont soit fixes, soit mobiles et dans ce dernier cas ils reposent sur des rouleaux.

Les appuis de ces diverses travées sont formés par des piles métalliques ou par des pièces transversales reliant les arcs de la grande arche. Toutes les piles métalliques sont en fer et comportent chacune quatre arbalétriers<sup>3</sup> de section rectangulaire et formés de tôles et cornières. Ces arbalétriers sont reliés en tête par des poutres formant un couronnement, et sur leur hauteur par des entretoisements horizontaux espacés de 3,50 m. Les arbalétriers sont reliés dans les grandes faces transversales par des croix de Saint-André de hauteur 7 m, et dans les petites faces longitudinales par des croix de Saint-André de hauteur 3,50 m. Des croix horizontales espacées de 7 m complètent l'ensemble qui est ainsi indéformable dans toutes les directions. L'appui des piles sur la maçonnerie se fait au moyen de plaques en tôle assemblées aux parois des arbalétriers. La pile est ancrée à la maçonnerie par l'intermédiaire d'un gros boulon de diamètre 90 mm qui descend dans la maçonnerie à une profondeur de 4,60 m où il est claveté à un gros sommier en fonte noyé dans la maçonnerie.

Les fondations sur lesquelles reposent les piles sont en granit et descendent jusqu'au rocher dans lequel elles sont encastrées. Les pierres de taille et les moellons de granit sont maçonnés à la chaux hydraulique. Les massifs des piles-culées sont semblables mais comportent en plus des appendices construits avec des assises obliques pour accueillir les deux arcs.

Le choix d'une arche ayant été décidé pour éviter d'avoir à fonder dans le fleuve une pile soumise à la marée et aux affouillements, l'effet des moments de flexion étant le plus grand dans la moitié de l'arche située symétriquement à droite et à gauche de la clef, cette zone devait avoir une plus grande hauteur, ce qui explique la forme en croissant de l'arche. Cette forme en croissant permettait de faire reposer les extrémités de l'arche sur des rotules. Ces dernières permettent de canaliser les réactions d'appui résultant des surcharges et des effets thermiques en des points précis et de faciliter le calcul de l'arche.

---

<sup>2</sup> Fer Zorès, dont la forme se rapproche de la lettre Oméga  $\Omega$ , ou de celle d'un auget, inventé par Charles Ferdinand Zorès (1822-1869), servant à fixer les traverses en bois (ici blochets).

<sup>3</sup> Montant métallique oblique entre la traverse basse et le couronnement en tête constituant les arêtes de la pile (cf. planche n°3 du mémoire de Th. Seyrig).



Cette arche est constituée de deux fermes inclinées dont l'écart au niveau des rotules est de 15 m et au niveau de la clef de 3,95 m. Une telle inclinaison est justifiée par la stabilité au renversement de l'arche vis-à-vis du vent latéral et surtout pour éviter d'introduire des tractions dans la maçonnerie. La grande dimension de chacune des fermes métalliques imposait le choix d'un treillis à grandes mailles comportant des croix de Saint-André. La portée de l'arche entre rotules est de 160 m, la flèche d'intrados de 37,50 m et la hauteur à la clé de 10 m. Cette hauteur diminue à 7 m au point où sont appuyées les piles métalliques.

L'arche est partagée en 21 panneaux par des montants verticaux, les 5 panneaux de la clef ayant une longueur de 10,40 m, les panneaux des piles une longueur de 3 m, et les autres panneaux des longueurs variables. Tous ces panneaux sont raidis par des croix de Saint-André, à l'exception des panneaux d'extrémité contigus à la rotule qui sont en tôle pleine renforcée par des cornières. Les membrures supérieures et inférieures des arcs ont une section de caisson ouvert vers l'intérieur et sont constituées par deux âmes de largeur 600 mm et d'épaisseur 12 mm et par une semelle de 650 mm de largeur et au moins 30 mm d'épaisseur (60 mm près des retombées). Les bords des âmes opposés aux semelles sont raidis par des cornières et réunis par un petit treillis en cornières. A mi-distance des membrures, se trouvent deux fers en U de 250 mm de hauteur disposés au niveau de la fibre neutre de l'arc, et servant à raidir les montants et les diagonales et empêcher leur flexion. Les fermes sont reliées entre elles par des pièces transversales et par des contreventements en croix de Saint-André positionnés entre les montants verticaux.

Les rotules reposent dans des coussinets en fer forgé, clavetés entre les joues d'un grand sabot en fonte fixé à la maçonnerie. La face sur laquelle repose le coussinet est inclinée à 45°. Bien que le calcul laisse supposer qu'il n'y a pas de soulèvement de l'arc, ce dernier a néanmoins été attaché au niveau de sa naissance par un tirant de 70 mm de diamètre ancré dans la maçonnerie à une profondeur de 8m.

#### 4.4 Analyse des méthodes de calcul de Th. Seyrig

Dans son mémoire, Th Seyrig mentionne qu'au niveau de l'avant-projet, les calculs exacts étant longs et fastidieux pour une structure en arc aussi complexe, cette exactitude a été négligée en compensant par des additions de métal dans les endroits connus par expérience pour exiger un surcroît de précautions. Les poids estimés des descentes de charge ont été placés en des points donnés de la structure. Il a été considéré que la ligne de l'axe neutre de la structure se rapprochait de celle d'un arc de forme circulaire de section constante, ce qui a permis d'appliquer les résultats de l'étude de Bresse sur les arcs circulaires. C'est à partir de ses tables qu'une première valeur de la poussée a été estimée. Pour dimensionner l'arc, celui-ci a été dédoublé en deux systèmes : un premier système composé des membrures, des montants verticaux et des barres de treillis inclinés dans la même direction, le second composé des mêmes membrures et mêmes montants, mais avec des barres de treillis inclinés dans l'autre direction. Une méthode de statique graphique de type Cremona a ensuite été appliquée à chacun des 2 systèmes pour évaluer les efforts dans chacune des barres, puis par superposition des deux systèmes, les efforts définitifs dans l'ensemble des éléments de l'arc ont été obtenus.

Au niveau du projet définitif, et de sa vérification, la Commission a demandé à M. de Dion d'appliquer la méthode qu'il venait de mettre au point et de présenter devant la Société des Ingénieurs Civils. Cette méthode prend en compte les déformations internes sous l'effet des forces extérieures, en se basant sur les lois de l'élasticité. Les efforts internes sont déterminés en examinant la déformée de l'arc sous les actions extérieures et en calculant les forces extérieures à l'arc que sont les poussées créées sur les appuis. A partir des sections des pièces résistantes évaluées au niveau de l'avant-projet, et des efforts extérieurs appliqués sur l'arc, l'intégrale le long de la fibre neutre des moments fléchissants appliqués sur l'arc divisés par la rigidité  $EI$  de



la structure fournit le déplacement horizontal (écartement) des pieds de l'arc. De même, il est possible de calculer le déplacement horizontal provoquée par la poussée en pied de l'arc en intégrant le long de la fibre neutre l'effort horizontal  $F_x$  en pied d'arc divisé par le module d'élasticité du fer  $E$ . Le déplacement de la corde de l'arc étant nul, l'égalité des deux déplacements précédemment calculés permet d'évaluer l'effort horizontal en pied  $F_x$ , et à partir de là, la poussée de l'arc.

Th. Seyrig mentionne que les écarts avec la théorie deviennent plus grands à mesure que l'on passe de pièces pleines continues à des pièces en treillis.

La fibre neutre n'existe plus dans une pièce en treillis et la flexion ne se fait plus par rotation d'une section sur sa voisine. Cependant, en pratique, on admet que les méthodes générales de flexion s'appliquent aux structures en treillis et les épreuves effectuées sur les structures en treillis le confirment.

Les charges appliquées sur la structure sont en plus du poids propre :

- une charge uniformément répartie  $p = 4000$  kg par mètre courant de voie
- une charge répartie  $p = 4000$  kg/m sur la moitié du tablier
- une charge répartie  $p = 4000$  kg/m sur une longueur de 40 m de part et d'autre de la clé

Dans son mémoire, Th Seyrig, s'appuie donc sur la méthode nouvelle de calcul établie par Henri De Dion (cf. Annexe 1) pour la vérification de l'arc du pont Maria Pia. Il rend hommage à la fin de son mémoire à H. de Dion en précisant :

*« Les calculs qui ont été présentés sont, à notre connaissance, le seul exemple d'application complète de la méthode qu'il avait imaginée pour le calcul des pièces courbes. »*

La méthode utilisée consiste à partager l'arc en 21 sections de longueurs variables et correspondant aux panneaux de la ferme métallique. Puis pour chaque section, on calcule la valeur de :

$$\int_{x_n}^{x_{n+1}} \frac{y}{EI} da.$$

Où :

$y$  = ordonnée de la fibre neutre au point considéré

$da$  = élément de longueur de la fibre neutre au point considéré

$I$  = inertie de la section considérée

$E$  = module d'élasticité du fer pris égal à  $1,6 \cdot 10^{10}$  kg/m<sup>2</sup> ( $1,6 \cdot 10^5$  MPa),

valeur aussi utilisée dans le mémoire de Léon Boyer sur Garabit page 74).

D'où l'on déduit la valeur de la poussée  $N$  sous la charge permanente. Celle-ci est évaluée à 341 tonnes environ. Idem pour le calcul sous surcharges : 190 tonnes

Le taux de travail du fer dans les membrures est ensuite évalué sous les efforts de charge permanente et surcharges :

- sous la charge permanente seule  $N = 341$  t, l'arc est uniformément comprimé et la contrainte maximale en compression est atteinte en membrure d'extrados en section 2 où elle vaut  $-2,5$  kg/mm<sup>2</sup> ( $-25$  MPa).



- sous la surcharge uniformément répartie  $N = 281$  t, l'arc est uniformément comprimé et la contrainte maximale en compression est atteinte en membrure d'extrados en section 5 où elle vaut  $-3,9$  kg/mm<sup>2</sup> (- 39 MPa).
- sous la surcharge uniformément répartie sur 80 m de part et d'autre de la clé,  $N = 190$  t, l'arc est uniformément comprimé et la contrainte maximale en compression est atteinte en membrure d'extrados en section 11 (clé) où elle vaut  $-3,5$  kg/mm<sup>2</sup> (- 35 MPa).
- sous la surcharge uniformément répartie sur la moitié du tablier  $N = 140$  t, l'arc est uniformément comprimé et la contrainte maximale en compression est atteinte en membrure d'extrados en section 5 où elle vaut  $-4,9$  kg/mm<sup>2</sup> (- 49 MPa) ; dans cette section la contrainte en membrure d'intrados est proche de 0.

Pour les effets thermiques de dilatation, l'hypothèse de dimensionnement est de  $\pm 30^\circ\text{C}$  par rapport à la température moyenne supposée lors du calage. Pour une diminution de  $30^\circ\text{C}$  et un coefficient de dilatation de  $12 \cdot 10^{-6}$  m/°C, l'allongement (fictif) de la corde est de 5,76 cm, ce qui conduit à une poussée de 17,7 tonnes. Sous cette poussée, l'extrados de l'arc entre en traction avec une contrainte maximale de  $+0,77$  kg/mm<sup>2</sup> (+7,7 MPa) en section 8 et l'intrados de l'arc reste en compression avec une contrainte maximale de  $-0,9$  kg/mm<sup>2</sup> (- 9 MPa) à la clé.

Pour le vent, Th. Seyrig note qu'il est difficile d'estimer précisément les efforts engendrés par le vent sur une structure « composée de pièces s'entrecroisant dans tous les sens et offrant à la direction du vent des surfaces de forme et d'inclinaison très variables ». La force maximale du vent sans surcharge a été évaluée à 275 kgf/m<sup>2</sup> (2750 kN/m<sup>2</sup>) pour des vitesses maximales  $V$  du vent comprises entre 37,3 et 47,4 m/s<sup>4</sup>. Cette force a été calculée sur la base de la formule théorique suivante qui donne la pression  $P$  d'un gaz en mouvement agissant sur une surface plane  $S$  :

$$P = K\pi \left( \frac{V^2}{2g} \right) S, \quad K \text{ variant de } 1,86 \text{ à } 3$$

La force maximale du vent avec surcharge ferroviaire a été évaluée à 150 kgf/m<sup>2</sup> (1500 kN/m<sup>2</sup>), car au-delà de cette force, on considérerait que les wagons se renversaient.

Les points d'application du vent sur la structure sont fortement simplifiés pour faciliter les calculs.

Sur cette base, les contraintes maximales calculées dans les contreventements atteignent  $-4,39$  kg/mm<sup>2</sup> en extrados en section 6 pour le vent sans surcharge et  $-4$  kg/mm<sup>2</sup> en extrados au voisinage de la clé pour le vent avec surcharge.

Les treillis des fermes principales qui composent l'arc sont soumis à la compression générale de l'arc sous son poids propre et sous les surcharges, à l'effort tranchant transversal à l'arc et à la torsion dû au vent ; le tableau 23 du mémoire de Th. Seyrig, récapitule les résultats des cumuls de contraintes qui sont comprises entre  $3,9$  kg/mm<sup>2</sup> et  $6,23$  kg/mm<sup>2</sup> le long de l'arc, cette dernière valeur étant atteinte en extrados en section 3.

---

<sup>4</sup> Soit entre 134 km/h et 171 km/h environ



L'arc est donc dimensionné de façon à ce que tous ses éléments soient comprimés quelles que soient les sollicitations. Les contraintes maximales atteintes sont en général inférieures à 6 kg/mm<sup>2</sup>. Pour des pièces comprimées, on admet qu'elles peuvent travailler régulièrement jusqu'à 7 ou 8 kg/mm<sup>2</sup>. (selon la dernière circulaire ministérielle relative aux épreuves et aux calculs des ponts métalliques (Voir Annexe 3).

Le coefficient de rupture du fer à la compression est évalué à 34 kg/mm<sup>2</sup>. Cela signifie que l'on a un coefficient de sécurité d'environ 6. Il faut cependant vérifier aussi la résistance au « flambage » tel que le nomme Th. Seyrig dans son mémoire. Plusieurs formules étaient utilisables à l'époque (Gaudard, Hopkinson), mais finalement, la formule d'Euler fut appliquée :

$$P = EI\pi^2/l^2$$

Dans cette formule, la longueur  $l$  de la pièce est celle comprise entre ses extrémités bien attachées, et l'on considère que les attaches des treillis et des contreventements dans la longueur de la pièce ne sont pas assez rigides pour empêcher le flambement, et la valeur du module d'élasticité  $E$  est prise égale à 160 000 MPa. Les éléments des treillis ont donc été vérifiés au « flambage » : globalement les efforts de compression dans les pièces sont inférieurs de 1,13 fois à 2,29 fois la charge de flambement, la valeur la plus faible étant obtenue pour la barre de contreventement la plus longue (12,45 m) d'un treillis vertical de pile.

Une vérification du non arrachement d'un des appuis rotulés est effectué sous l'effet du vent sans surcharge et sous l'effet du vent avec un train léger de 1000 kg/m de voie.

Pour le calcul des déformations de la structure, Th. Seyrig a appliqué la méthode graphique indiquée par M. de Dion pour le calcul de pièces courbes (présentation faite le 2 juillet 1875 à la Société des Ingénieurs Civils). Celle-ci fournit un déplacement horizontal maximal à la clé de 36,7 mm (sous poids propre et charge dissymétrique), un déplacement vertical maximal de 17,3 mm à la clé et de 24,5 mm à l'attache des palées, ce qui correspond à un arc de forte rigidité. Th. Seyrig rend d'ailleurs hommage à M. de Dion à la fin de son mémoire.

Il est aussi fait usage de la statique graphique pour l'équilibre des forces : voir dans la dernière planche à la fin du mémoire, les figures 3,4,5 et 6 montrant le polygone des forces suivant différents cas de charges et surcharges.

## 4.5 Avis sur la note de dimensionnement de Th. Seyrig

Le calcul de la structure se fait sur la base de la vérification désormais classique :  $S < R$  (Sollicitation < Résistance). Le calcul des sollicitations est basé sur une application déjà très élaboré de la RDM qui avait été mise au point dans les décennies passées (voir Paragraphe 1.3) ; compte tenu de la complexité de la structure qui comporte plusieurs milliers de pièces, des simplifications sont forcément nécessaires et les vérifications portent sur les principaux éléments du pont. Par contre, l'évaluation de la résistance  $R$  est extrêmement frustrante dans la mesure où la déclinaison de la relation  $S < R$  se traduit par la relation *contrainte dans un élément < Coefficient de travail (ou limite de travail du matériau pris forfaitairement à 7 ou 8 MPa en compression)*, la contrainte moyenne dans un élément étant calculée par la relation :

$$\sigma_m = \frac{N}{S} \pm M v/I$$



Cette limite de travail du matériau précède l'approche en contraintes admissibles développée au cours du XXe siècle (contrainte admise fonction d'un pourcentage de la limite élastique du matériau), qui elle-même précède l'approche par états limites où des coefficients partiels de sécurité basés sur des probabilités et appliqués à une valeur caractéristique de résistance du matériau, elle-même basée sur des données statistiques.

Par rapport à nos règles actuelles, il est clair que l'approche de Th. Seyrig est purement déterministe alors que l'approche actuelle fait appel à des conceptions plus évoluées et notamment à des approches probabilistes ; cela est vrai pour :

- la définition des états limites,
- la relation de concomitance des actions où nos règles actuelles font apparaître des combinaisons d'actions avec des coefficients de pondération basés sur les probabilités,
- Le calcul au vent des structures : les actions du vent calculées selon l'EN 1991-1-4 sont des valeurs caractéristiques déterminées à partir des valeurs de référence de la vitesse ou de la pression dynamique. La vitesse moyenne du vent dépend du climat du lieu et de la variation du vent en fonction de la hauteur déterminée à partir de la rugosité du terrain et de l'orographie. La pression dynamique de pointe est également calculée à partir de la vitesse moyenne et des fluctuations rapides de vitesse. En outre, pour les ponts, le détachement tourbillonnaire doit être étudié et les instabilités aéroélastiques sont à prendre en compte pour les structures souples. Le calcul au vent s'est donc nettement complexifié,
- Les efforts de freinage des trains qui sont pris en compte,
- Le gradient thermique qui est pris en compte,
- L'application de coefficients partiels de sécurité sur les sollicitations, les résistances et les modèles de calcul,
- La prise en compte de valeurs caractéristiques pour les matériaux,
- La prise en compte de la plasticité du métal et de la fatigue,
- Un modèle de calcul de l'ensemble de la structure basé sur un programme à barres avec des calculs aux éléments finis pour les pièces complexes.

## 4.6 Conduite des études et des travaux de construction

Quelques informations se trouvent dans l'article de G. Eiffel dans la revue de l'exposition universelle de 1878.

En raison de l'impossibilité d'établir une pile provisoire en rivière, le montage de l'arche centrale fut exceptionnellement difficile. Celle-ci a donc été construite par encorbellement et par haubannage en utilisant la partie déjà construite comme point d'appui. Les 16 haubans de retenue par demi-arche étaient constitués de 6 torons de 19 fils de diamètre 2,7 mm et étaient attachés au sommet de la grande pile situé sur la naissance de l'arc. Leur contrainte à rupture était de 120 kg/mm<sup>2</sup>.

Les essais de réception ont donné les résultats suivants pour les flèches observées :

- 10 mm à la clef sous une surcharge générale de 3000 kg/ml sur la grande travée centrale
- 15 mm à la clef sous une surcharge de 3000 kg/ml sur la moitié du tablier (de la pile-culée à la clef), avec un affaissement de 20 mm aux reins du côté chargé
- 20 mm à la clef sous une surcharge de 3000 kg/ml centrée sur la moitié de la travée centrale
- 15 mm à la clef au passage d'un train de 355 tonnes à 31 km/h.



Les travaux ont commencé en janvier 1876 et le pont complet fut terminé le 21 octobre 1877. Le montage de l'arche eut lieu entre mars et septembre 1877. L'inauguration solennelle eut lieu le 4 novembre 1877 par le roi D. Luis et la reine D. Maria Pia, qui a d'ailleurs donné son nom au pont.

Le poids de la structure métallique est de 1450 tonnes, dont 750 tonnes pour l'arche. 4000 m<sup>3</sup> de maçonnerie ont été nécessaires.

#### 4.7 Rôles de Gustave Eiffel et Théophile Seyrig pour le pont Maria Pia

Dans la revue de l'exposition universelle de 1878, Gustave Eiffel & Cie présente la construction du pont Maria Pia sur le Douro et mentionne que « *Les calculs et le projet ont été réalisés par T. Seyrig et H. de Dion, tandis que l'exécution des travaux a été effectuée par E. Nouguier, J. Collin et Angevère.* »

Malgré l'importance décisive de Gustave Eiffel dans la construction du Pont Maria Pia en tant que responsable du projet et chef d'entreprise, si l'on considère que l'élément le plus novateur et révolutionnaire de sa structure est son arche, le projet du pont Maria Pia, présenté par la Maison Eiffel, a été conçu par son associé Théophile Seyrig comme ce dernier le décrit très bien dans son mémoire de 1877 à la Société des ingénieurs civils.



## 5 Viaduc de Garabit (1880-1884)

### 5.1 Généralités

Viaduc au-dessus de la vallée de la Truyère sur la ligne Béziers - Neussargues (en direction de Clermont-Ferrand) construite par la Compagnie des chemins de fer du Midi.

Viaduc encore en service.

Classé Monuments Historiques. (Arrêté du 18 octobre 2017)



(Photo B Godart, mai 2023)

Figure 7 : Viaduc de Garabit : Pont en arc parabolique en treillis à deux articulations avec tablier supérieur

#### **a) Principales caractéristiques**

Longueur totale	564.69 m
Portée de l'arc	165 m
Hauteur à la clé de l'arc	10 m
Flèche de l'intrados de l'arc	51,86 m
Poids de l'arc	1050t
Maçonnerie	20370 m <sup>3</sup>

#### **b) Intervenants**

**Maître d'ouvrage** : Compagnie des chemins de fer du Midi



### Ingénieurs :

- Ingénieurs concepteurs : Léon Boyer ; Gustave Eiffel
- Ingénieurs étude et réalisation :
  - Émile Nouguier, Étude générale du projet et procédés de montage
  - Maurice Kœchlin, calcul du projet

**Entreprise :** Gustave Eiffel et Cie sur marché de gré à gré.

## 5.2 Genèse du projet du viaduc de Garabit

Le viaduc de Garabit se situe sur le tronçon Marvejols -Neussargues de la ligne ferroviaire de l'Aubrac qui relie Béziers à Clermont-Ferrand (figure 8). A ce niveau, le plateau qui s'étend de l'Aubrac à la Margeride est coupé par la gorge profonde et étroite creusée par la Truyère. La rivière (ou ruisseau) d'Arconie et le ruisseau de Mongon figurent parmi ses affluents. Leurs embouchures sont presque en vis-à-vis sur les deux rives de la Truyère à Garabit.



Figure 8 : Ligne ferroviaire de l'Aubrac Tronçon Marvejols- Neussargues – extrait de :

<https://trainconsultant.com/2021/11/27/la-ligne-de-beziers-a-neussargues-quand-le-midi-voulait-monter-a-paris/>

Aussi la première solution étudiée pour la ligne ferroviaire à cet endroit et approuvée par l'Administration supérieure en 1877, consistait à descendre le long des flancs de la vallée d'Arconie, à franchir la Truyère à un niveau très bas puis à remonter le long de la vallée du Mongon.

Léon Boyer, « ingénieur ordinaire » des Ponts et Chaussées fraîchement nommé en Lozère en 1878, remet en question ce tracé en accord avec M. Bauby, ingénieur en chef des Ponts et Chaussées, et propose d'établir la ligne sur le plateau moyennement accidenté au lieu de la poser sur le flanc escarpé des vallées, et en même temps de se placer non loin de la RN9.

Restait à franchir la Truyère à environ 123 m au-dessus du point le plus bas de la vallée. Léon Boyer imagine que le franchissement serait réalisé par un arc de 160 m de portée et de 50 m de flèche, analogue à celui employé au pont ferroviaire de Porto sur le Douro.



L'accès se ferait par des travées métalliques de 50 m de portée reposant sur des piles métalliques dont la hauteur maximum serait de 78 m, inférieure à celle de la plus haute pile du viaduc existant de Fribourg.

Si la faisabilité technique de la solution semblait assurée, les ingénieurs de l'Administration des Ponts et Chaussées ont tenu à s'assurer que cette solution était viable sur le plan économique et avec des délais rapides. Ils se sont tournés vers Gustave Eiffel dont l'entreprise avait réalisé le viaduc Maria Pia sur le Douro à Porto. Léon Boyer précise dans son mémoire :

*« Ce constructeur, après avoir fait une étude rapide où il conservait entièrement les dispositions des ingénieurs de l'État, leur fit connaître qu'il acceptait de construire le viaduc de Garabit à un prix qui assurait au nouveau tracé l'avantage d'une économie considérable et dans un délai qui permettait de revenir sur la décision du tracé (précédemment) approuvé ».*

Le 20 novembre 1878 les opérations de relevé sur le terrain débutaient et malgré les rigueurs de l'hiver à 1000 m d'altitude, le projet de la ligne entre Saint Chély et Pont de Mongon était soumis le 25 mars 1879 à l'Administration supérieure.

Le projet de tracé » a été présenté à la Compagnie des chemins de fer du Midi qui après un examen approfondi a donné son adhésion sous réserve que la pente de la voie soit réduite à 1,7 % maximum et qu'un palier de 300 m de long soit réservé aux abords du viaduc côté Marvejols pour permettre aux trains de s'arrêter avant leur arrivée sur le viaduc.

Le 14 juin 1879, sur proposition du Conseil général des Ponts et Chaussées, le Ministre des Travaux publics a approuvé le nouveau tracé en même temps que l'avant-projet présenté par les Ingénieurs des Ponts et Chaussées en les invitant à soumettre à l'Administration un *marché de gré à gré* pour la construction du viaduc par Gustave Eiffel. La décision ministérielle précise que : *« 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 le premier ; qu'il serait d'ailleurs peu équitable dans l'espèce de confier les travaux à d'autres que M. Eiffel, quand c'est son pont du Douro qui a donné aux Ingénieurs l'idée de franchir la vallée de la Truyère par un nouveau tracé dont l'État doit retirer finalement une économie de plusieurs millions »*

Le 23 juillet 1879 le projet définitif présenté par Gustave Eiffel a été approuvé par décision ministérielle, en précisant les rôles respectifs des Ingénieurs (Léon Boyer) et Gustave Eiffel :

*« 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 les calculs de résistance en renvoyant aux épures qui ont servi aux calculs de 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 :*

*...Les calculs de résistance des fers ont été faits par M. Eiffel et vérifiés, suivant des méthodes différentes, par M. l'Ingénieur Boyer, qui les a trouvés exacts. ».*



Le tableau suivant présenté dans le mémoire de Léon Boyer (*page 11*), résume l'évolution du projet :

	Avant-projet des Ingénieurs de l'État*	Avant-projet 1880. Gustave Eiffel	Projet exécuté 1880-84 Gustave Eiffel
Corde de l'arc	160 m	165 m	165 m
Flèche de l'arc	50 m	60 m	52 m
Hauteur de l'arc à la clé	10 m	10 m	10 m
Hauteur max des piles métalliques	60 m	61 m	61 m
Nb de travées de la culée Marvejols à la palée	4	5	5
Nb de travées de la culée Neussargues à la palée	2	2	2
Longueur du tablier entre palées	105 m	74 m	74 m
Hauteur du tablier	5 m	5,16 m	5,16 m
Portée des travées intermédiaires	50 m	55,50 m	55,50 m
Portée des travées de rive	50-32,50 m	55,50 m	55,50 m
Nb d'arches en maçonnerie côté Marvejols	3	3	3
Nb d'arches en maçonnerie côté Neussargues	2	1	1

L'accroissement de la portée de l'arc et de sa flèche par rapport à l'avant-projet initial élaboré par Léon Boyer résulte principalement des causes suivantes :

- La suppression demandée par la décision approbative de cet avant-projet, de toute courbe sur les parties métalliques ce qui a provoqué un accroissement de la portée de 160 à 165 m.
- L'abaissement des rotules de l'arc de 2m et le remplacement de la forme circulaire de la fibre moyenne par une forme parabolique qui a accru la flèche mesurée à l'intrados de 50 à 52 m ; l'abaissement des rotules a eu pour but de diminuer l'action de renversement exercé par l'arc sur ses culées, l'adoption de la forme parabolique a permis de maintenir la courbe des pressions à l'intérieur de la fibre moyenne de l'arc et a eu pour conséquence le rapprochement des palées vers la clé de l'arc. Ces modifications ont été initiées par Gustave Eiffel,
- L'établissement de la voie à l'intérieur du tablier qui a conduit à adopter une hauteur totale de 5,16 m pour les poutres principales.
- Cette disposition a été recommandée par l'Inspecteur général des Ponts et Chaussées Croizette-Desnoyer, par ailleurs professeur à l'École des Ponts et Chaussées.



## 5.3 Description et Conception du projet exécuté

### ***a) Améliorations par rapport au pont Maria Pia, apportées par Gustave Eiffel***

Selon Gustave Eiffel (Séance du 1 octobre 1880 aux ISF), le projet élaboré par la Société Eiffel a été conçu en limitant la hauteur maximale des piles à 80 m de façon à éviter des oscillations du tablier sous vent violent, et en retenant une arche de 165 m de corde et de 65 m de flèche moyenne.

L'arche porte 4 piles dont 2 au voisinage de la clef et deux palées. La longueur totale est de 552,77 m dont 448,30 m de tablier métallique.

Des modifications ont été apportées par rapport au pont sur le Douro :

- les quatre arbalétriers de chacune des piles ne comportent plus que 3 faces formant une section en U (au lieu d'un caisson fermé au Douro), dans l'intérieur de laquelle viennent s'insérer des entretoisements en treillis horizontaux et diagonaux ; ceci pour faciliter l'inspection et l'entretien, et améliorer la résistance au flambement des barres de treillis. M. Eiffel a eu à justifier devant le Conseil général des Ponts et Chaussées, en accord avec M. l'Ingénieur en Chef Bauby, cette solution des piles métalliques de son système breveté ;
- la voie est placée en partie intermédiaire des poutres principales à 1,66 m au-dessous des semelles supérieures (et non à leur partie supérieure comme au Douro), de façon à protéger les trains du vent et de contenir les trains qui dérailleraient. Le plancher placé sous la voie est constitué de fers Zorès qui forme une paroi pleine horizontale rigidifiant transversalement le tablier. Cette disposition a été également brevetée par M. Eiffel
- la fibre moyenne de l'arche a une forme parabolique avec pour objectif que la courbe des pressions ne sorte pas de l'arche.
- la continuité du tablier est interrompue au droit des palées de façon à réduire la fatigue qui résultait dans les poutres au Douro du déplacement vertical des palées lors des cas de charges dissymétriques ; les espacements entre les 3 tabliers métalliques sont de 10 cm.
- le tablier est lié avec l'arche à la clef et constitue avec les 2 piles courtes une partie de structure à peu près indéformable.
- pour faciliter la visite et la réparation de l'ossature métallique, des moyens d'accès spéciaux ont été prévus pour permettre l'approche de toutes les parties difficiles d'accès ; c'est ainsi qu'une passerelle est installée à la partie inférieure du tablier métallique avec une voie de 0,40 m de large, sur laquelle des wagonnets de service pourront circuler d'un bout à l'autre du pont, et que des échelles de forme hélicoïdale sont établies au centre et sur toute la hauteur de chaque pile. Des cornières, destinées à fonctionner comme rails, sont fixées extérieurement aux semelles inférieures des poutres et permettent le service d'un échafaudage roulant destiné à la visite des parties inférieures des tabliers.

### ***b) Modifications apportées au projet Eiffel par l'Administration***

Des modifications ont encore été apportées au projet de Eiffel à la demande des ingénieurs de l'État, (les ingénieurs de l'administration des Ponts et Chaussées). Notamment la géométrie de l'arc a conservé sa forme parabolique mais sa flèche est passée à 52 m pour diminuer notablement le moment de renversement de



l'arc. La flèche de l'arc du viaduc de Garabit a donc 14m,50 de plus que celle du pont de Douro. Cette différence est d'une importance considérable du point de vue de l'effet du vent.

Les ingénieurs de l'État ont reconnu que l'attache rigide entre le tablier et les 2 palées courtes solidaires de l'arc aurait l'inconvénient de soumettre ces palées à des efforts considérables, sans réduire d'une manière sensible le travail des fers de l'arc qui a une résistance plus que suffisante. Ils ont donc renoncé à l'attache rigide projetée par Eiffel et l'ont remplacée par un appui fixe, muni d'une articulation qui laisse une liberté suffisante aux mouvements relatifs du tablier central et des palées.

A la différence du pont sur le Douro où les tirants d'ancrage sont verticaux (et donc non amovibles), les Ingénieurs de l'État ont pensé qu'il convenait de placer les tirants d'amarrage dans le prolongement des axes des arbalétriers, de façon à pouvoir en tout temps les retirer, les repeindre et au besoin les remplacer.

Pour l'exécution, les dessins de détail des maçonneries ont été préparés dans les bureaux des Ingénieurs de l'État. Les détails des fers, étudiés dans les bureaux de M. Eiffel, ont fait l'objet de dessins d'exécution que les Ingénieurs de l'État ont examinés, et auxquels ils ont apporté, dans la mesure qui leur a paru utile, des modifications tendant soit à réduire le poids du métal, soit à accroître la solidité des pièces et la rigidité des assemblages. (cf. page 16 du mémoire de Lucien Boyer).

### **c) Description du viaduc**

#### **➤ Les viaducs en maçonnerie**

Le viaduc Marvejols présente trois arches de quinze mètres d'ouverture, et le viaduc Neussargues une seule arche de même ouverture. La hauteur maximale du viaduc Marvejols, comptée du niveau des rails à la surface supérieure des massifs de fondation, est de 27,58 m, et celle du viaduc Neussargues est de 31, 25 m.

La largeur des piles ordinaires aux naissances, en élévation, est de 3 mètres. Les pieds-droits de la voûte et du tablier présentent sur toutes les faces des fruits de 2 cm. Le contrefort a un fruit de 1 cm en élévation et de 4 cm dans la coupe transversale. Les pile-culées sont évidées par un puits vertical de 3 mètres de diamètre.

Les voûtes ont 80 cm d'épaisseur à la clef et 160 cm au joint de rupture<sup>5</sup> (près des naissances). Les tympans sont évidés et remplis par du remblai rocheux rangé à la main. La chape est directement posée sur les voûtes ; elle se compose d'une couche de mortier de 33 mm d'épaisseur, recouverte d'un enduit en asphalte de 15 mm d'épaisseur. Les eaux s'écoulent par des gargouilles pénétrant dans les reins de la voûte et présentant une forte saillie sur la douelle.

Les culées ont 4 mètres de largeur aux naissances ; elles sont évidées par des voûtes transversales.

L'emploi de la pierre de taille est limité à la corniche et au bahut des parapets. Les bandeaux des voûtes, ainsi que les angles des piles, des culées et des contreforts, sont en moellons smillés<sup>6</sup> et le surplus des parements

---

<sup>5</sup> Joint où une fracture est susceptible d'apparaître lors de la rupture d'une voûte.

<sup>6</sup> Moellons taillés à la smille, marteau à deux pointes qui donne un aspect piqué de telle sorte que le moellon présente en surface des stries courbes, parallèles et séparées par de petites cassures d'éclatement.



en moellons têtus<sup>7</sup>. Les maçonneries intérieures sont uniquement en moellons ordinaires qui proviennent de carrières de schiste et gneiss voisines de l'ouvrage. Les moellons têtus et smillés, ainsi que la pierre de taille, proviennent des carrières de granit de La Garde, situées à une dizaine de kilomètres du viaduc. La chaux du Teil a été employée pour toutes les maçonneries. Le sable a été tiré du lit de la Truyère. Le mortier a été composé de 350 kg de chaux pour un mètre cube de sable.

### ➤ Les tabliers métalliques

Le viaduc de Garabit se compose d'un viaduc métallique de 448,3 m de longueur totale pour la partie métallique, prolongée à ses extrémités par des viaducs en maçonnerie formant culées. 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.

Les tabliers Neussargues et Marvejols ont des longueurs respectives de 103,60 m et 270,10 m. Le tablier Neussargues se compose de deux travées égales de 51,80 m formées de 14 panneaux de 3,70 m, et le tablier Marvejols de 2 travées extrêmes de 31,80 m de portée, divisées en 14 panneaux de 3,70 m et de 3 travées intermédiaires de 55,50 m, divisées en 15 panneaux de 3,70 m. Le tablier central, au droit du sommet de l'arc, comprend 3 travées égales de 24,64 m, divisées en 6 panneaux de 4,106 m, pour une longueur totale de 73,92 m.

Les tabliers supérieurs se composent de deux poutres principales de 5,16 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 mm X 15 mm, d'une semelle constante de 500 mm X 10 mm, reliées par des cornières 100 mm X 100 mm d'épaisseur 12 mm. Des semelles supplémentaires sont ajoutées là où le calcul le nécessite. Les barres de treillis et les montants ont la forme d'un simple T. Un contreventement inférieur, composé de croix de Saint-André, relie les membrures inférieures des poutres (Figure 9 ci-après).

---

<sup>7</sup> Moellons dont les faces sont dressées au têt, sorte de gros marteau à extrémité carrée, pointue ou fendue.





maçonnerie par l'intermédiaire d'une plaque d'assise en tôle de 1 m x 1 m, 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.

#### ➤ La grande arche



Figure 10 : La grande arche du viaduc (photo B. Godart)

La grande arche (Figure 10) présente une corde de 165 m de longueur ; la flèche d'intrados est de 51,858 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. 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 m mesuré à l'extrados, correspondant à un fruit de 0,11088 /m<sup>8</sup> par rapport à la verticale. Les fermes principales ont 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.

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. Les fermes sont reliées entre elles par des entretoises horizontales formées chacune de quatre cornières de 10 mm, reliées par un treillis en fer plat, sauf à la retombée où ce treillis est remplacé

---

<sup>8</sup> Précision donnée dans le rapport de Gustave Eiffel.



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.

## 5.4 Analyse des Méthodes de calcul

Léon Boyer, côté Administration, et Gustave Eiffel, côté entreprise, ont mené les calculs du projet de viaduc de Garabit en parallèle en ayant recours à des méthodes qui diffèrent parfois, bien que basées au départ sur les formules de Bresse (cf. Annexe 2). Gustave Eiffel a bénéficié de la collaboration de Maurice Koechlin<sup>9</sup> qui à la tête du bureau d'études de l'entreprise a effectué l'ensemble des calculs du viaduc.

### **a) Méthodes de calcul par Léon Boyer**

Dans son mémoire Léon Boyer se limite au calcul de l'arc dans sa configuration finale. Il établit deux méthodes de calcul, l'une basée sur la théorie du prisme élastique développée par Ch. Bresse<sup>10</sup>, l'autre basée sur les propriétés des systèmes articulés.

#### ➤ **1<sup>ère</sup> partie : Calcul de l'arc basé sur la théorie du prisme élastique**

Les actions de poids prises en compte sont :

- la charge permanente;
- une surcharge de 4 800 kg par mètre courant de tablier, s'étendant entre les deux grandes piles métalliques (cette surcharge est supérieure à celle de 4000 kg/m prises pour Maria Pia) ;
- la même surcharge s'étendant seulement sur le tablier central entre les deux grandes piles de l'arc ;
- la même surcharge s'étendant entre la clef et une des grandes piles.

La répartition des charges permanentes dans les diverses parties de l'arc ne pouvant être définie par une formule analytique, l'arc est décomposé, comme au pont Maria Pia, en un certain nombre de sections (ici 13 situées au droit des montants verticaux), et le poids de chacun des tronçons de l'arc est concentré sur la fibre moyenne, en un point voisin du centre de gravité de la section. A cela s'ajoutent les charges apportées par les piles et concentrées aux sections 8, 9 et 12.

La poussée de l'arc  $Q$  sous l'action du poids est calculée à partir de la formule de Bresse (page 122 de son cours à l'École nationale des Ponts et Chaussées :

---

<sup>9</sup> Maurice Koechlin (1856-1946), diplômé du Polytechnicum de Zurich, a succédé en 1879 à Théophile Seyrig dont Gustave Eiffel s'était séparé après la construction du pont Maria Pia. Secondé par Émile Nouguier, on lui doit le premier croquis en 1884, de la « Tour métallique de 300 m de haut » pour l'exposition universelle de 1900.

<sup>10</sup> Léon Boyer fait référence à cette théorie, pages 38 de son mémoire. Voir l'annexe 2 « Résistance des Matériaux : Bresse, Clapeyron ».



$$Q = \frac{\int_0^a \frac{X'y}{er^2} \frac{ds}{dx} dx + \int_0^a \frac{N'}{e} dx + \tau a}{\int_0^a \frac{y^2}{er^2} \frac{ds}{dx} dx + \int_0^a \frac{1}{e} \frac{dx}{ds} dx}$$

$a$  est la longueur de la demi-corde;

$X'$  est la somme des moments, par rapport à un point quelconque  $M$  de la fibre moyenne, de toutes les forces qui agissent depuis ce point jusqu'au point  $B$ , y compris la réaction verticale  $T$  de l'appui, mais non compris la poussée  $Q$ ;

$N'$  est la somme des projections des mêmes forces sur la tangente au point considéré;

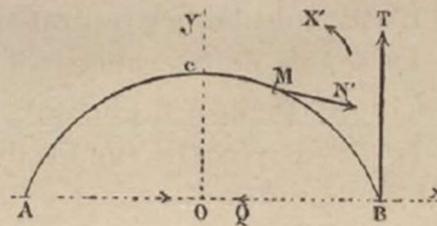


Fig. 23.

$er^2$  est le moment d'inertie de la section normale au point considéré et par suite est égal à  $EI$  produit du coefficient d'élasticité par le moment d'inertie géométrique;

$e$  est le produit  $E\Omega$  du coefficient d'élasticité par la surface de ladite section;

$ds$  est la longueur de fibre moyenne comprise entre deux sections normales infiniment voisines;

$\tau$  est le coefficient de dilatation.

Les intégrales étant difficiles à calculer en raison d'une absence d'expression analytique des fonctions, après quelques simplifications conduites par L. Boyer, la formule simplifiée permettant de calculer la poussée  $Q$  est donnée par l'équation :

$$Q = \frac{\sum_0^a \frac{X'y}{\cos \alpha I} \Delta x - \sum_0^a \frac{\Sigma F_g \sin \alpha}{\Omega} \Delta x}{\sum \frac{y^2}{\cos \alpha I} \Delta x + \sum_0^a \frac{\cos \alpha}{\Omega} \Delta x}$$

Ce qui donne  $Q = 502$  tonnes.



La poussée due à la surcharge s'étendant sur tout le tablier est calculée par une méthode des déplacements, et vaut 269 tonnes. La poussée due à la surcharge s'étendant entre les deux grandes piles métalliques est calculée de façon similaire et vaut 177 tonnes.

La poussée due à la surcharge entre la clef et une des grandes piles vaut 135 tonnes.

Le calcul de la poussée sous la dilatation thermique reprend des hypothèses identiques à celles adoptées pour le pont de Maria Pia, à savoir que la température de l'arc peut varier de 30° en plus ou en moins de celle qu'il aura au moment de la pose, que le coefficient de dilatation vaut 0,000012 et que le module de déformation du fer est de  $1,60 \times 10^{10} \text{ kg/m}^2$  (160 000 MPa) ; cette poussée est faible et vaut 13 tonnes.

Le calcul au vent est basé sur la méthode proposée par M. Nordling, à savoir une pression statique de  $270 \text{ kg/m}^2$  de surface frappée sans passage de trains, et de  $130 \text{ kg/m}^2$  avec passage de trains. Soit F une force quelconque résultant de l'action du vent et appliquée normalement au plan xOy de l'arc, en un point M situé dans le plan de la fibre moyenne, mais pouvant être hors de cette fibre, pour que l'équilibre existe, il faut que les sommes des projections de toutes les forces sur les trois axes de coordonnées et les sommes de leurs moments, par rapport à chacun de ces axes, soient nulles. Les appuis exercent sur l'arc deux forces égales T perpendiculaires au plan de l'arc ainsi qu'un moment décomposé en deux couples d'axes Ox et Oy, le couple selon Oz étant nul.

La nouvelle méthode de calcul au vent exposée par L. Boyer diffère de celle présentée par Seyrig au pont Maria Pia et se veut plus précise : cette nouvelle méthode suppose que le moment de torsion à la clé est non nul et prend en compte la variation du moment d'inertie transversal de la pièce soumise à l'effet du vent.

Dans les hypothèses formulées par M. Nordling, les membrures horizontales de la paroi directement frappée abritent complètement celles de l'autre paroi, tandis que les autres pièces subissent les mêmes efforts sur les deux faces. L. Boyer va au-delà de ces hypothèses et prend en compte l'inclinaison du vent qui peut frapper les membrures horizontales abritées, mais avec une force moindre.

Dans son calcul, L. Boyer suppose que :

1. les actions sur l'arc sont appliquées sur la fibre moyenne;
2. les actions sur le tablier sont, appliquées au-dessus de chaque montant et à 65 mètres au-dessus du niveau des naissances ;
3. les actions sur la palée sont appliquées au-dessus de chaque montant et à 57 mètres au-dessus du niveau des naissances.

L. Boyer donne dans les tableaux 9,10,11 et 12, les coefficients de travail des membrures d'intrados et d'extrados de l'arc pour les 5 cas suivants :

1. Poids dus à la charge permanente (sans le vent) ;
2. Poids, l'arc étant totalement surchargé (sans le vent et sans la charge permanente) ;
3. Poids, la surcharge s'étendant entre la clef et une des grandes piles (sans le vent; charge permanente comprise);
4. Vent sans surcharge ;
5. Vent avec surcharge.



Le tableau 13 ci-après (extrait de son mémoire, pages 100-101) synthétise ces résultats.

*Taux de travail maximum des membrures de l'arc*

Membrure de l'arc	Nature de la charge	Taux de travail maximum (Kg/mm <sup>2</sup> ) *	
		Fibre supérieure Re	Fibre inférieure Ri
	Poids propre	2,73	2,58
	Poids + surcharge charge entière	4,56	4,37
	Poids + demi surcharge	5,90	4,26
	Vent seul	2,67	2,87
	Vent avec surcharge	1,75	1,99
	Total maxi	6,64	6,52

\*  $1\text{kg/mm}^2 \approx 10\text{MPa}$

Les résultats montrent que, sans tenir compte de la dilatation, le coefficient maximum ne dépasse  $6\text{ kg/mm}^2$  que pour l'intrados aux sections 3 et 4, où il atteint  $6,5\text{ kg/mm}^2$  et pour l'extrados aux sections 9 et 10, où il atteint  $6,60\text{ kg/mm}^2$ . Ce travail maximum aux sections 3 et 4 se produit lorsque l'arc est entièrement surchargé et que le vent exerce son action à raison de  $150\text{ kg/m}^2$ , et aux sections 9 et 10, lorsque l'arc est surchargé entre la clef et une des grandes piles, le vent exerçant la même action de  $150\text{ kg/m}^2$ .

Si on ajoute l'effet de la dilatation, on trouve que le coefficient s'élève à  $6,72\text{ kg/mm}^2$  pour l'intrados de la section 3 et  $7,2\text{ kg/mm}^2$  pour l'extrados de la section 9.

Du point de vue des déformations à la clef, la flèche est de  $3,84\text{ cm}$  sous poids propre et surcharge totale sur le tablier et de  $5,4\text{ cm}$  sous un refroidissement de  $30\text{ }^\circ\text{C}$ . Le déplacement transversal de la clef est de  $25\text{ mm}$  environ sous l'action du vent, sans surcharge.

➤ **2<sup>ème</sup> partie : Calcul de l'arc considéré comme un système articulé (pages 109 à 229 de son mémoire)**

Léon Boyer précise dans son mémoire :

« Il nous a paru, toutefois, qu'une charpente telle que celle du viaduc de Garabit s'écartait trop des conditions que suppose la théorie du prisme élastique pour qu'il fût possible d'avoir une entière confiance dans les résultats fournis par l'application de cette théorie et nous avons eu recours à une seconde méthode basée sur les propriétés des systèmes articulés ».

Une notable partie des principes qui ont servi de base à cette méthode, sont établis dans un très remarquable travail de M. Maurice Lévy.

« Nous avons considéré l'arc du viaduc de Garabit comme composé de barres inflexibles élastiques, réduites à leurs axes et articulées sans frottement. »

Pour qu'un système articulé soit en équilibre, il faut et il suffit que :

- les efforts exercés aux deux extrémités d'une même barre soient égaux et de sens contraire ;
- les forces extérieures et les réactions des barres appliquées en chacun des points d'articulation soient en équilibre ;
- les allongements des barres soient proportionnelles aux efforts qu'elles subissent (loi élastique).



Le déplacement du système est assez petit pour l'on puisse sans erreur sensible appliquer à ce déplacement le théorème du travail virtuel. Ce théorème est appliqué notamment pour calculer la poussée de l'arc, les déformations de l'arc et les efforts sous charge dissymétriques. Pour les calculs des tensions dans les barres qui constituent les trapèzes entretoisés élémentaires constitutifs de l'arc, L. Boyer énonce le « théorème des 3 tensions » (§63, page 133 du mémoire) pour le calcul des tensions dans les barres en fonction de la poussée Q de l'arc de façon similaire au théorème des 3 moments pour les poutres continues.

Coefficients de travail maxima calculés selon cette méthode (cf. tableau 20 page 209 du mémoire)

Membrure de l'arc	Nature de la charge	Taux de travail maximum (Kg/mm <sup>2</sup> ) *	
		Fibre supérieure Re	Fibre inférieure Ri
	Total maxi	6,39	7,05

Les résultats diffèrent peu de ceux calculés par la première méthode, avec toutefois un taux de travail maximum atteignant 7 kg/mm<sup>2</sup> pour la fibre d'intrados de l'arc.

### b) Méthodes de calcul utilisées par Gustave Eiffel

#### ➤ 1880 Méthode de calcul de Gustave Eiffel pour l'avant -projet

Pour le calcul de la poussée de l'arc dans l'avant-projet, Gustave Eiffel fait appel à la même méthode que celle utilisée pour le viaduc sur le Douro (cf.3.4 ci-dessus), en s'appuyant sur la méthode mise au point par H. de Dion et en ayant recours à la statique graphique. Par contre, il améliore les calculs des effets dus au vent et des déformations :

*« Les calculs relatifs aux poussées et aux coefficients de travail, sous l'effet des charges, ne présentent rien de particulier. Ceux, au contraire, relatifs au vent sont tout autres que ceux appliqués par nous au Douro et déjà publiés. Nous avons serré les calculs de beaucoup plus près et nous avons cherché à obtenir la plus grande rigueur théorique possible. L'étude des déformations de l'arc est également nouvelle ; nous l'avons établies par les procédés de la statique graphique, de manière à éviter les cubatures de volumes assez laborieuses, auxquelles on était conduit dans la première méthode, et à les remplacer par le simple tracé de lignes qui donnent immédiatement la vraie grandeur de toutes les déformations »*

L'ensemble des éléments de l'ouvrage a été dimensionné avec une contrainte maximale de 6 kg/mm<sup>2</sup>. Le vent a été pris en compte avec une pression de 150 kg/m<sup>2</sup> avec circulation des trains et de 270 kg/m<sup>2</sup> sans circulation. Le tableau suivant présente les coefficients de travail sous les différentes actions :

Taux de travail de l'arc (page 418 du mémoire) :

Élément	Nature de la charge	Taux de travail (Kg/mm <sup>2</sup> )*
Membrures	Poids propre	2kg (20 MPa)
	Surcharges seules	2kg
	Effet du vent	2 kg
Treillis	Charge permanente	1 kg (10 MPa)
	Surcharge	1kg
	Vent seul	3 kg (30 MPa)

\* 1kg/mm<sup>2</sup> ≈ 10MPa



## ➤ 1881-1889 Méthode de calcul de Gustave Eiffel pour le projet définitif exécuté

Le calcul de l'ouvrage est présenté en trois parties :

### ▪ 1<sup>ère</sup> Partie : calcul des tabliers

Le tablier supérieur est interrompu au droit de chacune des deux palées de l'arc et est constitué de trois tabliers :

- Le tablier du côté de Marvejols avec 5 travées continues,
- Le tablier central entre les deux palées de l'arc central avec 3 travées égales continues,
- Le tablier côté Neussargues avec 2 travées égales continues.

Les calculs des tabliers ont été faits par les formules de Clapeyron et reprennent in extenso le Mémoire de l'avant-projet de 1880. Ils donnent l'exemple d'une application pratique détaillée des ponts droits, rappelle Gustave Eiffel dans la préface du mémoire.

### ▪ 2<sup>ème</sup> Partie : Piles métalliques

Ces piles ont au nombre de cinq, les plus hautes n°4 et 5 se situent au droit des culées de l'arche centrale. Pour les piles, il est fait appel à la statique graphique (pages 58-60 du mémoire). Les forces extérieures, y compris le vent, ont été déterminées au moyen de polygones funiculaires reproduits à la fin du mémoire dans les planches relatives aux épures de résistance des piles n°1, 2 et 3 ainsi que de la grande pile n°5. Les forces ont ensuite été décomposées entre les différentes pièces selon la méthode de Culmann.

Selon Gustave Eiffel, cette méthode innove en tenant compte de l'inclinaison des arrêtes (ou arbalétriers). et permet de réduire notablement les efforts dans les treillis en croix de Saint André entre les arbalétriers.

### ▪ 3<sup>ème</sup> Partie : Arche centrale

Pour le calcul de l'arc central Gustave Eiffel indique dans l'avant-propos de son mémoire de 1888/89 (pages 9-15) que l'élément principal dans le calcul des efforts dus aux charges, est la poussée horizontale.

Le point de départ pour le calcul de la poussée est la formule de Bresse, formule utilisée également par Léon Boyer.

Ses calculs détaillés dans la 3<sup>ème</sup> partie (pages 71-134) conduisent aux taux de travail maximum suivants dans les éléments métalliques :

(D'après les Tableaux 20 et 21 pages 132-133 du mémoire du projet définitif d'Eiffel)

Membrure de l'arc	Nature de la charge	Taux de travail maximum (Kg/mm <sup>2</sup> )*	
		Fibre supérieure Re	Fibre inférieure Ri
	Poids propre	2,65	2,77
	Poids + surcharge charge entière	4,34	4,22
	Poids propre +charge médiane	4,27	3,72
	Poids + demi surcharge	5,58	3,72
	Vent seul	2,70	2,77
	Vent avec surcharge	1,81	2,04
	Total maxi	5,92	6,10

\*  $1\text{kg/mm}^2 \approx 10\text{MPa}$

Les taux de travail sont proches de ceux calculés par Léon Boyer tout en demeurant légèrement inférieurs.



Dans l'avant-propos de son mémoire Gustave Eiffel précise :

*« 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. »*

A noter que pour le calcul au vent, G. Eiffel admet 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.

## 5.5 Exécution du viaduc

### **a) Notice de Gustave Eiffel (1888)**

Les fouilles et les maçonneries ont été commencées en Janvier 1880 et l'ouvrage a été terminé en Novembre 1884. Les épreuves ont eu lieu au commencement du mois d'Avril 1888 en raison d'une pose tardive de la voie pour pouvoir acheminer les locomotives.

L'exécution a eu lieu sous la direction successive de MM. Bauby et Lefranc, Ingénieurs en chef des Ponts et Chaussées, et de MM. Boyer et Lamothe, Ingénieurs ordinaires.

Les projets des maçonneries, ensemble et détails, ont été complètement et exclusivement dressés par MM. les Ingénieurs de l'État. Les calculs de résistance des fers ont été établis par M. Eiffel, et contrôlés par M. l'Ingénieur Boyer. On s'est limité à un travail de  $6 \text{ kg/mm}^2$  sous l'effet combiné des charges et du vent.

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 9 sur le coteau Marvejols, et il a fallu construire un grand pont de service en charpente de bois dont la plate-forme franchissait la vallée à 33 mètres de hauteur pour faire la liaison avec le côté Neussargues. Un dépôt pour les fers destinés à l'arc a été créé, 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 kilomètres.

Toutes les fondations ont été établies sur des schistes très résistants.

### **b) Parties en maçonnerie (Rapport de L. Boyer)**

Les carrières de moellons ordinaires se trouvaient sur les deux rives. Une machine à vapeur de 10 CV puisait l'eau dans la Truyère et des conduites en fer la distribuaient aux divers chantiers. La gestion de l'eau était une affaire importante. La conduite présentait, sur son parcours, des coudes nombreux où l'air s'accumulait et donnait lieu à des coups de bélier, ce qui, une fois, a occasionné la rupture du réservoir à air de la pompe. Pour éviter de semblables accidents, on a pratiqué, au-dessus des coudes, de petites ouvertures que l'on ouvrait de temps en temps pour permettre à l'air de se dégager.



Un pont de service de 32 mètres de hauteur reliait les deux rives de la Truyère. Un appareil téléphonique mettait en communication le principal chantier de la rive droite avec le bureau du représentant de l'entrepreneur. Les fondations ont été, sur tous les points, exécutées sans difficulté

Les maçonneries du viaduc Marvejols ont été exécutées au moyen d'un pont de service, à deux étages, latéral à l'ouvrage. Pour amener les matériaux à l'étage supérieur, on a dû créer un plan incliné sur lequel des wagonnets étaient mis en mouvement par un système funiculaire. Ce système était actionné par la machine à vapeur qui servait en même temps à la fabrication du mortier.

Le mortier arrivait par une voie établie au bas des pylônes, dans des bennes posées sur chariot. Ces bennes étaient élevées par un treuil placé au milieu du tablier qui réunit les sommets des pylônes, jusqu'au niveau d'un plancher d'où le mortier était distribué. Les treuils destinés à élever le mortier et les moellons étaient mus par une machine à vapeur.

Le viaduc d'accès Neussargues se trouvait dans des conditions plus difficiles du point de vue des approvisionnements. La chaux, le sable et les moellons de parement devaient y être amenés depuis la rive gauche.

Les pierres de taille ont été apportées au pied des échafaudages de rive gauche, sur des diables traînés chacun par une paire de bœufs. Les pierres de retombée de la pile 5 (grande pile côté Neussargues) pesaient 3350 kg et mesuraient 1,55 m de longueur, 1,34 m de largeur et 0,85 m d'épaisseur. La pierre de taille de la pile 5 a été chargée sur des wagonnets et conduite par le pont de service.

Le mortier était fabriqué à l'aide d'une turbine mue par un cheval et porté dans des bennes posées sur wagonnets. Les wagonnets étaient tirés par cinq ou six hommes, au moyen d'une corde. Le mortier était pris de la benne et versé par un couloir dans des caisses à distribution.

Les moellons bruts, têtus et smillés étaient chargés sur des wagonnets plats-formes qu'on amenait à bras d'homme au-dessus des maçonneries. On descendait les moellons têtus et smillés sur le sommet des cintres au moyen de madriers inclinés. On les amenait aux maçonneries, en les faisant glisser sur les couchis et en les retenant par une corde.

La distribution des moellons bruts était faite à la main par une chaîne d'ouvriers. Les pierres de taille du couronnement, mises en dépôt à côté du hangar à mortier, étaient bardées directement sur les wagonnets plates-formes et amenées au lieu d'emploi comme les moellons têtus. La mise en place s'opérait au moyen de madriers et de rouleaux.

### **c) Parties métalliques (Rapport de L. Boyer)**

#### **➤ Approvisionnement des fers**

Le montage à bras d'homme, avec treuil Bernier (treuil à chaînes et à noix avec parachute automoteur, manuel ou motorisable), a été appliqué aux pièces métalliques, même si le transport par bœufs (2,50 centimes par tonne) était le plus économique, comparé au montage à la vapeur (3,25 centimes par tonne) et surtout au montage à bras d'hommes avec des treuils Bernier (8,66 centimes par tonne)

Pour les piles, les éléments métalliques étaient amenés à la base des piles via les plans inclinés qui avaient servi à amener les pierres, puis une chèvre déplacée d'étage en étage montait les éléments. Le treuil de la chèvre était actionné par 8 hommes et permettait de soulever des charges de 2 tonnes. Les éléments étaient



boulonnés jusqu'à construction complète de la pile, puis on procédait à la rivure (pose des rivets) en allant du sommet vers le bas de la pile.

Les fers de la grande arche arrivaient directement par la route nationale 9, près de la plate-forme de lançage Marvejols. Les pièces, portées à l'entrée du grand pont de service, sur un diable traîné par des bœufs, étaient transbordées sur un wagonnet qui les amenait au pied de la pile 5 (grande pile métallique côté Neussargues). Au moyen d'un treuil, on les élevait sur le soubassement de cette pile ; après quoi on les bardait sur un rouleau en bois jusqu'à l'aplomb d'un treuil établi à l'extrémité de l'estacade intermédiaire. Sur cette estacade, des wagonnets recevaient les pièces et les transportaient auprès de la pile E (pile-culée en maçonnerie côté Neussargues), d'où un autre treuil les élevait sur les maçonneries du viaduc d'accès où des wagonnets les recevaient et les amenaient sur la plate-forme de lançage, en franchissant un pont de service établi, dans ce but, à l'emplacement de la voûte de 15 m.

#### ➤ **Lançage des tabliers Marvejols et Neussargues**

Pour monter les tabliers sur rive, on a établi, de chaque côté du viaduc, des plates-formes de lançage. Des semelles supplémentaires avaient été ajoutées aux plates-bandes, de telle sorte que pendant le plus grand porte-à-faux lors du lançage, le travail des fers ne dépassât pas 8 kg/mm<sup>2</sup>. Les appareils employés pour le lançage comportaient deux galets en acier, de 0,50 m de diamètre et de 0,07 m d'épaisseur. L'axe de l'un des galets, prolongé d'un côté, passait dans une roue à rochet et entre les deux mâchoires d'une pièce métallique qui embrassait la roue, portait le rochet et présentait une douille dans laquelle s'engageait un grand levier en bois.

Deux leviers semblables et placés d'une manière identique auprès de chaque poutre, étaient reliés au-dessus du tablier par une moise transversale sur laquelle les ouvriers exerçaient leur effort. Lorsque le rochet était engagé entre deux dents de la roue, le mouvement du levier faisait tourner le galet, qui poussait lui-même le tablier. On mettait, pour la manœuvre, six ou sept hommes à chaque levier, un mousse à chaque rochet et un homme à chaque petit châssis. Ces derniers surveillaient la marche des galets et posaient les petits coins nécessaires pour faire franchir les saillies que présentaient les tôles supplémentaires.

Il est arrivé que le mouvement du tablier ait fait incliner des appareils ainsi posés et, pour les réparer, on a dû, au moyen de vérins hydrauliques, soulever le tablier de plus de 10 centimètres sur un appui situé à 50 mètres environ du galet. L'installation et le déplacement des appareils de lançage obligeaient à relever et à abaisser ensuite le tablier, et l'on se servait encore pour cela de vérins hydrauliques.

Lorsque tous les appareils étaient établis sur une base bien fixe, l'avancement était très régulier et on pouvait l'évaluer à 11 cm par coup de levier. On pouvait aisément obtenir 75 coups de leviers à l'heure, ce qui donnait un avancement de 8,25 m ; on est arrivé à fournir jusqu'à 12,60 m.

Le lançage d'une travée de 55,50 m pouvait se faire, s'il avait été bien préparé et sans incident, en une demi-journée. A Garabit, l'écartement des axes des rivets des semelles était de 12 cm et celui de leurs bords de 8,3 cm. Si un rivet passait sur le galet, un grave accident serait à redouter et l'on ne saurait trop bien choisir les ouvriers chargés de la surveillance des galets.

La flèche du tablier a atteint 9 centimètres pour les grands porte-à-faux.

#### ➤ **Montage de l'arc**



Les retombées de l'arc et les panneaux adjacents à ces retombées ont été mis en place par des échafaudages.

Les autres parties de l'arc ont été montées en porte-à-faux, au moyen de câbles attachés aux extrémités des tabliers Marvejols et Neussargues, au-dessus des piles 4 et 5. Les tabliers étaient amarrés, à leur autre extrémité, par des câbles qui passaient sous un sommier appliqué contre les maçonneries des culées. Une première série de 10 câbles a été posée pour soutenir l'arc, dès que le montage a dépassé le montant 2.

Cette disposition a permis de pousser le montage jusqu'au montant 5, et à ce moment-là, on a posé 4 câbles passant sur deux selles attachées aux membrures, au-dessous du montant 5. On a ensuite détaché les câbles du moulant 2 et on a ajouté 8 câbles. On est ainsi arrivé au montant 9, et l'on a posé 6 câbles attachés sous les membrures supérieures au montant 9. On a pu alors enlever les câbles du montant 5 et poser six nouveaux câbles attachés sous la membrure supérieure au montant 8. Puis on est arrivé à la clef.

La cinématique de construction est présentée en figure 11. A noter que les câbles de retenue du tablier employés à la culée Neussargues avaient déjà servi à la construction du pont du Douro !

Les câbles d'amarrage de l'arc étaient composés de 152 fils d'acier répartis en huit torons, et ceux de l'amarrage du tablier de 114 fils divisés en 6 torons. Le diamètre des fils était de 2,4 mm pour les premiers et de 2,7 mm pour les autres. Les torons étaient tordus autour d'une âme en chanvre de deux centimètres de diamètre, qui donnait au câble une plus grande souplesse. Le diamètre total d'un câble d'amarrage de l'arc était de 4,3 cm.

L'effort moyen dans un câble était de 15 tonnes pour une charge à rupture de 80 tonnes. Selon Gustave Eiffel, les conditions exigées pour les câbles étaient une résistance à la rupture de 125 kg/mm<sup>2</sup> et chaque fil devait pouvoir se plier à l'étau seize fois sur lui-même en un même point sans se rompre.

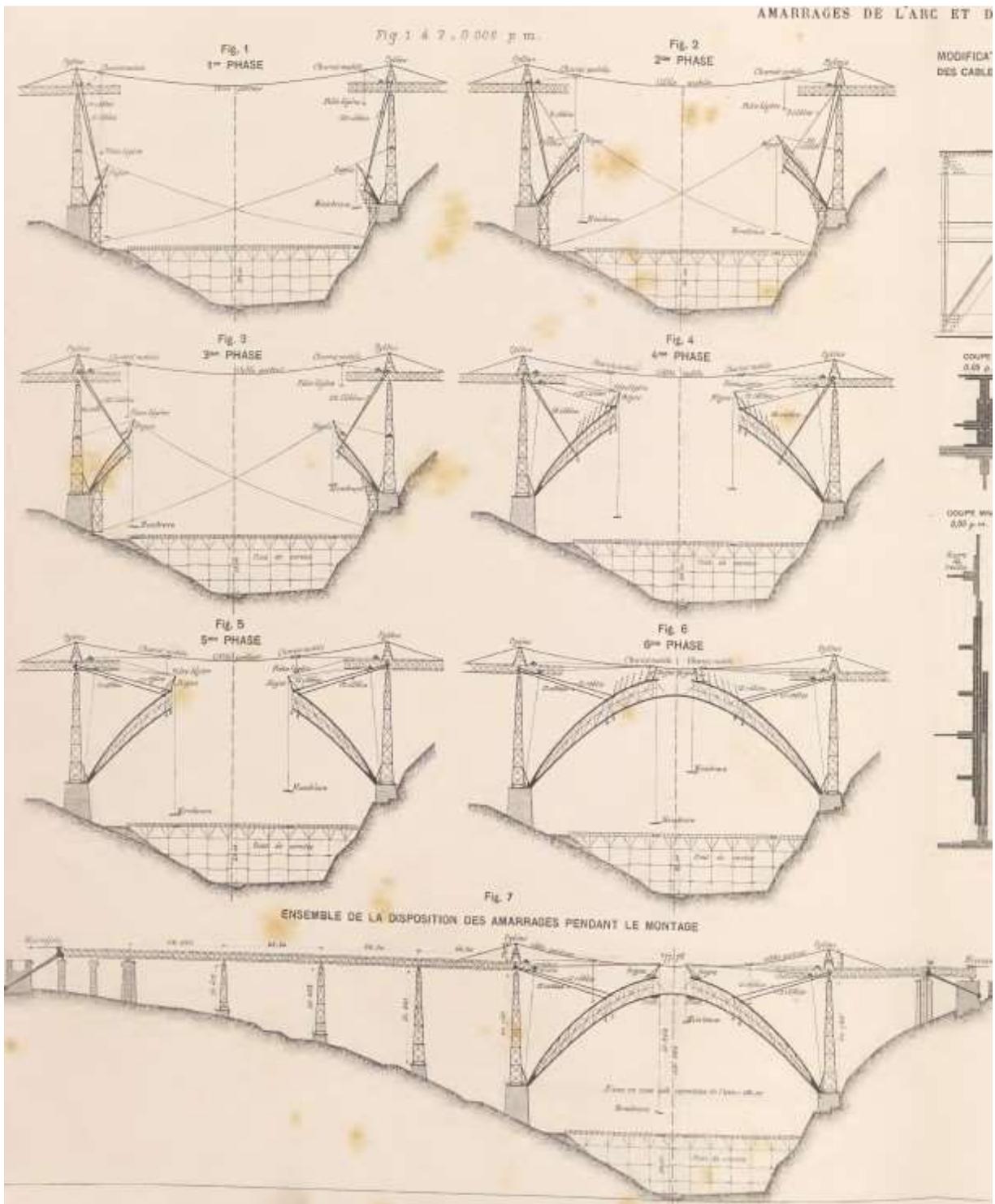


Figure 11 : Cinématique de construction de l'arche métallique.

Le coefficient de travail total, au cours du montage, dans la membrure inférieure de l'arc la plus sollicitée ne devait pas dépasser  $8 \text{ kg/mm}^2$ . Les calculs les plus détaillés ont été faits pour les sommiers d'amarrage et pour les pièces de renfort établies dans les tabliers, et l'on s'est astreint à n'avoir, en aucun cas, d'effort supérieur à  $10 \text{ kg/mm}^2$ . Même si de savants calculs ont été menés pour calculer la longueur nécessaire des câbles, dans les faits, les longueurs à donner aux câbles ont été déterminées sur place, par les conditions pratiques



d'exécution. Les deux extrémités de chaque câble étaient amarrées par une tête contre des sommiers posés sur le tablier et le câble passait sur une selle attachée à l'arc. Les têtes des câbles étaient formées de la façon suivante : on passait l'extrémité du câble par un trou conique percé dans la pièce de fer qui devait porter contre le sommier, puis le câble était détordu sur environ 50 cm de longueur, et les fils redressés étaient épanouis en forme d'entonnoir ; on coupait ensuite l'âme en chanvre du câble et l'on y plaçait un cône creux, en acier, percé d'un trou à son sommet. On appliquait avec soin les fils sur la surface extérieure du cône, après quoi on les repliait sur la surface intérieure. On versait ensuite dans le cône un alliage métallique fusible.

On n'est pas arrivé du premier coup à avoir une répartition uniforme dans tous les câbles ; mais on corrigeait les différences constatées le plus souvent en comparant les flèches des câbles ou en les frappant pour les faire vibrer. D'autres fois, au moyen du manomètre du vérin hydraulique, on corrigeait ces différences en ajoutant ou en levant des cales à mesure que croissait la tension.

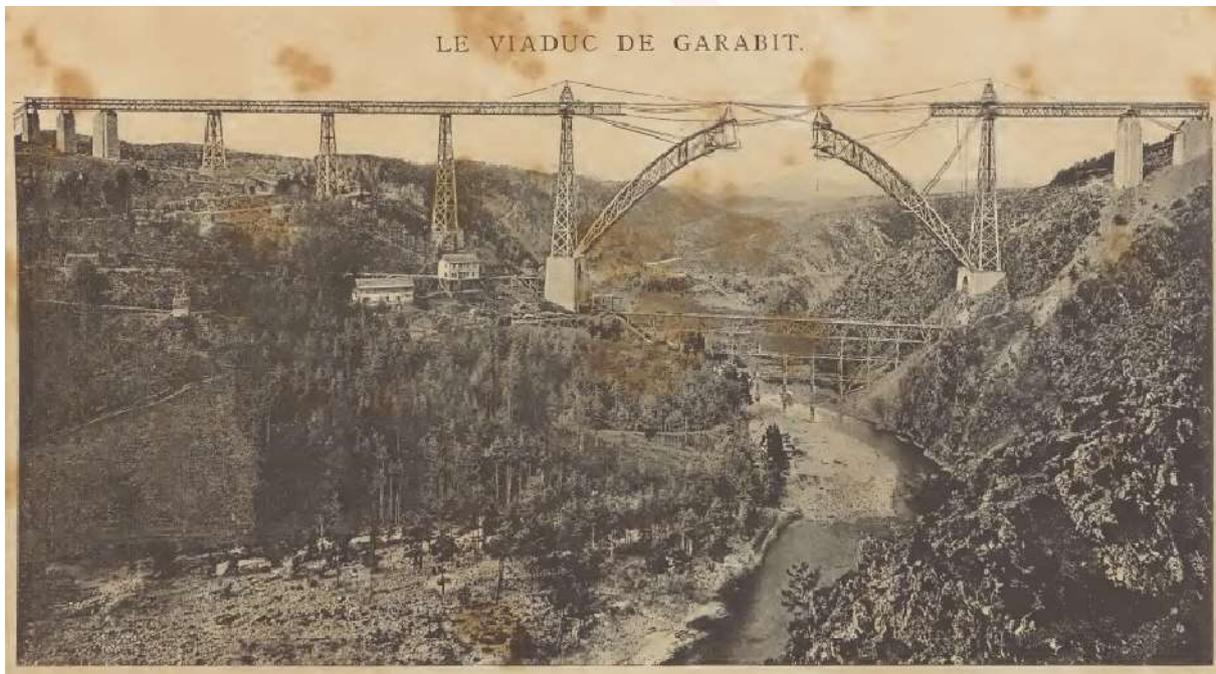


Figure 12 : Photo de l'arc en cours de montage

Pendant le montage de l'arc, le tablier a été tenu à 30 cm au-dessus de sa position définitive, c'est-à-dire que sa semelle inférieure se trouvait à 1 mètre au-dessus du couronnement des piles métalliques.

Les éléments constitutifs de l'arc peuvent se classer, au point de vue du montage, en deux catégories comprenant,

- l'une, les pièces entrant dans la composition des fermes,
- l'autre, les pièces ayant pour objet de les entretoiser.

Ces dernières ont été mises en place à l'aide d'un câble suspendu, établi suivant l'axe du viaduc ; les premières ont été montées au moyen d'une chèvre spéciale appelée bigue (Figure 12). Le câble suspendu s'appuyait sur des pylônes de 11 mètres de hauteur établis sur les tabliers au-dessus des piles 4 et 5, Les plus lourdes pièces montées au moyen de la bigue pesaient 3 200 kg.

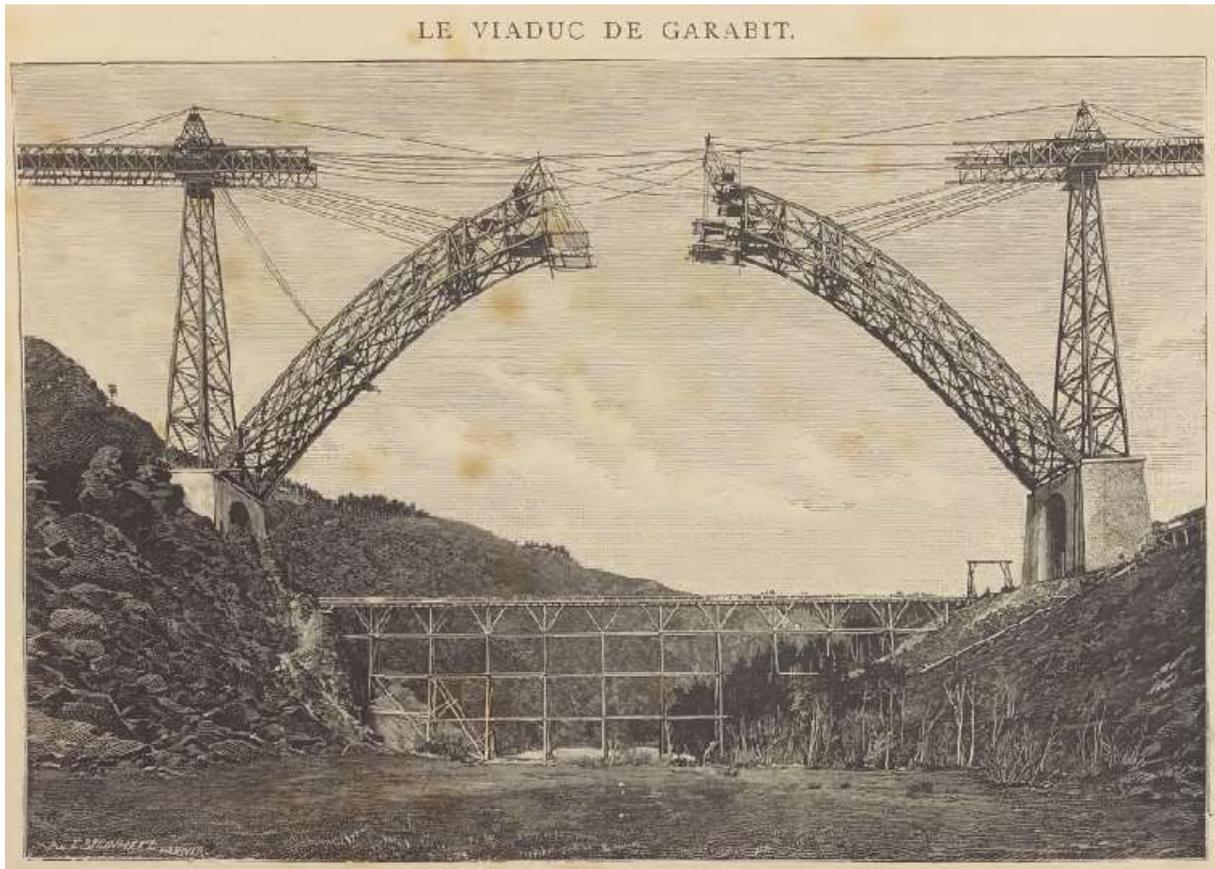


Figure 13 : Vue rapprochée du montage de l'arc :

(on aperçoit le pont de service, les câbles de retenue, les deux bigues et le câble suspendu sur ses petits pylônes).

Si l'on écoute Gustave Eiffel dans sa notice de 1888 : « *La pose de la clef d'extrados se fit le 25 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.* ».

Si l'on se réfère à Léon Boyer, le clavage fut un peu plus compliqué : « *Le clavage de l'arc a eu lieu du 23 au 26 avril 1884. En raison de la température qui régnait à ce moment-là, la clef avait 3 mm environ de plus que le vide qu'elle devait remplir. Il a été nécessaire de buriner les âmes sur quinze centimètres de hauteur et deux millimètres d'épaisseur pour faciliter l'entrée de ces pièces. De longs boulons ont été posés dans les trous correspondants des semelles des tronçons amorces et de la clef, et l'on a frappé sur celle-ci à grands coups de masse, en ayant soin de serrer au fur et à mesure les écrous des boulons* ».

La rivure de l'arc se faisait selon un ordre bien précis. Les pièces étaient provisoirement assemblées avec des boulons, mais il était nécessaire que la rivure suive de très près le montage. A titre d'exemple, pour les pièces appartenant aux ferrures de l'arc, l'ordre était le suivant : 1° âmes des membrures ; 2° semelles des membrures ; 3° treillis extérieurs ; 4° treillis intérieurs ; 5° montants ; 6° joint de croisement des treillis ; 7° fers à U.

L'assemblage de la rotule avec les pièces de l'arc a donné lieu à une rivure assez difficile. L'épaisseur à river variait entre 100 et 156 cm. Si l'on avait chauffé le rivet sur toute sa longueur, on aurait fait sauter les têtes, et si l'on avait admis entre le diamètre du rivet et celui du trou une différence de 1 mm, le refoulement, ne



pouvant s'opérer sur toute la longueur du rivet, on aurait eu un vide considérable après le refroidissement. On a donc eu recours à la méthode suivante : Les branches des rotules et les semelles qui devaient être assemblées entre elles par des rivets de 25 mm furent percées à l'usine de trous de 23 mm. Ces trous ont été ramenés à 25 mm au moyen d'un alésoir spécial dont on ne se servait qu'après la mise en place, de telle sorte que, l'opération terminée, on avait un perçage parfait. Les rivets, après avoir été essayés à froid, étaient limés légèrement, de telle sorte qu'une fois chauffés sur la moitié de leur longueur, ils pénétraient difficilement dans le trou, bien qu'on les frappât à grands coups de marteau.

Les pièces métalliques étaient fabriquées (découpage, dressage, poinçonnage, rabotage, cisailage, alésage, ébarbage, etc.), et montées dans l'usine Eiffel de Levallois-Perret, à l'exception des 4 rotules de l'arc qui ont été forgées chez MM. Maréchal frères, à Aubervilliers, et rabotées dans les ateliers Cohendet, à Paris.

#### **d) Essais de réception**

On trouve mention des essais de réception effectués en 1888 dans la notice de Gustave Eiffel.

« Les essais du viaduc de Garabit viennent d'avoir lieu sous la direction de M. Lamothe, Ingénieur des Ponts et Chaussées. Commencés le 9 avril 1888, ils ont été terminés le 13 et ont donné les résultats suivants qui montrent la grande rigidité de la structure :

- l'arc, chargé sur toute sa longueur par un train de 405 tonnes a donné à la clef une flèche de seulement 8 mm
- les flèches observées dans les travées courantes chargées isolément ont été de 16 à 19 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. »

#### **e) Quelques chiffres**

Les effectifs d'ouvriers employés ont été au maximum de 125 en 1881 pour la construction des maçonneries et de 104 en 1883 pour la construction de l'arc.

Le poids total de l'arc avec ses piles est d'environ 1 150 tonnes, et celui des 5 piles et tabliers est d'environ 1 980 tonnes. Le cube total des maçonneries est de 20 370 m<sup>3</sup>

Le coût total de la construction du viaduc se monte à 3 303 131 Fr dont 3 148 993 Fr pour l'entreprise Eiffel et 154 138 Fr de dépenses en régie. Ce coût total se répartit à raison de 27 % pour la maçonnerie et 73 % pour la partie métallique.

Les dépenses pour installation de matériels se montent à 58 500 Fr pour la maçonnerie et à 112 000 Fr pour la partie métallique (dont 93 250 Fr pour l'arc).

Les dépenses de montage sur site sont de 132 435 Fr pour l'arc et ses piles, et de 126 052 Fr pour les tabliers et les 5 piles. Le coût de la rivure représente environ 25 % de ces dépenses.



Au total, 666 000 rivets ont été employés, dont 366 000 rivets posés en atelier. Environ 300 000 rivets ont été nécessaires sur site, dont environ 100 000 pour l'arc et ses piles.

## 5.6 Les méthodes utilisées au regard de la réglementation actuelle

Au regard de la réglementation actuelle, les principales remarques que l'on peut faire sur les méthodes de calcul utilisées à l'époque de la construction sont les suivantes :

- Calculs limités au domaine élastique versus ELS – ELU
- Absence de coefficients de sécurité explicites pour les matériaux, les charges et les surcharges, le vent, la température
- Flambement de l'arc non évoqué
- Hypothèses simplificatrices par exemple pour les assemblages

## 5.7 Exécution du viaduc Conduite des études et des travaux de construction

Léon Boyer précise dans son mémoire :

« L'ouvrage a été projeté et exécuté sous la haute direction de MM. de Boissanger et Robaglia, Inspecteurs généraux des Ponts et Chaussées, par MM. Bauby et Lefranc, Ingénieurs en chef, M. Boyer, Ingénieur ordinaire, et M. Eiffel, Ingénieur-constructeur à Levallois Perret ».

Gustave Eiffel précise dans sa notice de 1888 en page 23 (§ VI) que :

« Les collaborateurs de M. Eiffel ont été :

- M. Émile Nougier pour l'étude générale du projet et des procédés de montage :
- M. Maurice Koechlin 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.

Les relations entre Lucien Boyer et Gustave Eiffel, ont été pour le moins difficiles tout au long de la réalisation de l'ouvrage.

Ainsi Gustave Eiffel, tout en *qualifiant de remarquable*, le tracé de la ligne projeté par Léon Boyer se plaint cependant que ce dernier ait publié les planches d'exécution sans le prévenir :

« 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. »

Gustave Eiffel rappelle aussi dans son mémoire du projet définitif (annexe n°2, montage de la partie métallique, page 176) :

« 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. »



Figure 14 : Plaque apposée par le Conseil général de Lozère en 1888 sur les soubassements du viaduc



## 6 Bibliographie

### **a) Introduction : Le contexte industriel et scientifique du 19<sup>ème</sup> siècle**

- [https://fr.wikipedia.org/wiki/Histoire\\_des\\_chemins\\_de\\_fer\\_français](https://fr.wikipedia.org/wiki/Histoire_des_chemins_de_fer_français)

### **b) Eiffel et la construction métallique - Fer puddlé**

- <https://metalblog.ctif.com/2021/10/25/la-structure-en-fer-puddle-de-la-tour-eiffel/>

#### ➤ Résistance des matériaux

- [https://fr.wikipedia.org/wiki/Résistance\\_des\\_matériaux#:~:text=Le%20premier%20coeurs%20de%20résistance,sur%20la%20résistance%20des%20matériaux](https://fr.wikipedia.org/wiki/Résistance_des_matériaux#:~:text=Le%20premier%20coeurs%20de%20résistance,sur%20la%20résistance%20des%20matériaux)

#### ➤ Rivets

- [http://rivetsfrance.com/histoire\\_du\\_rivet.html](http://rivetsfrance.com/histoire_du_rivet.html)

- Henri de Dion, discours prononcé devant la Société des Ingénieurs civils (janvier 1877 pages 72-82) - rappel historique sur l'évolution de la RDM depuis Galilée.

- [https://cnum.cnam.fr/PDF/cnum\\_ECCMC6.29.pdf](https://cnum.cnam.fr/PDF/cnum_ECCMC6.29.pdf) pages 72-82

### **c) 5-3 Pont Maria Pia sur le Douro**

- <https://www.pop.culture.gouv.fr/notice/merimee/PA00093592#>

- Mémoire par T. Seyrig : Pont sur le Douro (Pont Maria Pia 1877) de MM. G. Eiffel & CIE Société des ingénieurs civils - Séance du 18 octobre 1878 volume 31 Pages 741-816 (texte) et dernières pages du volume 31 (planches de dessins)

- [https://cnum.cnam.fr/PDF/cnum\\_ECCMC6.30.pdf](https://cnum.cnam.fr/PDF/cnum_ECCMC6.30.pdf)

- Exposé par M. G. Eiffel sur le Pont Maria Pia sur le Douro à Porto Le Constructeur Revue de l'exposition universelle de 1878 pages 147-149

- [https://cnum.cnam.fr/PDF/cnum\\_FOLXAE10.1.pdf](https://cnum.cnam.fr/PDF/cnum_FOLXAE10.1.pdf)

- Nuno Manuel Aires Nunes, Reconhecimento de Padrões Estruturais, Construtivos e Materiais nas Pontes da Casa Eiffel em Portugal (pages 30-31, page 50,)

- **Université portugaise des Humanités et de Technologie de Lisbonne (2018)**

- Notes historiques sur le pont Maria Pia (en relation avec Erasmus)

- <https://ouvresdegenie.wordpress.com/notes-historiques-sur-le-pont-maria-pia/>



#### d) 5-4 Viaduc de Garabit

- Mémoire G. Eiffel sur le projet du viaduc de Garabit (1880-1884)  
Société des ingénieurs civils Séance du 1er octobre 1880 - pages 414-419
  - <http://cnum.cnam.fr/CGI/redire.cgi?ECCMC6.3>
- Mémoire posthume de Léon Boyer sur le viaduc de Garabit avec une notice nécrologique par Léon Lévy ingénieur du corps des mines  
Ch. Dunod Éditeur, Paris 1888
  - [https://repozytorium.biblos.pk.edu.pl/redo/resources/37182/file/scans/DEFAULT/OCR\\_rezultaty/100000300682\\_A\\_v1\\_200dpi\\_q60.pdf](https://repozytorium.biblos.pk.edu.pl/redo/resources/37182/file/scans/DEFAULT/OCR_rezultaty/100000300682_A_v1_200dpi_q60.pdf)
- Léon Boyer, Note sur le calcul des grandes charpentes, *Le Génie Civil : Revue générale des industries françaises et étrangères*, tome VI, no 19, 7 mars 1885, pp. 295-299.(BNF Gallica)
- Léon Boyer, Théorie de la résistance du prisme élastique et des solides assimilables basée sur l'application du théorème du travail virtuel, *Le Génie Civil : Revue générale des industries françaises et étrangères*, Tome VII, N°3, 16 mai 1885, pp 38-40. (BNF Gallica)
- Mémoire G. Eiffel présenté à l'appui du projet définitif du viaduc de Garabit  
Extrait des mémoires de la Sté des ingénieurs civils juillet 1888.  
Librairie Baudry et Cie éditeur
  - <http://dx.doi.org/10.3931/e-rara-19965>
- Mémoire de G. Eiffel sur le projet définitif du viaduc de Garabit – Société des ingénieurs civils - séance du 20 juillet 1888 (pages 31-33 et 55-184 -calculs - et 936-948 – planches)
  - [https://cnum.cnam.fr/PDF/cnum\\_ECCMC6.49.pdf](https://cnum.cnam.fr/PDF/cnum_ECCMC6.49.pdf)
- Maurice Koechlin, l'ingénieur sans qui la Tour n'existerait pas
  - <https://www.toureiffel.paris/fr/actualites/histoire-et-culture/maurice-koechlin-lingenieur-sans-qui-la-tour-nexisterait-pas>
- Notice de G. Eiffel sur le viaduc de Garabit, (près Saint-Flour) Ligne de Marvejols à Neussargues, Paris 1888.
  - <https://idus.us.es/bitstream/handle/11441/127565/TA624282EIF.pdf?sequence=1&isAllowed=y>
- Construction du viaduc : images et photos de l'époque
  - <https://www.youtube.com/watch?v=Xi0QjSdVqyk>
- Le viaduc de Garabit, Chef d'œuvre de Gustave Eiffel, Patricia Vergne Rochès, Edition la Vie du Rail, 2012.
- Ligne Béziers -Neussargues
  - [https://routes.fandom.com/wiki/Ligne\\_Béziers\\_-\\_Neussargues](https://routes.fandom.com/wiki/Ligne_Béziers_-_Neussargues)
- L'association des Amis du viaduc de Garabit (AMIGA), à Saint -Flour.
  - <https://www.amisgarabit.com/p/mise-valeur-garabit.html>



## 7 Annexes

### 7.1 ANNEXE 1 : Henri de DION

Henri De Dion a été professeur à l'École centrale et en 1877, président de la Société des ingénieurs civils. Gustave Eiffel qui sera président de cette société en 1889, a été son élève.

Henri Dion a établi une méthode de calcul pour les pièces courbes qui a été testée pour le Pont Maria Pia (Portugal) puis été appliquée à une grande échelle pour les fermes sans entrant des charpentes métalliques des bâtiments de l'Exposition universelle de 1867.

Pour l'avant-projet du Viaduc de Garabit, Gustave Eiffel a également utilisé la méthode de calcul de H. de Dion, tout en précisant qu'il a établi de nouveaux calculs pour le projet définitif.

Dans son discours prononcé en janvier 1877 lors de sa nomination comme président la Société des ingénieurs civils, Henri de Dion indique la marche à suivre après un rappel historique sur l'évolution de la RDM depuis Galilée.

Il précise en particulier que « *La méthode consiste à employer toutes les données qu'on peut obtenir par des mesures prise sur l'épure aussi bien pour les lignes courbes que pour les coordonnées et à calculer les intégrations par des tracés graphiques* ».

Puis il conclut :

« *Ainsi il suffit de connaître l'axe neutre, les moments d'inertie et les moments fléchissants d'une pièce courbe pour en déterminer les mouvements angulaires et les déplacements de chacun de ses points.* »

Henri de Dion a indiqué dans les mémoires de la Société des ingénieurs civils les équations et l'approche graphique qu'il utilise :

- Dans le mémoire de la séance du 2 juillet 1875 pages 523-525, sa communication sur l'extension de sa méthode de calcul des ponts suspendus aux déformations d'un arc et application à un arc de 148 m de portée
  - [https://cnum.cnam.fr/PDF/cnum\\_ECCMC6.27.pdf](https://cnum.cnam.fr/PDF/cnum_ECCMC6.27.pdf)
- Dans le mémoire de la séance du 2 novembre 1877 pages 797 à 810, équations générales de l'équilibre d'une pièce courbe
  - [https://cnum.cnam.fr/PDF/cnum\\_ECCMC6.29.pdf](https://cnum.cnam.fr/PDF/cnum_ECCMC6.29.pdf)

Voir aussi le bulletin de l'École centrale 1879 :

- <http://archives-histoire.centraliens.net/pdfs/revues/rev1879.pdf>



## 7.2 ANNEXE 2 : Résistance des Matériaux : Bresse, Clapeyron

Dans son mémoire final sur Garabit, Gustave Eiffel avec son ingénieur Koechlin a recours aux formules de Bresse et à ce qu'il appelle « *la théorie de Clapeyron* », pour déterminer les déformations et efforts dans les structures étudiées sous les différentes charges, poids, convois ferroviaires, température, vent. On rappelle ci-après le principe de ces formules.

### ➤ Les formules de Bresse

Jacques Antoine Charles Bresse (1822-1883) est un ingénieur en chef des Ponts et Chaussées. Il a été professeur de mécanique appliquée à l'École des Ponts et Chaussées et professeur de mécanique et machines à l'École polytechnique. Son cours à l'École impériale des Ponts et Chaussées « *Résistance des matériaux et stabilité des constructions* »<sup>11</sup> a servi de référence à Léon Boyer qui s'est appuyé sur la théorie du prisme élastique présentée par Ch. Bresse comme suit dans son cours :

*« Toutes les formules pratiques de la Résistance des Matériaux ont été déduites de données expérimentales sur les relations qui lient une force avec les déformations correspondantes, et d'un principe hypothétique susceptible de s'énoncer comme il suit : quand un corps prismatique ou composé de portions assimilables à des prismes éprouve, sous l'action de forces quelconques, une déformation en même temps qu'un changement de son état d'équilibre intérieur, les sections primitivement planes et normales à l'axe longitudinal du corps restent encore planes et normales dans l'état définitif. »*

Rappelons que par définition un prisme est un solide géométrique délimité par deux polygones, appelés les bases du prisme, images l'une de l'autre par une translation.

L'extension de la théorie du prisme élastique est ensuite proposée par Ch. Bresse :

*« A la vérité, la solution ne semble d'abord directement applicable qu'à des prismes, mais nous faisons voir qu'elle s'étend à une classe de corps dans laquelle rentrent à peu près toutes les pièces droites ou courbes employées par les constructeurs ».*

L'extension à une poutre droite peut être admise dans la mesure où un élément de longueur  $dx$  peut être assimilé à un prisme dont les sections planes qui délimitent cet élément sont parallèles entre elles avant déformation. Cette extension est plus approximative dans le cas d'un arc où les sections planes qui délimitent un élément de longueur  $dx$  ne sont géométriquement pas parallèles entre elles comme le voudrait la définition d'un prisme.

Le cours de Ch. Bresse a également servi de référence à Gustave Eiffel pour le calcul de la poussée de l'arc du viaduc de Garabit à partir de la formule générale de la déformation d'une pièce courbe (Tome I, page 89, édition 1859 du cours), comme Eiffel le rappelle dans l'avant-propos de son mémoire de 1888/1889.

---

<sup>11</sup> Cours de Mécanique Appliquée professé à l'École des Ponts et Chaussées par M. Bresse, Première Partie : résistance des Matériaux et stabilité des constructions. (3<sup>ème</sup> édition), Paris, Gauthier-Villars, 1880. (BNF)



## Les formules de Bresse les plus utilisées en milieu élastique suivant les notations actuelles

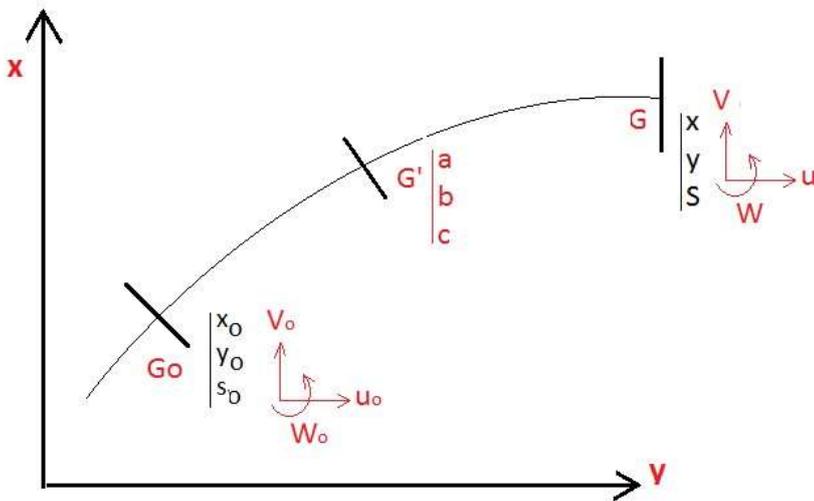
Soit une poutre continue chargée dans son plan moyen. Les coordonnées sont les suivantes :

$X_0, Y_0, S_0$  Pour la section de départ  $G_0$ ,  $a, b, c$  Pour la section intermédiaire  $G'$ ,  $X, Y, S$  Pour la section de d'arrivée  $G$   
Le centre de gravité  $G_0$  se déplace de  $u_0$  et  $V_0$  Le centre de gravité  $G$  se déplace de  $u$  et  $V$ .

Les rotations respectives des sections sont  $W_0$  et  $W$ .

On note les efforts intérieurs sur la section intermédiaire  $G'$  respectivement  $N$  (effort normal),  $T$  (effort tranchant) et  $M$  (moment fléchissant). L'angle de la section  $G'$  avec l'axe  $x$  est noté  $\theta$

On note également l'allongement unitaire subit par la fibre moyenne  $To$ .



Les formules de Bresse permettent de faire "un lien" entre la section  $G_0$  et la section  $G$  et avec les notations ci-dessus s'écrivent de la façon suivante :

$$u(s) = u_0 - W_0(y - y_0) + \int_{S_0}^S \left[ -\frac{M(y - b)}{EI} - \frac{N \cos \theta}{ES} + \frac{T \sin \theta}{GS_1} \right] d\alpha + \tau(x - x_0)$$

$$v(s) = v_0 + W_0(x - x_0) + \int_{S_0}^S \left[ -\frac{M(y - a)}{EI} - \frac{N \sin \theta}{ES} + \frac{T \cos \theta}{GS_1} \right] d\alpha + \tau(y - y_0)$$

$$W(s) = W_0 + \int_{S_0}^S -\frac{M}{EI} dc$$



### ➤ Méthode énergétique en mécanique des structures : Théorie de Clapeyron

Émile Clapeyron (1799-1864), ingénieur physicien français, a été enseignant à L'École des Ponts et Chaussées et élu membre de l'Académie des Sciences en 1858 au fauteuil de Cauchy. Il fait faire des progrès au calcul des poutres et des voutes de ponts<sup>12</sup>, grâce à des considérations sur l'élasticité. Son mécanisme de détente de la vapeur amène des progrès dans la construction des locomotives.

[https://fr.wikipedia.org/wiki/Émile\\_Clapeyron](https://fr.wikipedia.org/wiki/Émile_Clapeyron)

Pour un solide soumis à un ensemble de forces extérieures, le travail  $W_e$  de ces forces fait passer son énergie interne de déformation élastique à la valeur  $U$  telle que :

$$W_e = U$$

#### Principe de Clapeyron

La variation d'énergie de déformation  $U$  d'un solide soumis à un ensemble de  $n$  forces extérieures  $F_i$  entraînant des déplacements  $u_i$  s'exprime comme suit :

$$W_e = \frac{1}{2} \sum_{i=1}^n F_i \cdot u_i$$

Dans le cas d'une poutre plane (sans torsion) soumise à un effort normal  $N$ , tangent  $T$  et un moment  $M$ , on montre par exemple que la variation d'énergie interne est :

$$\frac{dU}{dx} = \frac{1}{2} \frac{N^2}{ES} + \frac{1}{2} \frac{T^2}{GS} + \frac{1}{2} \frac{M^2}{EI}$$

$$U = \int_0^l \frac{dU}{dx} dx$$

A partir de  $W_e = U$ , on en déduit les déformations sous les forces extérieures.



## 7.3 ANNEXE 3 : Fer puddlé et Historique des règlements

### ➤ Fer Puddlé

Ce matériau apparu vers 1860 est obtenu par décarburation de la fonte à l'aide du puddlage (ou brassage). La fonte est chauffée à très haute température dans un four à réverbère. Le puddleur active la réaction en brassant cette fonte à l'aide d'un long crochet appelé « ringard ». Par cette méthode, on obtient un fer quasi pur. Une fois décarburée, la pâte est sortie du four et frappée au marteau pilon. Les scories liquides sont en grande partie éjectées et l'on obtient une sorte de mille feuilles avec de nombreuses couches de fer et quelques couches de scories qui n'ont pu être éjectées. Puis, le fer puddlé est laminé pour obtenir des profilés, des barres et des tôles d'épaisseur généralement comprise entre 3 et 20 mm d'épaisseur.

Le fer puddlé est un matériau fortement anisotrope. Sa limite d'élasticité varie entre 170 et 300 MPa, sa résistance à la rupture en traction va de 260 à 400 MPa dans le sens longitudinal et est proche de 0 dans le sens transversal. L'allongement est de 5 à 25 % dans le sens longitudinal et de 0 dans le sens transversal [X]. La résilience est proche de 0 et l'aptitude au pliage est médiocre.

### ➤ Historique sur les règlements de calcul des ponts métalliques

La circulaire ministérielle du 28 février 1858 ne mentionne que des épreuves de chargement des ponts métalliques ferroviaires.

La circulaire du 15 juin 1859 concerne les ponts métalliques destinés aux voies de terre et mentionne des limites de travail de 1, 5 et 6 kg/mm<sup>2</sup> respectivement pour la fonte en traction, la fonte en compression et les fers forgés ou laminés tant en compression qu'en traction.

La circulaire ministérielle du 9 juillet 1877 relative aux Chemins de fer révisé les circulaires du 28 février 1858 et du 15 juin 1859, relatives aux épreuves des ponts métalliques. Elle indique que le travail du métal est limité à 6 kg/mm<sup>2</sup> pour le fer forgé ou laminé, tant à l'extension qu'à la compression (à noter que ce règlement fixe cette limite à 5 kg/mm<sup>2</sup> pour les ponts supportant des voies de terre).

Toutefois l'administration se réserve d'admettre des limites plus élevées pour les grands ponts, lorsque des justifications suffisantes seront produites en ce qui touche les qualités des matières, des formes et des dispositions des pièces. Elle présente aussi un tableau qui fixe les surcharges uniformes en fonction de la portée des travées (au-delà de 150 m, la surcharge est de 3000 kg). Ce règlement ne fixe aucune spécification vis-à-vis du cisaillement, et laisse une grande latitude à l'ingénieur pour calculer son pont.

La circulaire du ministre des travaux publics du 29 août 1891 révisé la circulaire ministérielle du 9 juillet 1877 et fixe le nouveau règlement relatif aux épreuves des ponts métalliques. Elle donne, à titre indicatif, les limites de travail du fer qui sont de :

- $6 + 3 (A/B)$  (en kg/mm<sup>2</sup>) lorsque la pièce travaille toujours dans le même sens (traction ou compression), A et B étant les valeurs mini et maxi des efforts auxquels la pièce est exposée.
- $6 - 3 (B/C)$  (en kg/mm<sup>2</sup>) lorsque la pièce travaille alternativement en traction et compression sous les surcharges, B représentant le plus grand des efforts en valeur absolue et C le plus grand des efforts en sens contraire.



## 7.4 ANNEXE 4 : Le viaduc de Garabit de nos jours

Plus de 130 ans après sa construction, le viaduc a connu plusieurs interventions pour son entretien, comme la lutte contre la corrosion des aciers, ou pour réparer des désordres.

- 1992 : le viaduc est entièrement repeint en rouge Gauguin de 1992 à 1998, proche de la couleur d'origine de la Tour Eiffel ;
- 11 septembre 2009 : découverte lors d'une visite, d'une fissure (de fatigue) visible sur les deux chevêtres de la pile P1 ; des investigations montrent des fissures sur les chevêtres d'autres piles, ce qui entraîne la fermeture du viaduc pour raisons de sécurité ;
- 11 octobre 2009 : réouverture de la circulation mais la vitesse des trains est alors limitée à 10 km/h sur tout le viaduc pour réduire les vibrations au passage des trains. Les âmes des chevêtres des 7 piles sont renforcées par des plaques en acier fixées par rivets, en même temps que deux appareils d'appui sont remplacés sur les piles P4 et P7 <sup>12</sup> ;
- 14 juin 2011 : la portion de ligne entre Neussargues et Saint-Chély-d'Apcher est fermée jusqu'au mois de décembre 2011 pour permettre la réalisation de gros travaux d'entretien
- 2015-2020 : des travaux sur les maçonneries supportant les appuis de l'arc.

En 2011, corrélativement aux travaux d'entretien, la SNCF a procédé à une note de calculs (en partie sous ST1, logiciel de calcul de structures à barres 3D, développé par le SETRA) qui traite des vérifications de l'ouvrage sous :

- Le trafic FRET (bobines de feuillard) ;
- Le trafic voyageur ;
- Quelques vérifications à la fatigue de zones, détails et parties d'Ouvrage d'Art sensibles.

La SNCF a conclu que le dimensionnement du viaduc répond aux charges actuelles identifiées ci-dessus.

Aujourd'hui le viaduc est emprunté par les rames de voyageurs du type TER à traction électrique, la ligne ayant été électrifiée en continu 1500 volts, en 1932 entre Béziers et Neussargues. La vitesse des trains est limitée à 40 km/h. Cette réduction de vitesse est prise par la SNCF sur les anciens ponts en fer puddlé, en général quand l'ouvrage présente des risques de déconsolidations d'assemblages rivetés et éventuellement de fissures de fatigue dans certaines pièces.

Le viaduc est également emprunté par les convois sortant de l'usine Arcelor-Mittal de Saint Chély d'Apcher. Ces convois tractés par une ou deux locomotives de fret, diesel électrique BB 60000, transportent les tôles bobinées ou « coils » traitées dans l'usine pour produire des aciers à grain non-orientés pour l'électromobilité (véhicules électriques ou TGV par exemple). Ces bobines ont un poids de 22 à 23 tonnes et sont acheminées à raison de 500 tonnes par jour environ.

---

<sup>12</sup> Voir dans la bibliographie, le livre « Le viaduc de Garabit » de Patricia Vergne Rochès, pages 138-139,



## TABLE DES MATIERES

<b>1</b>	<b>Préface</b>	<b>2</b>
<b>2</b>	<b>Le contexte industriel et scientifique du 19ème siècle</b>	<b>3</b>
2.1	Le déploiement des lignes ferroviaires	3
2.2	L'industrie métallurgique et les innovations technologiques	3
2.3	Le développement de la résistance des matériaux	4
<b>3</b>	<b>Gustave Eiffel et les ponts métalliques</b>	<b>5</b>
<b>4</b>	<b>Pont Maria Pia sur le Douro (1876-1877)</b>	<b>8</b>
4.1	Généralités	8
4.2	Les différents projets proposés	9
4.3	Description du projet de la société Eiffel	11
4.4	Analyse des méthodes de calcul de Th. Seyrig	13
4.5	Avis sur la note de dimensionnement de Th. Seyrig	16
4.6	Conduite des études et des travaux de construction	17
4.7	Rôles de Gustave Eiffel et Théophile Seyrig pour le pont Maria Pia	18
<b>5</b>	<b>Viaduc de Garabit (1880-1884)</b>	<b>19</b>
5.1	Généralités	19
5.2	Genèse du projet du viaduc de Garabit	20
5.3	Description et Conception du projet exécuté	23
5.4	Analyse des Méthodes de calcul	28
5.5	Exécution du viaduc	34
5.6	Les méthodes utilisées au regard de la réglementation actuelle	42
5.7	Exécution du viaduc Conduite des études et des travaux de construction	42
<b>6</b>	<b>Bibliographie</b>	<b>44</b>
<b>7</b>	<b>Annexes</b>	<b>46</b>
7.1	ANNEXE 1 : Henri de DION	46
7.2	ANNEXE 2 : Résistance des Matériaux : Bresse, Clapeyron	47
7.3	ANNEXE 3 : Fer puddlé et Historique des règlements	50
7.4	ANNEXE 4 : Le viaduc de Garabit de nos jours	51
<b>8</b>	<b>NOTES</b>	<b>53</b>



## 8 NOTES





### INGENIEURS ET SCIENTIFIQUES DE FRANCE (IESF)

La France compte aujourd'hui plus d'un million d'ingénieurs et de deux cent mille chercheurs en sciences. Par les associations d'ingénieurs et de diplômés scientifiques qu'il fédère, IESF est l'organe représentatif, reconnu d'utilité publique depuis 1860, de ce corps professionnel qui constitue 4% de la population active de notre pays.

Parmi les missions d'Ingénieurs et Scientifiques de France figurent notamment la promotion d'études scientifiques et techniques, le souci de leur qualité et de leur adéquation au marché de l'emploi ainsi que la valorisation des métiers et des activités qui en sont issues.

A travers ses comités sectoriels, IESF s'attache ainsi à défendre le progrès, à mettre en relief l'innovation et à proposer des solutions pour l'industrie et pour l'entreprise. Notre profession s'inscrit pleinement dans le paysage économique et prend toute sa part dans le redressement national.